

Diese Arbeit entstand am Fachgebiet Geotechnik als eine vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer

Tag der mündlichen Prüfung: 09. November 2006

Institut für Geotechnik und Geohydraulik

Universität Kassel – Fachgebiet Geotechnik

Mönchebergstraße 7 – 34125 Kassel

Telefon: (0561) 804 2630

Telefax: (0561) 804 2651

2006, kassel university press GmbH

www.upress.uni-kassel.de

ISBN-10: 3-89958-250-0

ISBN-13: 978-3-89958-250-5

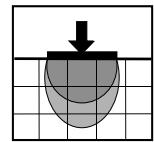
urn:nbn:de:0002-2502

Bibliographische Information der Deutschen Nationalbibliothek:

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie; detaillierte bibliographische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Schriftenreihe Geotechnik

Universität Kassel



Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern

Claas Heitz

Heft 19

November 2006

Vorwort des Herausgebers

Die vorliegende Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Claas Heitz schließt zunächst unsere Forschungsaktivitäten ab, die sich schwerpunktmäßig mit der Ausbildung von Bodengewölben über punkt- und linienförmigen Auflagerungen mit und ohne Bewehrungseinlagen beschäftigt haben. Mit den Untersuchungen von Zaeske (Heft 10, 2001, dieser Schriftenreihe) wurde das Tragverhalten entsprechender Bodengewölbe unter ruhenden Belastungen wissenschaftlich analysiert und daraus ein „Stand der Technik“ abgeleitet, der auch weitgehend in die Neubearbeitung der zuständigen nationalen Empfehlung EBGEO zur Thematik Eingang gefunden hat. Allerdings waren dabei noch eine Reihe von wissenschaftlichen Fragen offen, die sich besonders daraus ergaben, dass die Gewölbemodelle primär im Verkehrswegebau als *geokunststoffbewehrte Tragschichten über Pfahlelementen* ausgeführt werden. Dabei spielt das Verbundverhalten Tragschicht, Bewehrung und Stützpunkte sowie ganz besonders auch eine nichtruhende Belastung aus den Verkehrslasteinwirkungen eine große Rolle.

Hier setzen nun die Untersuchungen von Herrn Heitz ein, wobei methodisch umfangreiche Modellversuche im Maßstab von etwa 1:3 zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt sowie am Dammquerschnitt mit Berücksichtigung der Böschungssituation vorgenommen wurden. Die Modellversuche wurden in einer differenzierten numerischen Analyse mit der Methode der finiten Elemente (FEM) verifiziert und darauf aufbauend modifizierte analytische Berechnungsansätze entwickelt.

Zusammenfassend kommt es bei zyklischen Beanspruchungen im unbewehrten System zu einer Gewölberückbildung verbunden mit erhöhten Systemverformungen. Die Pfahlköpfe stanzen sich dabei von unten in die Tragschicht ein. Die Größe der Gewölberückbildung ist abhängig von der Überdeckungshöhe, der Belastungsfrequenz, der Lastzyklenzahl sowie der zyklischen Belastungsamplitude in Relation zur statischen Überlagerungsspannung. Mit abnehmender Höhe, zunehmender Frequenz, zunehmender Zyklenzahl und Belastungsamplitude tritt eine Gewölbereduktion verstärkt ein. Eine erhöhte Primärspannung kann dazu führen, dass die Bodengewölbe überdrückt werden und dadurch gegenüber zyklischer Beanspruchung stabiler sind. In Abhängigkeit des Überdeckungshöhen-Stützweitenverhältnisses (h/s) können zwei Bereiche unterschieden werden.

- Für etwa $h/s \geq 1,5$ gibt es nur eine geringe bis keine Gewölbereduktion, wobei die nichtruhende Beanspruchung weitgehend durch innere Reibungskräfte aufgenommen werden können.
- Für etwa $h/s < 1,5$ tritt eine teilweise bzw. eine vollständige Gewölbereduktion ein.

Auch bei Anordnung von Bewehrungslagen sind ähnliche Effekte zu beobachten wie im unbewehrten Fall. Das bewehrte Bodenpaket wird von oben in die Pfahlköpfe hineingedrückt und es bilden sich dort durch Kornumlagerungen Scherfugen aus. Dadurch werden Zugkräfte im Geogitter aktiviert (Membraneneffekt). Mit zunehmender zyklischer Beanspruchung behindern die Geokunststoffe die weitere Ausbildung der Scherfugen, reduzieren dadurch den Einstanzvorgang und die Setzungen und erhöhen die Lastumlagerung auf die Pfähle. Insbesondere die unterste Geokunststofflage ist dabei besonders wirksam. Der Membraneneffekt verringert sich bei hochliegenden Bewehrungen deutlich, wobei für zweilagige Bewehrung die obere Lage nur etwa 2/3 der unteren Beanspruchung erhält. Bei drei Geogitterlagen ergibt sich etwa 2/3 für die mittlere und etwa 1/3 der Beanspruchung im Vergleich zur unteren Lage. Auch bei bewehrten Gewölben tritt für ein Überdeckungshöhen-Stützweitenverhältnis von etwa $h/s \geq 1,5$ trotz zyklischer Belastung ein stabiles Bodengewölbe ein. Des Weiteren verringert sich die mittragende Wirkung der Weichschicht unterhalb der untersten Geogitterlage während der zyklischen Belastung.

Aus den durchgeföhrten statischen und zyklischen numerischen Berechnungen konnten die grundsätzlichen Mechanismen aus den Modellversuchen bestätigt bzw. weiter präzisiert werden und mit Hilfe des an unserem Fachgebiet entwickelten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes konnte der unter der zyklischen Belastung eintretende Einstanzvorgang und die Setzungsakkumulation abgebildet werden. Der Dehnungszuwachs in den Geogittern wird qualitativ und teilweise quantitativ auch rechnerisch bestätigt.

Aus den Modellversuchen wurde ein vereinfachter Ansatz für die vorhandenen analytischen Berechnungsverfahren in Form eines Gewölbereduktionsfaktors κ abgeleitet, so dass damit näherungsweise auch für praktische Fälle eine erste Abschätzung der Gewölbereduktion infolge nichtruhender Belastung möglich ist.

Auch wenn mit den beiden von D. Zaeske und C. Heitz durchgeföhrten Forschungsarbeiten ein wesentlicher Erkenntnisfortschritt zum Tragverhalten unbewehrter und geokunststoffbewehrter Tragschichten über Pfahlelementen bei ruhenden und nichtruhenden Belastungen erreicht worden ist, bleiben offene Fragen zur Spreizdruckproblematik, zu konventionellen Berechnungsverfahren bei der Setzungsabschätzung für den Gebrauchszustand sowie auch der wirklichkeitsnahen numerischen Modellierbarkeit der komplexen Systeme bestehen. Für die zukünftige Weiterentwicklung dieser Gründungsverfahren wären besonders gut dokumentierte Messungen an Ausführungsprojekten von Bedeutung.

Es ist mir ein besonderes Anliegen, der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanziellen Unterstützungen zu den durchgeföhrten Forschungsarbeiten zu danken.

Hans-Georg Kempfert

Vorwort des Autors

Die vorliegende Dissertation entstand in den Jahren 2002 bis 2006 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Geotechnik am Institut für Geotechnik und Geohydraulik (IGG) der Universität Kassel. Ziel der Arbeit war es, das Spannungs-Verformungs-Verhalten von Bodengewölben unter nichtruhenden Belastungen zu erforschen. Die Untersuchungen wurden dabei beispielhaft für das Tragsystem *geokunststoffbewehrte Erdschichten über Pfahlelementen* durchgeführt.

In den ersten zwei Jahren der Bearbeitung wurde die vorliegende Dissertation von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert. Für die finanzielle Unterstützung sei an dieser Stelle gedankt.

Für die Bereitstellung der Geokunststoff-Versuchsmaterialien möchte ich mich bei der Firma HUESKER und der Firma NAUE, vor allem bei Herrn Dr.-Ing. D. Alexiew und Herrn Dipl.-Ing. L. Vollmert bedanken.

Für die Möglichkeit der Mitarbeit im Arbeitskreis 5.2 der DGQT, Untergruppe 6.9, danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. C. Göbel. Die Diskussionen im Arbeitskreis haben während der Bearbeitungszeit meiner Dissertation viele Anregungen für meine eigene Arbeit gegeben. Für die freundschaftliche und konstruktive Zusammenarbeit danke ich dem gesamten Arbeitskreis.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert für das mir entgegengebrachte Vertrauen. Er hat mir stets die zum wissenschaftlichen Arbeiten erforderlichen Freiräume gewährt und stand mir jederzeit mit zahlreichen Anregungen und Korrekturen zur Seite.

Für sein Interesse an meiner Arbeit sowie die Übernahme des Koreferats danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. Norbert Meyer. Seine kritische Durchsicht der Manuskripte und seine Diskussionsbereitschaft haben sehr zum Gelingen der Dissertation beigetragen.

Für die Mitwirkung in der Promotionskommission danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. Volker Franz und Herrn Professor Dr.-Ing. Stephan Theobald.

Der experimentelle Teil der Arbeit wäre ohne das große Engagement von Herrn Andreas Gregor, Herrn Guido Melchin, Herrn Steffen Stolze, Herrn Thomas Thielemann und Herrn David Ziem so nicht möglich gewesen.

Herr Günter Luleich hat bei den mechanischen Arbeiten an den beiden Versuchsständen sehr geholfen und meine Vorstellungen gerätetechnisch sehr gut und mit viel Kreativität umgesetzt. Für Ihren unermüdlichen Einsatz bei der Versuchsdurchführung und der Versuchsauswertung der Modellversuche und der verschiedenen weiteren experimentellen Untersuchungen sei allen an dieser Stelle herzlich gedankt.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Dr. Berhane Gebreselassie, Herrn Florian Böhm, Herrn Dirk Griesel und Herrn Ralf Meyer, die mich in vielen labortechnischen und wissenschaftlichen Fragestellungen beraten haben. Als kritische Gesprächspartner mit großem Interesse an meiner Arbeit bedanke ich mich bei Herrn Benjamin Körner, Herrn Marco Ploch, Herrn Sergej Schulz, Herrn Sebastian Thomas und meinem Zimmerkollegen Herrn George Fahmy für die vielen nutzbringenden fachlichen Diskussionen.

Bedanken möchte ich mich auch bei allen weiteren derzeitigen und ehemaligen Mitarbeitern am Fachgebiet Geotechnik für die freundschaftliche und konstruktive Zusammenarbeit während meiner Zeit an der Universität Kassel: Frau Christiane Heiss, Frau Dr. Melanie Witzel, Herrn Patrick Becker, Herrn Florian Hörtkorn, Herrn Jan Lücking, Herrn Dr. Michael Rudolf und Herrn Dr. Bassem Soumaya.

Mein ganz besonderer Dank gilt meiner Familie. Meine Mutter Hildegard und mein Vater Rudolf haben mich stets positiv unterstützt, mich auf meinem gesamten Lebensweg hilfreich begleitet und mir damit erst meinen Werdegang möglich gemacht.

Abschließend gilt der herzlichste Dank Ilka und Tim. Für Ihre Geduld, Ihre Unterstützung, Ihren Ansporn...vielen lieben Dank.

Claas Heitz

Für meine Eltern,
Ilka und Tim.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
2 Vorhandene Gewölbemodelle für verschiedene Anwendungsfälle bei ruhender und nichtruhender Beanspruchung.....	6
2.1 Allgemeines	6
2.2 Gewölbemodelle aus dem Bereich der GEP-Tragsysteme	6
2.3 Gewölbemodelle aus dem Bereich von Erdfallsystemen.....	10
2.4 Gewölbeausbildung in siloartigen Behältern	12
2.5 Gewölbeausbildung im Tunnelbau	13
2.6 Erkenntnisse zur Gewölbeausbildung unter nichtruhender Beanspruchung	14
2.6.1 Zyklische Erdfall-Großversuche	14
2.6.2 In situ-Messungen und zyklische GEP-Großversuche.....	16
2.6.3 Zusammenfassung der bisherigen Erkenntnisse zur Gewölbeausbildung unter nichtruhenden Lasten	19
3 Zum Kenntnisstand über das mechanische Verhalten des Verbundsystems Füllboden-Geokunststoff unter nichtruhenden Lasteinwirkungen.....	21
3.1 Allgemeines	21
3.2 Zyklisch-dynamisches Materialverhalten von nichtbindigen Böden.....	21
3.3 Ermüdungsverhalten von Geokunststoffen unter zyklischer Zugbeanspruchung	24
3.4 Verbundverhalten von Geokunststoff und Füllboden unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen.....	26
3.5 Dynamische Stabilität	27
3.6 Ableitung von zyklisch-dynamischen Belastungsrandbedingungen für die Modellversuche	29
3.6.1 Allgemeines.....	29
3.6.2 Festlegung der Grundlast	29
3.6.3 Festlegung der Belastungsspannweite.....	29
3.6.4 Festlegung der Belastungsfrequenz.....	31
3.6.5 Festlegung der maximalen Lastzyklenzahl	32
3.6.6 Festlegung des Belastungsschemas	33
4 Bestimmung der Materialparameter für Modellversuche und Berechnungen.....	35
4.1 Standardlaborversuche	35
4.1.1 Pfahlelemente	35
4.1.2 Weichschicht (Torf)	35
4.1.3 Modellsand	36

4.1.4	Geokunststoffe	40
4.2	Bestimmung der zyklischen Materialkennwerte	43
4.2.1	Zyklische Triaxialversuche am Modellsand	43
4.2.2	Zyklische Ödometerversuche am Torf	46
4.2.3	Materialverhalten der Geokunststoffe sowie Verbundverhalten Geokunststoff-Füllboden unter zyklischer Beanspruchung	47
5	Modellversuche zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt	49
5.1	Versuchsrandbedingungen und Zielsetzung	49
5.2	Versuchsumfang und Durchführung	53
5.2.1	Versuchseinbau	53
5.2.2	Statische Belastung	53
5.2.3	Zyklisch-dynamische Belastung	54
5.2.4	Zusammenstellung des Versuchsumfangs für Pfahlrasterausschnitt	57
5.3	Zusammenstellung der Versuchsergebnisse	59
5.3.1	Statische Referenzversuche (Versuche S01 – S03)	59
5.3.2	Zyklische Modellversuche ohne Geogitterbewehrung (Versuche Z01 – Z03)	63
5.3.3	Ein- und mehrlagig bewehrte zyklische Modellversuche (Versuche Z04 – Z09)	71
5.3.4	Untersuchung des Einflusses der Dehnsteifigkeit (Versuche Z10 und Z11) ..	83
5.3.5	Untersuchung eines Bettungsausfalls (Versuche Z12 und Z13)	85
5.3.6	Untersuchung des Einflusses der Lastmittelstellung (Versuche Z14 – Z16) ..	88
5.3.7	Untersuchung des Einflusses der Lastamplitude (Versuche Z17 und Z18) ...	89
5.3.8	Untersuchung des Belastungsschemas II	91
5.3.9	Untersuchung des Einflusses der Geogitterstruktur (Versuche Z19 – Z21)	92
5.4	Zusammenfassende Bewertung der Modellversuchsergebnisse zur Gewölbeausbildung unter nichtruhender Belastung	97
5.4.1	Qualitative Beurteilung	97
5.4.2	Beurteilung der Gewölbeausbildung unter zyklisch-dynamischer Belastung im unbewehrten GEP-System	98
5.4.3	Beurteilung der Wirkungsweise einer ein- bis dreilagigen Geogitterbewehrung unter zyklisch-dynamischer Belastung	100
6	Modellversuche am Dammquerschnitt	103
6.1	Versuchsrandbedingungen, Zielsetzung und Versuchsprogramm	103
6.2	Untersuchung der Lastausbreitung im Böschungsbereich bei zyklischer Belastung (Phase A bis C) in den Versuchen D01 und D02	105
6.3	Untersuchung der Spreizdruckentwicklung im Böschungsbereich unter statischer Belastung (Phase D) in den Versuchen D01 und D02	108

6.3.1	Darstellung ausgewählter Versuchsergebnisse	108
6.3.2	Zusammenstellung und Bewertung von Ansätzen zur Berücksichtigung von Spreizkräften im Böschungsbereich.....	112
6.4	Systemverhalten bei Anordnung der vertikalen Tragelemente im Dreieckraster ...	119
7	Numerische Berechnung ausgewählter Versuche	124
7.1	Allgemeine Anmerkungen zur FEM.....	124
7.1.1	Zielsetzung und Allgemeines.....	124
7.1.2	Zyklisch-viskoplastischer Stoffansatz nach <i>Stöcker (2002)</i>	125
7.1.3	Kritische Anmerkungen zur Verwendung der FEM für die vorliegende Problemstellung	128
7.2	Ableitung und Validierung der Elementparameter	129
7.2.1	Allgemeines	129
7.2.2	Modellsand-, Weichschicht-, Pfahlbereiche und Lastplatte	130
7.2.3	Modellierung der Geogitterlagen	132
7.2.4	Modellierung des Verbundverhaltens	135
7.3	Berechnungsergebnisse	136
7.3.1	Übersicht über die FEM-Modelle zu Modellversuchsstand M1	136
7.3.2	Rotationssymmetrisches unbewehrtes Modell.....	136
7.3.3	Vereinfachtes ebenes, bewehrtes und unbewehrtes Ersatzmodell	141
7.3.4	Unbewehrtes und bewehrtes räumliches Modell	147
8	Analytische Berechnungsmodelle	153
8.1	Allgemeines	153
8.2	Analytische Ansätze zur Spannungsermittlung	153
8.2.1	Beurteilung der Gültigkeit derzeitiger Gewölbeansätze unter nichtruhender Belastung.....	153
8.2.2	Vereinfachter Ansatz mittels Gewölbereduktionsfaktor (GRF-Verfahren).	155
8.2.3	Bruchmodell nach <i>Russel et al. (1997)</i> mit modifizierten Reibungsansätzen	160
8.3	Berechnungsmodelle für mehrlagige Bewehrungsanordnung	168
8.3.1	Allgemeines.....	168
8.3.2	Zur Anwendbarkeit des Membranmodells nach <i>Zaeske (2001)</i> für ein- bis dreilagige Bewehrung unter zyklisch-dynamischer Belastung	169
8.3.3	Berechnungsmodelle nach <i>Collin (2004)</i> und <i>Wang et al. (1996)</i> für Lastübertragungsmatrizen.....	171
8.4	Analytischer Ansatz zur Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge bei GEP-Dammbauwerken	175
9	Dokumentation des Erkenntnisfortschritts	180

10 Zusammenfassung.....	184
Summary.....	187
11 Literaturverzeichnis.....	190

Anhänge

- Anhang A: Analytische Gewölbemodelle
- Anhang B: Erläuterungen zu Modellversuchsständen M1 und M2
- Anhang C: Zugkraft-Dehnungslinien und Isochronen der Geogitter
- Anhang D: Polynomfunktionen und rechnergestützte Bemessung von
GEP-Dammbauwerken nach *Empfehlung 6.9 (2006)*
- Anhang E: Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole

1 Einleitung

Die vorliegende Arbeit geht aus von dem bodenmechanischen Effekt der Gewölbeausbildung in nichtbindigen Böden unter statischer (ruhender) Belastung und untersucht die Gewölbebeeinflussung durch zyklisch-dynamische (nichtruhende) Belastungen sowie die Stabilisierung von Gewölben durch horizontale Bewehrungseinlagen aus Geogittern.

Die Gewölbeausbildung innerhalb eines granularen Materials ist ein bekanntes Phänomen. Füllt man einen durch unverschiebbare Wände begrenzten Halbraum mit einem nichtbindigen Boden, so stellt sich innerhalb des ungestörten Erdkörpers in vertikaler Richtung die Eigengewichtsspannung und in horizontaler Richtung der Erdruhedruck ein. Der ungestörte Zustand ist dadurch definiert, dass die Bodenteilchen nach ihrer Sedimentation im Halbraum keine Relativverschiebungen zueinander mehr erlitten haben, siehe Bild 1.1a.

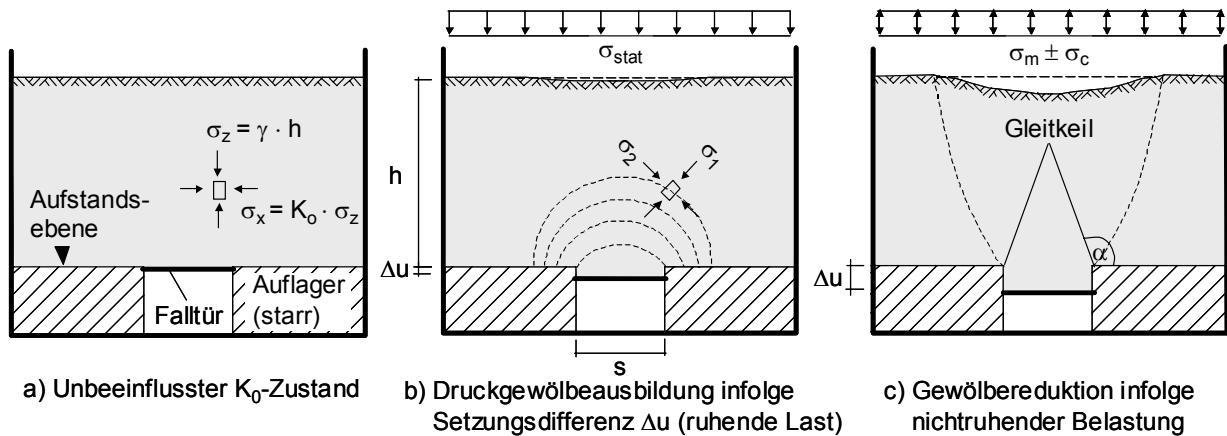


Bild 1.1: Gewölbeausbildung im Falltürversuch, für ruhende Belastung nach *Terzaghi* (1936)

Ändert man die Bettungsverhältnisse in einem Teilbereich der Aufstandsebene des Erdkörpers, z.B. durch Absenkung einer Bodenklappe (Bild 1.1b), so kommt es oberhalb dieses Ausfallbereiches zu Relativverschiebungen der Bodenkörper. Der durch die Relativverschiebung aktivierte Reibungs- und Strukturwiderstand zwischen den einzelnen Bodenteilchen bewirkt eine Änderung des Spannungszustandes und eine gewölbeartige Verdrehung der Hauptspannungsrichtungen. Von den nicht nachgebenden Auflagerungsbereichen ausgehend bilden sich Druckgewölbe aus, die die nachgebenden Ausfallbereiche vollständig überspannen können und oberhalb befindliche Lasten überproportional in die seitlichen Auflagerungspunkte umleiten. Durch die Lastumlagerung innerhalb des Gewölbes sind diese Bodenbereiche nicht nur mehr belastende Elemente, sondern werden selber zum Bestandteil des Tragsystems. Voraussetzung für eine vollständige Gewölbeausbildung ist neben einer Setzungs- oder Bettungsdif-

ferenz (Aufstandsfläche / Ausfallbereich) insbesondere ein ausreichendes Verhältnis der Überdeckungshöhe h zur Stützweite s .

Während ein solches Bodengewölbe für statische Lastzustände stabil ist, konnte für zyklisch-dynamische Beanspruchungen hingegen in ersten durchgeführten Laborversuchen ein partielles Nachlassen der Gewölbewirkung beobachtet werden (Zaeske, 2001). Es wird angenommen, dass unter bestimmten zyklischen Lasteinwirkungen eine Auflösung der in Richtung der Gewölbeköpfen (Drucktrajektorien) verlaufenden Kornkontakte innerhalb des granularen Materials auftreten kann und stattdessen vermehrt Kornumlagerungen und Korndrehungen stattfinden, die zur Ausbildung von Scherfugen nach Bild 1.1c führen. Von den festen Auflagerungsbereichen beginnend, breiten sich diese in den oberhalb befindlichen Bodenkörper aus. Näherungsweise kann z.B. ein dreieckförmiger Gleitkeil als Bruchmechanismus angenommen werden.

Bei praktischen Projekten kann das Phänomen der Gewölbearbeitungen z.B. bei siloartigen Behältern, im Tunnelbau, im Bereich von Erdfällen und Tagesbrüchen oder bei Systemen, die nach dem Wirkungsprinzip geokunststoffbewehrter Erdschichten über Pfahlelementen (GEP) konstruiert sind, beobachtet werden. Die weiteren wissenschaftlichen Untersuchungen innerhalb dieser Arbeit beschränken sich weitgehend auf letzteren Anwendungsfall.

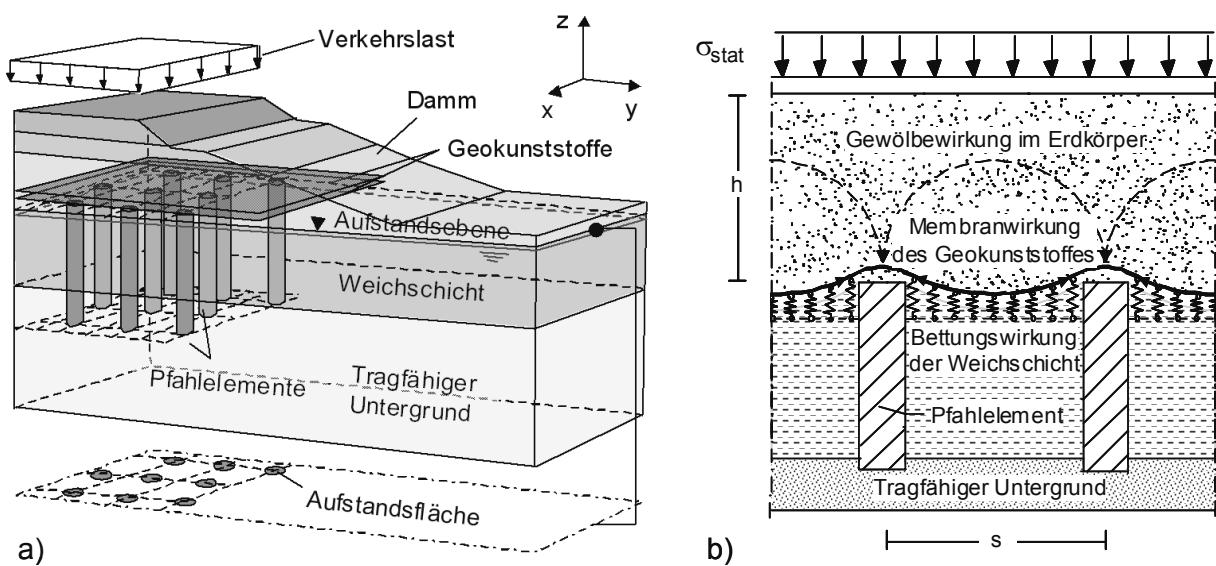


Bild 1.2: GEP-Tragsystem (a) und Tragmechanismen (b)

Insbesondere bei GEP-Tragsystemen wird die Gewölbearbeitung konstruktiv zur Lastableitung genutzt. Die Gewölbe stellen den wichtigsten Bestandteil des Tragsystems dar, siehe Bild 1.2. Die Bettungsdifferenz wird bei diesem System künstlich durch Einbringen punkt- oder linienförmiger Tragelemente erzeugt. Die sich ausbildenden Bodengewölbe leiten ober-

halb der Gewölbe befindliche Lasten überproportional in die Tragelemente um und entlasten dadurch die gering tragfähige Weichschicht im Zwischenbereich. In der Regel wird das Tragsystem in Verbindung mit einer oder mehreren horizontalen Geokunststofflagen ausgeführt. Die Geokunststoffe überbrücken die nachgiebigen Zwischenbereiche, nehmen die hier wirkenden restlichen vertikalen Spannungen auf und leiten diese in die Tragelemente ein, so dass es mit Bewehrung zu einer noch stärkeren Entlastung der Weichschicht kommt.

Derzeit existieren verschiedene Berechnungsverfahren, mit denen die Gewölbeausbildung berücksichtigt werden kann und die Einzelkomponenten der Konstruktionen (Pfahlelement und Geokunststoffbewehrung) bemessen werden können, siehe z.B. *Hewlett et al. (1988)*, *BS 8006 (1995)*, *Zaeske (2001)* eingeflossen in *Empfehlung 6.9 (2006)*. Alle analytischen Gewölbemodelle basieren dabei entweder auf der Annahme eines statischen Lastzustandes oder sind empirisch aus statischen Modellversuchen abgeleitet.

In der Ingenieur-Praxis kommen GEP-Tragsysteme vornehmlich im Verkehrswegebau zur Anwendung. Hier unterliegt das Bauwerk hauptsächlich nichtruhenden Beanspruchungen, z.B. in Form wiederholter Zugüberfahrten. Diese nichtruhenden Lasten werden derzeit in der Bemessung auf der Einwirkungsseite pauschal durch eine erhöhte Ersatzlast berücksichtigt. Da ein Nachlassen der Gewölbewirkung unter nichtruhender Belastung in Laborversuchen bereits beobachtet werden konnte (*Kempfert et al., 2001*), ist es fraglich, ob mit der bisherigen quasi-statischen Bemessungsvorgehensweise die tatsächliche zyklisch-dynamische Beanspruchung erfasst werden kann. Insbesondere auch deswegen, weil die Anwendung des Gewölbetragsmodells grundsätzlich in Frage steht. Die Auswirkungen einer zyklischen Beanspruchung innerhalb eines GEP-Tragsystems sind in Bild 1.3 zusammenfassend dargestellt.

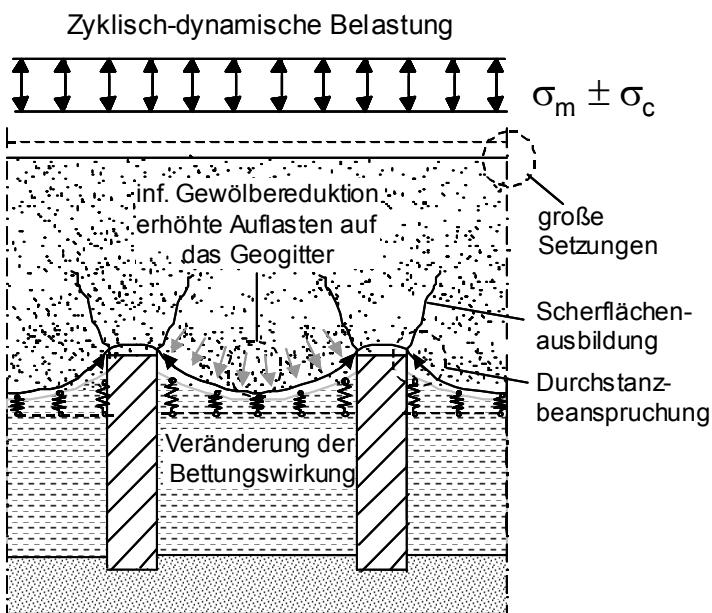


Bild 1.3:

Mögliche Auswirkungen einer nichtruhenden Beanspruchung bei GEP-Tragsystemen

Zusätzlich zur Veränderung des Spannungszustandes, d.h. Gewölberückbildung und dadurch bedingte erhöhte Beanspruchungen der einzelnen Systemkomponenten (Geokunststoff und Pfahlelement), gehen mit nichtruhenden Beanspruchungen immer auch kumulativ-plastische Verformungen einher. Diese sind insbesondere hinsichtlich des Langzeitverhaltens der Konstruktion und damit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Bedeutung.

Während über die Gewölbeausbildung unter ruhenden Einwirkungen wissenschaftlich weitgehend abgesicherte Erkenntnisse vorliegen, kann das Gewölbetragverhalten unter nichtruhenden Beanspruchungen noch nicht zuverlässig vorhergesagt werden. Mit der vorliegenden Forschungsarbeit sollen die Einflüsse zyklisch-dynamischer Beanspruchungen auf ein unbewehrtes und ein geokunststoffbewehrtes Gewölbesystem wissenschaftlich untersucht und die Erkenntnislücken zumindest für die im Verkehrswegebau zu erwartenden Einwirkungen geschlossen werden. Die Untersuchungen werden in der Arbeit exemplarisch am Beispiel eines GEP-Dammsystems durchgeführt, sie können aber auch auf andere praktische Situationen (s.o.) unter nichtruhenden Lasten übertragen werden.

Im Einzelnen werden folgende Teilziele verfolgt:

- Identifikation der wesentlichen Einflussgrößen, die zu einer Gewölbereduktion unter nichtruhenden Beanspruchungen führen sowie modellmäßige Beschreibung der Versagensmechanismen beim zyklischen Versagen.
- Benennung von geometrischen Randbedingungen oder zyklischen Belastungsrandbedingungen, die eine quasi-statische Bemessungsvorgehensweise mit den derzeit vorhandenen Bodengewölbmodellen gerade noch erlauben.
- Ableitung eines bodenmechanischen Modells zur Gewölbereduktion und zum Durchstanzmechanismus; d.h. zyklisch-dynamische Einwirkungen, die außerhalb der obigen Gültigkeitsgrenzen statischer Gewölbemodelle liegen, sollen durch ein erweitertes Berechnungsverfahren berücksichtigt werden.
- Identifizierung eines stabilisierenden Einflusses der Geogitterlagenanzahl auf die Gewölbeausbildung. Modellversuche mit mehrlagiger Bewehrung liegen für GEP-Tragsysteme in Deutschland derzeit noch nicht vor.
- Überprüfung der Anwendbarkeit von analytischen Berechnungsmodellen für mehrlagige Bewehrungsanordnungen.
- Abschließende Aufbereitung der wissenschaftlichen Erkenntnisse und der entwickelten analytischen Ansätze in einer für die Ausführungspraxis umsetzbaren Form sowie Angabe von Konstruktionsempfehlungen.

Neben diesen hauptsächlich auf das allgemeine Gewölbetragverhalten unter nichtruhenden Lasten ausgerichteten Teilzielen werden ergänzend drei praxisrelevante Fragestellungen untersucht, die speziell GEP-Dammkonstruktionen betreffen und die sich während der Bearbeitung der Forschungsarbeit ergeben haben bzw. nach Abschluss der vorherigen Forschungsarbeit (*Zaeske, 2001*) noch verblieben waren:

- Beurteilung der Verwendbarkeit der Methode der Finiten-Elemente zur Berechnung eines GEP-Systems unter ruhender und nichtruhender Belastung.
- Beurteilung des derzeit verwendeten vereinfachten Spreizdruckansatzes sowie des derzeit gültigen Verankerungsnachweises für GEP-Dammbauwerke und Erarbeitung eines ersten verbesserten Ansatzes auf Basis großmaßstäblicher Modellversuche und numerischer Berechnungen.
- Beurteilung des Systemverhaltens bei Anordnung der Pfahlelemente im Dreieckraster.

Methodisch werden die wissenschaftlichen Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter und unbewehrter Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Lasteinwirkung mit Hilfe von zwei großmaßstäblichen Modellversuchsständen durchgeführt, die verschiedene Bereiche eines GEP-Dammsystems im Maßstab 1:3 nachbilden. Die Großversuche knüpfen an bereits vorliegende experimentelle Untersuchungen unter statischen Einwirkungen an (*Zaeske, 2001*).

Als weiterer Schwerpunkt werden numerische Modellierungen des Tragsystems mit Hilfe von Finite-Elemente Programmen vorgenommen. Neben statischen Berechnungen finden zyklische Berechnungen des Tragsystems unter Benutzung des Programms ABAQUS statt. Hierbei wird auf einen zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz zurückgegriffen, der aus einem Forschungsprojekt zur Grundlagenforschung zum Trag- und Verformungsverhalten zyklisch belasteter Böden hervorgegangen ist (*Stöcker, 2002*).

2 Vorhandene Gewölbemodelle für verschiedene Anwendungsfälle bei ruhender und nichtruhender Beanspruchung

2.1 Allgemeines

In der Literatur finden sich eine Vielzahl von analytischen Gewölbemodellen, wobei die meisten dieser Modelle für spezielle Anwendungsfälle (z.B. Tunnelbau, GEP-Tragsysteme, Erdfallüberbrückungen, Silobehälter) hergeleitet worden sind. Neben der realitätsnahen Berücksichtigung einer Gewölbeausbildung ist bei GEP-Tragsystemen und Systemen zur Erdfallüberbrückung insbesondere die Bemessung des Geokunststoffes wichtig. Dem Geokunststoff wird dabei eine durch Gewölbewirkung verminderte vertikale Spannung zugewiesen. Anschließend wird die Zugkraft im Geokunststoff über Ansätze aus der Seilstatik oder der Membrantheorie bestimmt.

Nachfolgend sind die wichtigsten analytischen Verfahren zur Gewölbeausbildung zusammengestellt. Die im Rahmen dieser Arbeit durch Vergleichsberechnungen näher untersuchten Ansätze sind in ausführlicherer Form in Anhang A enthalten.

2.2 Gewölbemodelle aus dem Bereich der GEP-Tragsysteme

Bei der Errichtung eines Bauwerkes auf gering tragfähigem Untergrund werden insbesondere an die Gründungskonstruktion hohe Anforderungen gestellt. Ohne gründungsverbessernde Maßnahmen kann der setzungsempfindliche Boden zum Verlust der Tragfähigkeit führen oder große vertikale Setzungen und horizontale Verformungen zur Folge haben. Neben den klassischen Bauverfahren (z.B. statische Vorbelaistung, Benutzung von Leichtbaustoffen, Bodenaushub und Bodenaustausch, stufenweise Belastung in Verbindung mit Vertikaldrainagen, siehe z.B. *Mitchell (1981)*, *GB-Taschenbuch (2003)*), wurden in den letzten Jahren insbesondere GEP-Konstruktionen ausgeführt. Eine Vielzahl von Anwendungsformen für diese Bauweise sind derzeit bekannt (siehe Bild 2.1), wobei immer das gleiche Tragprinzip zu Grunde liegt. Pfahlelemente werden in einem gleichmäßigen Raster in den setzungsempfindlichen Untergrund eingebracht wodurch eine künstliche Aufstandsebene oberhalb der setzungsempfindlichen Schicht hergestellt wird. Von den starren Auflagerungsbereichen (Pfahlköpfen) ausgehend, bilden sich Bodengewölbe aus, die die nachgebenden Zwischenbereiche überspannen und oberhalb befindliche Lasten überproportional in die Gründungselemente einleiten. Die horizontalen Geokunststofflagen stabilisieren dabei das Tragsystem zusätzlich (Membranwir-

kung) und nehmen die noch verbliebenen vertikalen Spannungen in den Zwischenbereichen auf.

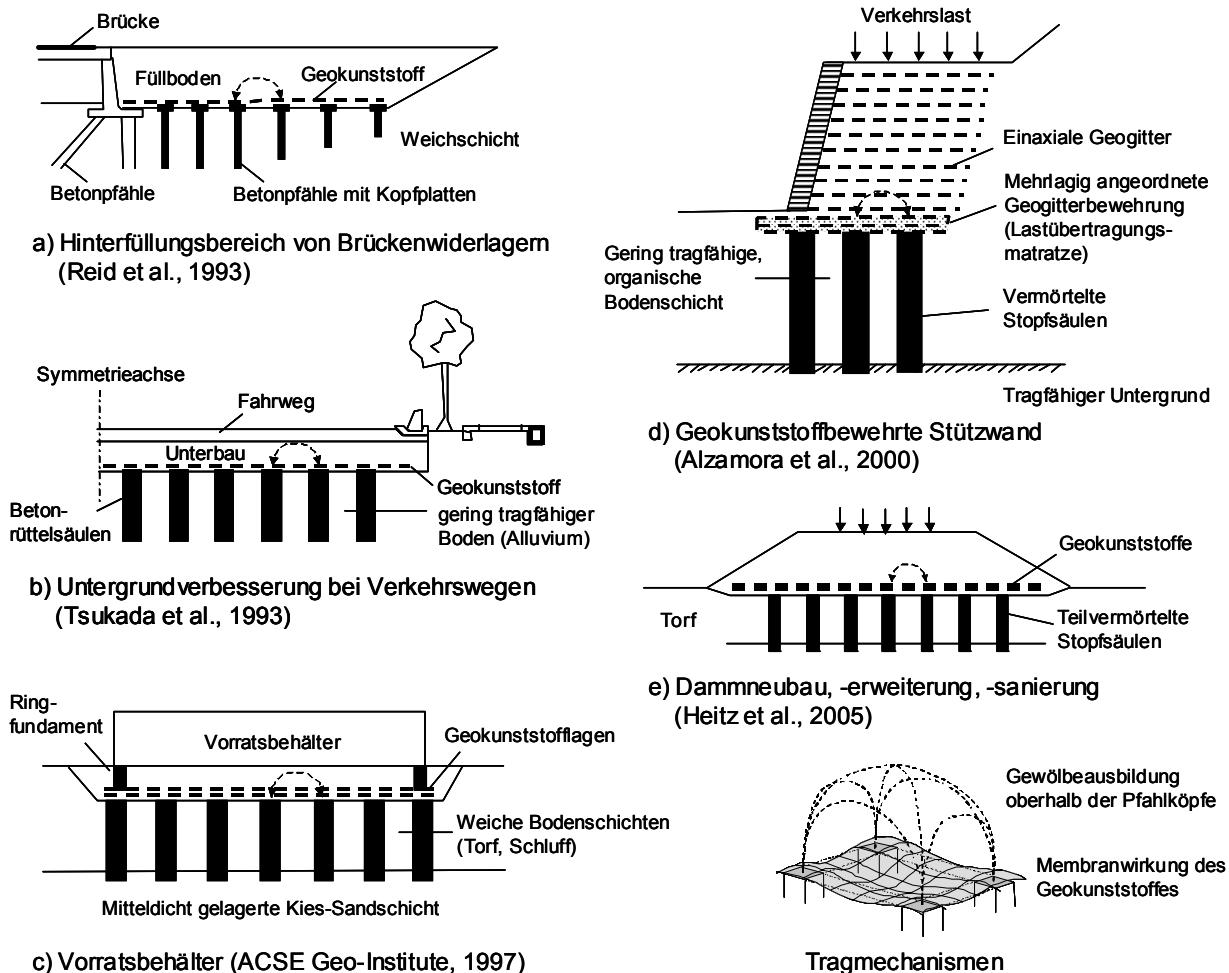


Bild 2.1: Ausführungsformen von GEP-Tragsystemen und Tragmechanismen

Als Pfahlelemente können Bohrpfähle, Mikropfähle, Verdrängungspfähle, vermörtelte oder teilvermortelte Stopfsäulen, im Düsenstrahlverfahren hergestellte Säulen sowie andere Tragglieder, die ein ähnliches Tragverhalten aufweisen, verwendet werden. Linienförmige Tragglieder (z.B. Schlitz- oder Injektionswände) sind in der Ausführungspraxis die Ausnahme. Als Geokunststoffe kommen in der Regel ein- oder biaxiale Geogitter aus PET, PVA oder Aramid zum Einsatz.

Aus dem Bereich der GEP-Tragkonstruktionen sind eine Reihe von Gewölbemodellen bekannt. Die Tabellen 2.1a und 2.1b geben einen Überblick über die derzeit wichtigsten Ansätze. Alle Ansätze sind in detaillierter Form inklusive Schemazeichnungen, Berechnungsformeln und Herleitungen in Anhang A wiederzufinden.

Tabelle 2.1a: Überblick über Gewölbemodelle aus dem Bereich der GEP-Tragsysteme

Autor	<i>Terzaghi (1943)</i>	<i>Russel et al. (1997)</i>	<i>Kinematische Verfahren</i>
Skizze			
Verhältnisse	2-D	3-D	2-D
Gewölbe-wirkung	Vorgabe von Scherflächen, in denen innere Reibungskräfte bzw. Scherspannungen wirken und Betrachtung des Kräftegleichgewichtes.		
GG-Zugkraft	kein Ansatz enthalten – Bestimmung jedoch mittels Membrantheorie möglich		
Anmerkung	Siehe auch trap-door-Untersuchungen nach <i>McNulty (1965)</i> und <i>Koutsabeloulis (1989)</i> .	3D- Erweiterung des Ansatzes nach <i>Terzaghi (1943)</i> – kreuzförmiger Bruchkörper.	Näheres siehe <i>Zaeske (2001)</i> .

Autor	<i>Guido et al. (1987)</i>	<i>Carlson (1987)</i>	<i>SINTEF / Svano (2000)</i>
Skizze			
Verhältnisse	3-D	2-D bzw. 3-D	3-D
Gewölbe-wirkung	Vorgabe von Bruch- bzw. Erdkörpern in Keil- oder Pyramidenform. Das Eigengewicht der Körper sowie eventuell darauf wirkende Verkehrslasten werden dem Geokunststoff als Beanspruchung zugewiesen.		
GG-Zugkraft	Ansätze auf Basis der Seiltheorie.		
Anmerkung	-	<i>Rogbeck (1998)</i> bzw. <i>Eekelen et al. (2003)</i> erweiterten den Ansatz für unvollständige Gewölbearbeitung und den 3-D Fall.	Untersuchungen zum Gradienten β sind in <i>Eekelen et al. (2003)</i> zu finden; empfohlen wird β zwischen 3,0 und 4,7 zu wählen.

Tabelle 2.1b: Überblick über Gewölbemodelle aus dem Bereich der GEP-Tragsysteme

Autor	Kolymbas (1998)	BS 8006 (1995)
Skizze		
Verhältnisse	2-D	3-D
Gewölbe-wirkung	Gewölbewirkung näherungsweise über Parabelgleichungen bzw. empirische Gewölbekoeffizienten bestimmt (Verfahren aus dem Bereich des Tunnelbaus).	
GG-Zugkraft	kein Ansatz enthalten – jedoch möglich mittels Seiltheorie	Ansatz auf Basis der Seiltheorie
Anmerkung	-	Gewölbekoeffizient basiert auf Untersuchungen nach Marston et al. (1913) an gewölbten Kabelkanälen – siehe auch Spangler et al. (1973).

Autor	Hewlett et al. (1988)	Zaeske (2001)
Skizze		
Verhältnisse	2-D bzw. 3-D	2-D bzw. 3-D
Gewölbe-wirkung	Verfahren mit Vorgabe eines Hauptspannungszustandes in Form von Gewölbeschalen. Lösung des DGL-Systems stellt eine geschlossene Lösung des Spannungsverlaufes über die Tiefe dar.	
GG-Zugkraft	kein Ansatz enthalten – jedoch möglich mittels Seiltheorie (siehe auch Anmerkungen)	Ansatz auf Basis der Theorie des elastisch gebetteten Seils; eine entlastende Bettungswirkung der Weichschicht kann berücksichtigt werden.
Anmerkung	Low et al. (1994) vereinfachten den Ansatz für den 2-D Fall. Hewlett et al. (1988) diente als Basis für das Bemessungsverfahren nach Kempfert et al. (1995) zur Dimensionierung der GG-Zugkraft.	Zaeske (2001) ist Grundlage des Bemessungsverfahrens nach EBGEO „Empfehlung 6.9 (2006)“.

2.3 Gewölbemodelle aus dem Bereich von Erdfallsystemen

Erdfälle und Tagesbrüche sind in vielen Karstregionen und Bergbaurevieren ein bekanntes Phänomen und äußern sich an der Erdoberfläche als krater- oder spaltenförmige Erdeinbrüche, die jederzeit und ohne Vorwarnung auftreten können. Verursacht werden diese Einbrüche durch einstürzende Hohlräume im Untergrund, die aus anthropogenen oder natürlichen Einflüssen resultieren. Dazu zählen z.B. der bergmännische Abbau von Mineralstoffen, die Erstellung unterirdischer Bauwerke, Erosionen oder Verkarstungen, siehe *Paul (2002)*.

Eine übliche Methode der Schadensvorsorge besteht im Verfüllen vorhandener Hohlräume oder dem Verpressen von Injektionsgut. Da Lage und Ausmaß der unterirdischen Hohlräume oft nicht vollständig bekannt sind und darüber hinaus auch natürlichen Veränderungen unterliegen können, sind beim Neubau von Verkehrswegen in erdfallgefährdeten Gebieten präventive Maßnahmen zu treffen. Insbesondere Überbrückungsvarianten mit Hilfe von Geokunststoffen haben hierbei in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Die Geokunststoffbewehrung soll nach dem Prinzip der Teilsicherung eine räumliche Begrenzung und zeitliche Verzögerung der an der Fahrbahn auftretenden Erdfalleinbrüche bewirken. Bild 2.2 zeigt den Querschnitt eines Fahrbahnaufbaus sowie zwei mögliche Beanspruchungssituationen. Phase I (nach erfolgtem Erdfall) ist durch nachbrechendes Gesteinsmaterial aus dem Dammaufbau gekennzeichnet, das zunächst von der Geokunststofflage aufgefangen werden kann.

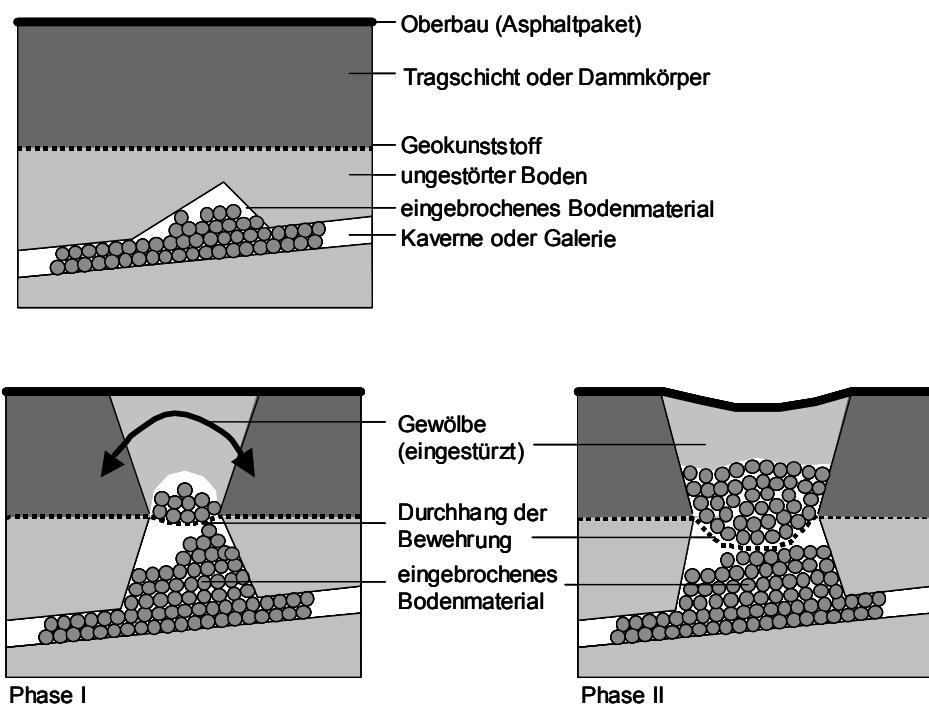


Bild 2.2: Querschnitt eines Straßenaufbaus mit Geokunststoffbewehrung und Beanspruchungsphasen beim Auftreten eines Erdfalls, aus *Möller et al. (2002)*

Bei entsprechender Dammhöhe und Abmessung des Erdfallkraters bildet sich ein Bodengewölbe aus, das die Eigenlasten (ohne Verkehrslasten) abträgt. Die Gewölbeausbildung reduziert die Geokunststoffbeanspruchung sowie die vertikalen Verformungen über der Fehlstelle, Lüke (2002). Durch Verkehrsbelastungen (Übergang zu Phase II) kann Dammmaterial entsprechend dem Winkel der inneren Reibung nachbrechen. Die Gewölbewirkung vermindert sich bei gleichzeitiger Zunahme der Systemverformungen und Vergrößerung der Zugbeanspruchungen im Geokunststoff. Im Bruchzustand sind an der Oberfläche schließlich große Einsenkungen und Beschädigungen des Oberbaus erkennbar.

Für die Überbrückung von Erdfällen und Tagesbrüchen mittels Geokunststoffbewehrungen wird derzeit auf Grundlage der Forschungsergebnisse von Schwerdt (2004) ein neu entwickeltes Bemessungsverfahren in einen Empfehlungstext der DGTT (Empfehlung 6.11) eingearbeitet. Bisher wurden zur Bemessung der Geokunststoffbewehrung meist die Nachweisverfahren des British Standard BS 8006 (1995) oder nach Giroud et al. (1990) herangezogen. Aufgrund der einfachen zylindrischen Bruchgeometrie bauen die vorhandenen Gewölbemodelle auf dem Ansatz nach Terzaghi (1943) auf. Tabelle 2.2 enthält eine Zusammenstellung der Ansätze.

Tabelle 2.2: Ausgewählte Bemessungsverfahren für Erdfallsysteme

Autor	BS 8006 (1995)	Giroud et al. (1990)	RAFAEL / Blivet (2002)
Skizze			
Verhältnisse	2-D und 3-D (axialsym.)	2-D	3-D
Gewölbewirkung	Keine Berücksichtigung der Gewölbewirkung !	Entspricht 2D-Ansatz nach Terzaghi (1943); d.h. unendlich langer Bruchkörper.	3D- Erweiterung des Ansatzes nach Terzaghi (1943) für einen zylindrischen Bruchkörper.
GG-Zugkraft	Ansatz auf Basis der Seiltheorie bei Annahme einer trichterförmigen Einsenkungsmulde und Volumenkonstanz während des Erdfalls.	Ansatz auf Basis der Seiltheorie.	

2.4 Gewölbeausbildung in siloartigen Behältern

Während der Druck in einem mit einer Flüssigkeit gefüllten Behälter von oben nach unten linear zunimmt, ist der Druck in einem mit granularer Materie gefüllten Behälter etwa konstant. Dieses ist auf die Ausbildung von Gewölben zurückzuführen, die die darunterliegende Materie von der Gewichtskraft der darüberliegenden abschirmen und den Druck auf die Behälterwände umleiten. Durch die Entleerung des Behälters kommt es zu einem Umschalten vom aktiven in den passiven Spannungszustand. Hierbei ist ein Hochlaufen des Wandspannungsmaximums σ_{max} festzustellen, siehe auch Bild 2.3.

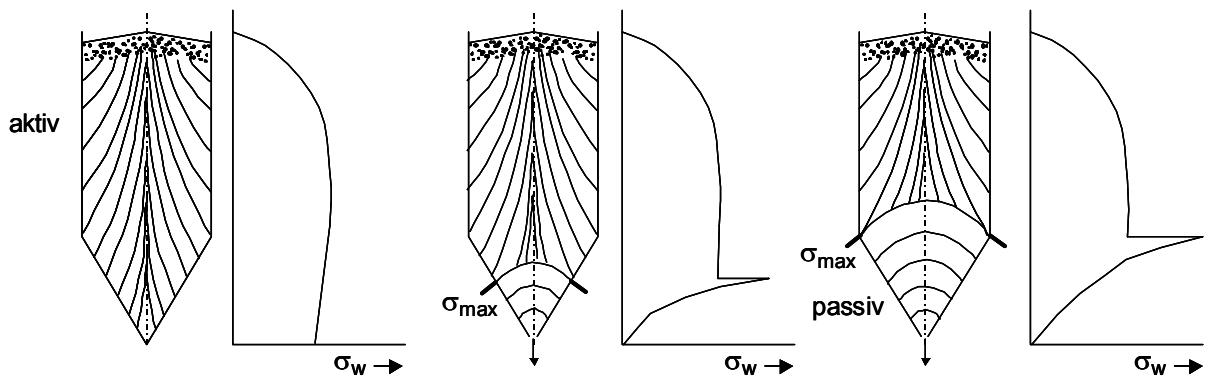


Bild 2.3: Trajektorien der größten Hauptspannung σ_1 und Verlauf der Normalspannungen σ_w auf die Silowand, nach Martens (1988)

Bei der Entleerung eines Silos kann der Fall auftreten, dass sich über der Auslauföffnung derart stabile Gewölbe ausbilden, dass der Schüttgutfluss zum Erliegen kommt. Man spricht dann von Brückebildung, siehe Böhrnsen (2002) und Schulze (2003). Im stationären Zustand besitzen diese Gewölbe einen gewissen Grad an Stabilität, der bei weiterer Entleerung jedoch abrupt verloren gehen und zu schlagartigen Beanspruchungen und damit zu Schäden am Behälter führen kann. Zur Vermeidung von Gewölbeeffekten sind in Silobehältern häufig Vibrationsböden oder Unwuchtmotoren eingebaut, die das Schüttgut durch eine überlagerte harmonische Schwingung (i.d.R. 5 – 200 Hz) anregen (Bild 2.4).

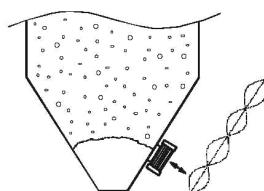


Bild 2.4: Unwuchtmotor zur Schwingungsinduzierung, aus Kollmann (2002)

Im Einflussbereich der Schwingungsanregung kommt es zu Kornumlagerungen und einem Auflösen der Kornkontaktestellen, was wiederum zu einem Zusammenbruch der Gewölbe führt und einen konstanten Siloausfluss gewährleistet.

Auch wenn die Gewölbeausbildung in siloartigen Behältern innerhalb dieser Forschungsarbeit nicht weiter verfolgt wird, so zeigt dieses Beispiel jedoch, dass nichtruhende Beanspruchungen zu einer Gewölbeauflösung führen können. Nähere Hinweise zu Zusatzbeanspruchungen auf die Außenwände von Silobehältern infolge Gewölbeausbildung sowie anzusetzende Silolasten und Empfehlungen zur Vermeidung von Brückeneffekten können *Martens (1988)* (Silohandbuch), *DIN 1055 (Teil 6)* und *Kollmann (2002)* entnommen werden.

2.5 Gewölbeausbildung im Tunnelbau

Während des Vortriebs eines Tunnels wird im Bereich der Ortsbrust das Bodengefüge gestört. Der Boden oberhalb der Tunnelfirste gibt dabei nach und stützt sich über Gewölbewirkung seitlich ab. Der auf den Tunnelfirst wirkende Gebirgsdruck verringert sich hierdurch. Bild 2.5 veranschaulicht die Veränderung der Spannungsverhältnisse. Die oberhalb anstehende Gebirgssäule I belastet die Firste nur in geringem Maße. Der Druck der Gebirgssäule I überträgt sich auf die Zonen c zu beiden Seiten des Hohlraumes.

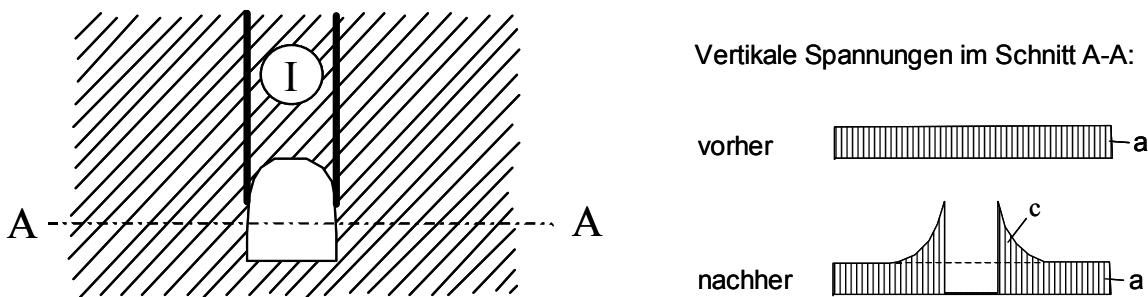


Bild 2.5: Spannungsumlagerung im Tunnelbau durch Gewölbewirkung, nach *Schubert (1997)*

Neben dem bereits in Abschnitt 2.2 angesprochenen und im Bereich der GEP-Tragsysteme Verwendung findenden Ansatz nach *Kolymbas (1998)* sind in *Striegel (1993)* zwei weitere Vorgehensweisen (nach *Kommerell* und *Protodjalonow*) zur Bestimmung der Gewölbewirkung mit Hilfe der Bruchkörpertheorie beschrieben. Gewölbefbildungseffekte im Tunnelbau werden jedoch nachfolgend nicht weiter betrachtet.

2.6 Erkenntnisse zur Gewölbeausbildung unter nichtruhender Beanspruchung

2.6.1 Zyklische Erdfall-Großversuche

Im Jahr 1997 wurde in Frankreich von verschiedenen Stellen (SNCF, SCETAU-ROUTE) ein Forschungsprogramm mit dem Namen RAFAEL initiiert. Dabei wurden großmaßstäbliche Feldversuche (Maßstab 1:1) an instrumentierten Hohlräumen mit Geokunststoffen mit unterschiedlichen Steifigkeiten durchgeführt, siehe z.B. *Gourc et al.* (1999) oder *Billevet et al.* (2002). Die Untersuchungen fanden an Hohlräumen mit 2 und 4 m Durchmesser statt, die durch ein oder zwei Geokunststofflagen in einer Tiefe von 1,5 m unterhalb der Straße bzw. der Bahntrasse gesichert waren (Bild 2.6). Nach künstlicher Erzeugung des Hohlräumes wurde eine Verkehrsbelastung aufgebracht. Dabei kam bei den Straßenbau-Versuchen ein LKW mit 14 Tonnen Achslast zur Anwendung. Die Eisenbahnoberbauversuche wurden mit einem SNCF-Simulator durchgeführt, der eine zyklische Belastung unterschiedlicher Frequenz und Amplitude aufbringen konnte.

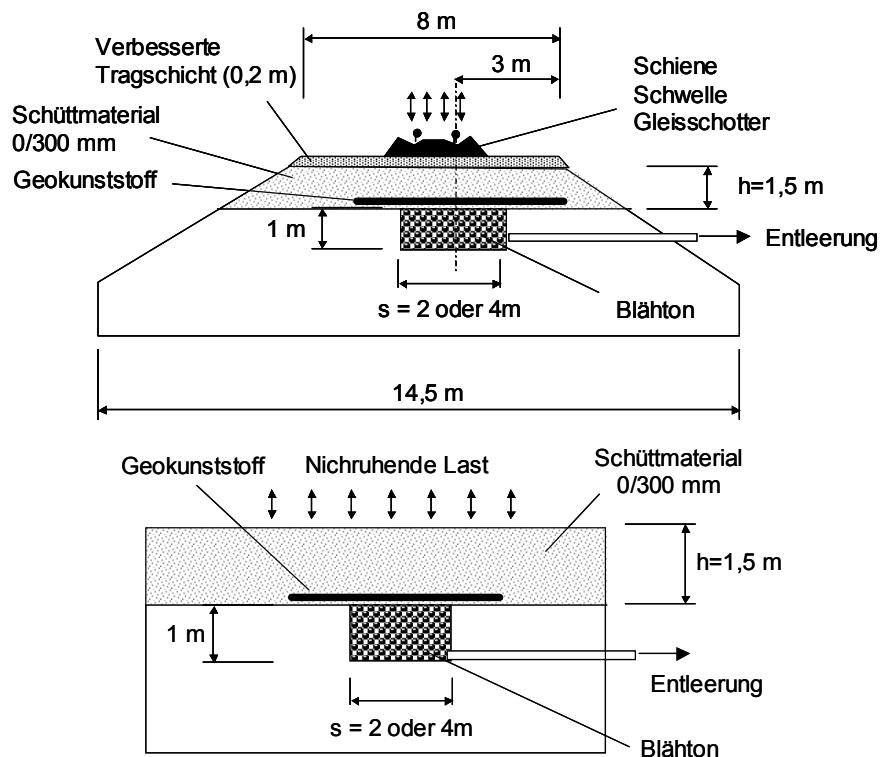


Bild 2.6: Schematischer Aufbau der Eisenbahn und Straßenbauversuche (RAFAEL)

Ergebnis der Versuche war, dass für die Ausbildung eines unter Zyklik stabilen Gewölbes insbesondere das Verhältnis Überdeckungshöhe h zur Stützweite s maßgebend ist. Für ein Verhältnis $h/s = 0,75$ konnten auch unter zyklischen Beanspruchungen dauerhaft stabile Ge-

wölbe festgestellt werden. Für ein Verhältnis $h/s = 0,375$ war eine teilweise Gewölberückbildung bis hin zur vollständigen Gewölbereduktion festzustellen. Folge der Gewölbereduktion waren Spurrinnenbildung oder schlagartig große Oberflächensetzungen.

Die Feldversuche verdeutlichen die verformungsvermindernde und stabilisierende Wirkung der eingelegten Geokunststofflagen. Es zeigt sich jedoch auch, dass eine Veränderung der Geogittersteifigkeit oder Zugfestigkeit nur von zweitrangiger Bedeutung für das Systemverhalten ist. Nach *Gourc et al. (1999)* kann es bei gleichzeitiger Anordnung einer hoch- und tiefliegenden Bewehrung zu einer Störung der Gewölbeausbildung kommen. Eine hochliegende, in der Gewölbezone befindliche Bewehrung kann eine Diskontinuität darstellen, die der Gewölbeausbildung entgegenwirkt.

Paul (2002) und *Schwerdt (2004)* führten zyklische Belastungsversuche an ein- und zweilagig bewehrten Systemen zur Erdfallüberbrückung durch, siehe Bild 2.7.

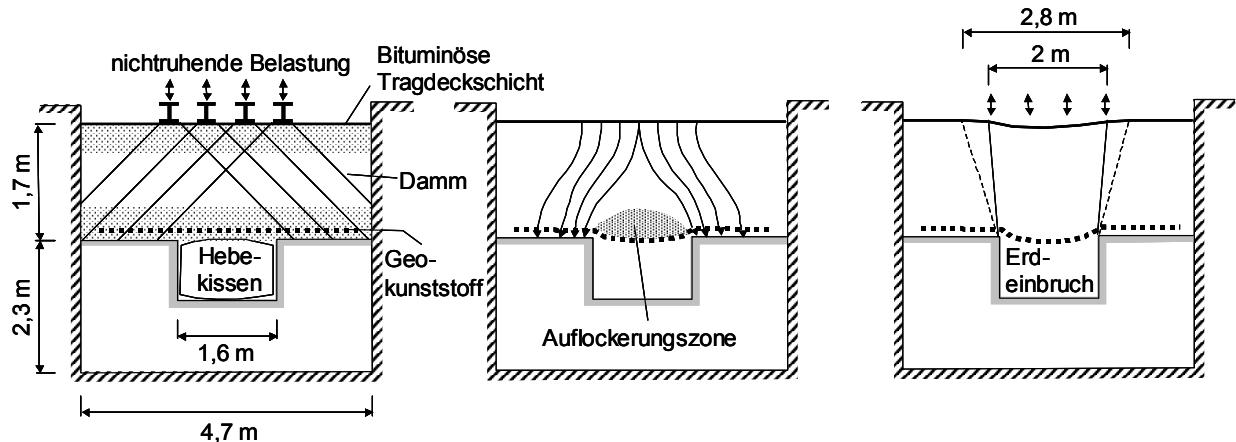


Bild 2.7: Schematischer Versuchsausbau und zwei Systemzustände (stabiles Bodengewölbe sowie Bruchzustand mit Bildung einer Senkungsmulde), nach *Paul (2002)*

Nach Erzeugung eines Erdeinbruchs (durch Entlüftung eines Hebekissens) wurde auf das System eine sinusförmige Belastung mit einer Frequenz von 1 Hz aufgebracht. In den ersten 300.000 Lastzyklen entsprach die Amplitude etwa der Überfahrt eines LKW-Zwillingsreifens (SLW 60 nach DIN 1072). Soweit nicht schon vorher ein Bruchzustand aufgetreten war, wurde im Anschluss an die erste Phase in einer zweiten Belastungsphase die Beanspruchung um den 2,4-fachen Wert erhöht, was i.d.R. nach wenigen Belastungszyklen einen Bruchzustand zur Folge hatte. Direkt nach Eintreten des Erdfalls war oberhalb des Hohlraumes eine Auflockerungszone festzustellen, über der sich ein Traggewölbe ausbildete. In Abhängigkeit der zyklisch-dynamischen Randbedingungen stellte sich in den zyklischen Belastungsphasen entweder ein reduziertes, stabiles Bodengewölbe ein oder es kam zu einem Nachbrechen der

Auflockerungszone bis zur Straßenoberfläche und zu großen Zugkräften in der Geokunststoffbewehrung. Da die Systemgeometrie (h/s -Verhältnis) in den Versuchen nicht verändert wurde, war die Erhöhung der Belastungsamplitude die Hauptursache für die eingetretene Gewölbereduktion.

2.6.2 In situ-Messungen und zyklische GEP-Großversuche

Über die Wirkungsweise eines GEP-Tragsystems unter nichtruhenden Lasteinwirkungen liegen derzeit nur wenige Erkenntnisse vor.

Gartung et al. (1996) berichten über einen auf Pfählen gegründeten und mit Geokunststoffen bewehrten Eisenbahndamm, an dem unter Zugüberfahrten die Dehnungen in der Geokunststoffbewehrung gemessen wurden. Die sehr geringen elastischen Dehnungen wurden als Hinweis darauf verstanden, dass das Gesamtsystem auch unter Verkehrsbelastungen dauerhaft den Nutzungsansprüchen genügen wird und die periodischen Belastungen überwiegend von der Gewölbewirkung aufgenommen werden können.

In den großmaßstäblichen Modellversuchen nach *Kempfert et al. (2001)* und *Zaeske (2001)* hingegen konnten in Abhängigkeit der vorhandenen zyklischen Randbedingungen auch Versagenszustände festgestellt werden. Bestimmte zyklische Belastungsverhältnisse führten bereits nach wenigen Belastungsschleifen zu einem Durchstanzmechanismus der Pfahlelemente durch die oberhalb befindliche Sandschicht. Bild 2.8 zeigt eine Skizze des Versuchstandes. Die Versuche wurden mit sinusförmiger Belastung ($\sigma_m = 15 \text{ kN/m}^2$; $\sigma_c = \pm 10 \text{ kN/m}^2$) und einer Frequenz von 1 Hz durchgeführt. Neben einer unbewehrten Versuchsanordnung wurde das System für eine hoch- oder tiefliegende Bewehrungslage untersucht.

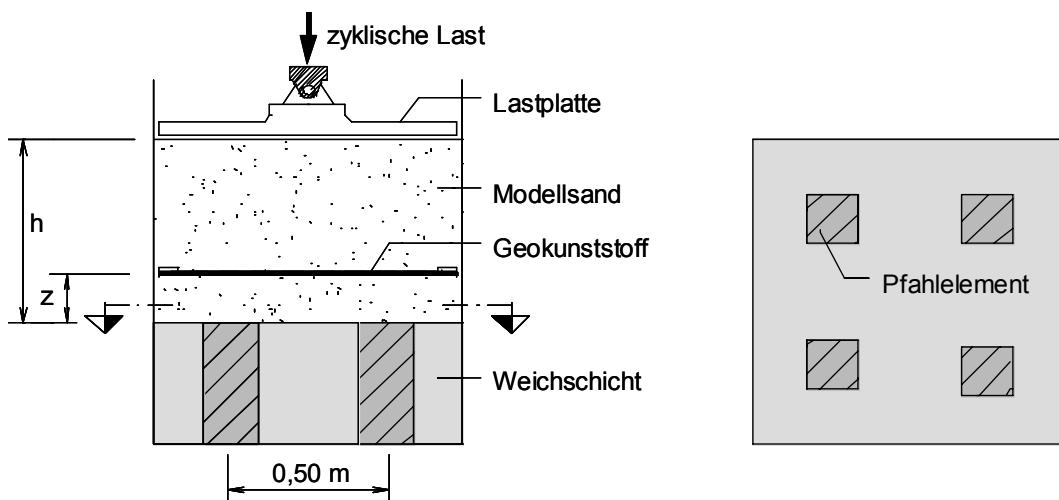


Bild 2.8: Modellversuche unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung, nach *Zaeske (2001)*

Von besonderem Interesse sind die Erkenntnisse zur Ausbildung von Scherfugen infolge einer nichtruhenden Beanspruchung. Bild 2.9 zeigt hierzu die Ergebnisse der Setzungsmessungen für den unbewehrten Fall sowie die Versuche mit einer tief- und einer hochliegenden Bewehrung ($z = 3 \text{ cm}$ bzw. $z = 20 \text{ cm}$).

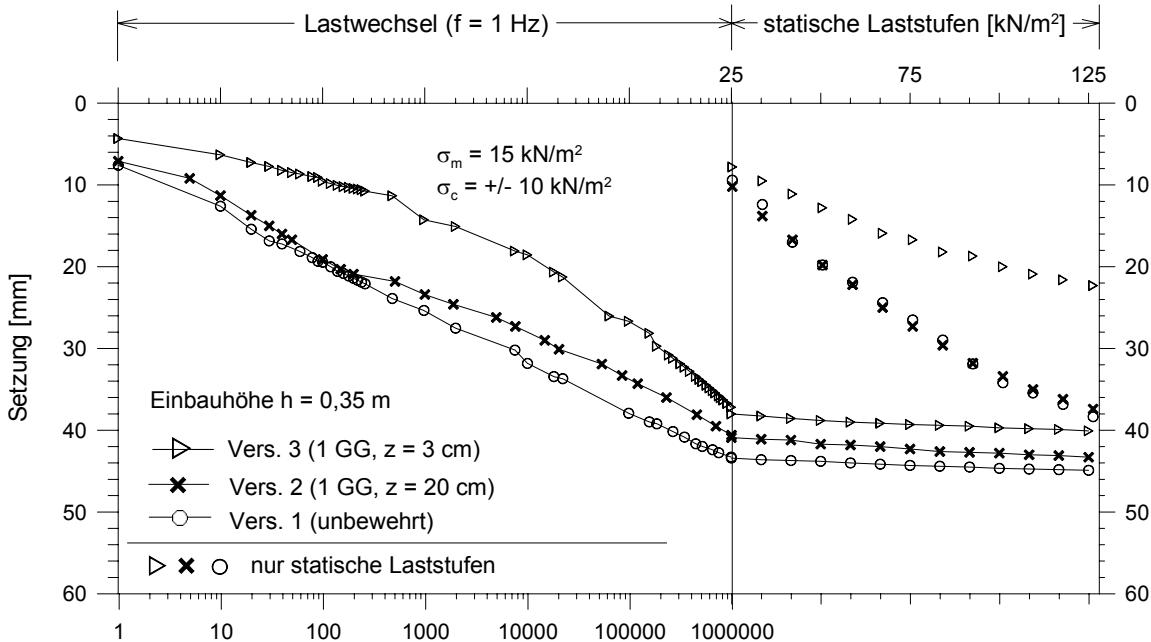


Bild 2.9: Setzung der Lastplatte für statische und zyklische Belastung, nach Zaeske (2001)

Bezogen auf die statischen Versuche, deren Ergebnisse in Bild 2.9 mit aufgetragen sind, werden unter zyklischer Last für alle Randbedingungen deutlich größere Gesamtsetzungen erreicht. Erwartungsgemäß wirkt eine Geokunststoffbewehrung entlastend auf die darunterliegende Weichschicht, woraus auch die kleineren Setzungen gegenüber den unbewehrten Systemen resultieren. Während unter ausschließlich statischen Randbedingungen eine hochliegende Bewehrung (Versuch 2) keinen erkennbaren Einfluss auf das Verformungsverhalten hat, zeigt sich unter nichtruhender Belastung nach etwa 200 Lastwechseln, dass die Setzungen geringer als beim System ohne Bewehrung ansteigen. Während der ersten 200 Zyklen entspricht die Setzungskurve von Versuch 2 weitgehend der von Versuch 1 des unbewehrten Systems. Dies deutet darauf hin, dass die Tragwirkung der hochliegenden Bewehrung erst nach einer bestimmten Anzahl von Lastzyklen mobilisiert wird.

In Bild 2.10 sind die gemessenen Dehnungen in der hoch- und tiefliegenden Bewehrung an der Messposition 0 über dem Pfahlkopfrand in Abhängigkeit der Lastzyklenzahl gegenübergestellt. Während die Dehnungen in der tiefliegenden Bewehrung gleichmäßig mit den ersten Lastwechseln ansteigen und sich asymptotisch einem Endwert annähern, treten bei dem Versuch mit hochliegender Bewehrung zunächst sehr geringe Dehnungen auf, die bei geringer

Amplitude nur langsam zunehmen. Nach ca. 200 Zyklen steigen die Dehnungen sprunghaft an, wobei sich gleichzeitig die Dehnungsspannweite erkennbar aufweitet. Die gemessenen Dehnungswerte liegen jederzeit unter denen der tiefliegenden Bewehrung.

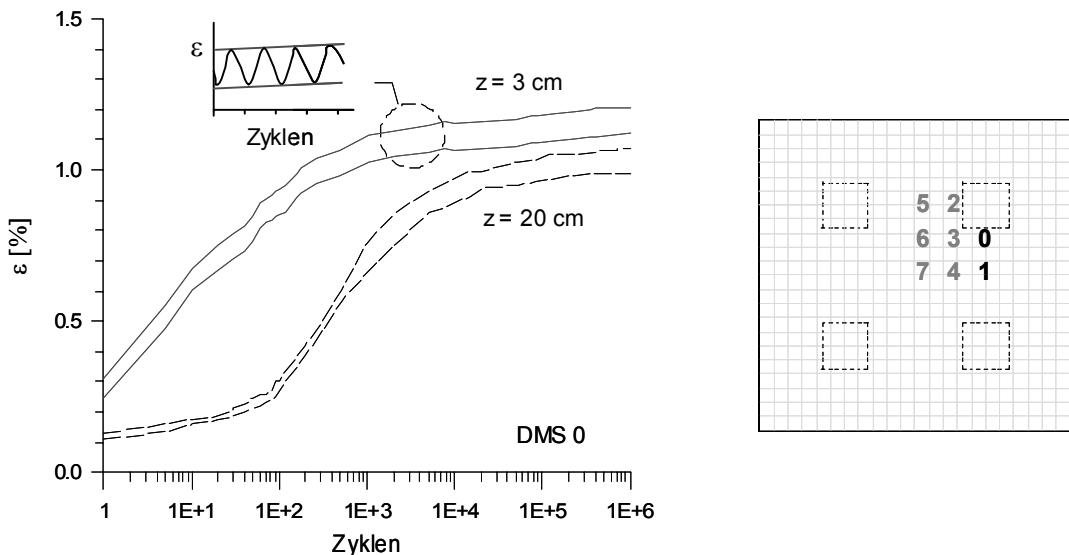


Bild 2.10: Dehnungen im hoch- und tiefliegenden Geogitter unter Zyklus (DMS 0), nach Zaeske (2001)

Die signifikante Dehnungszunahme in der hochliegenden Bewehrung stellt sich etwa zu dem Zeitpunkt ein, bei dem nach Bild 2.9 auch ein Abklingen der Gesamtsetzungen an der Lastplatte identifiziert worden ist.

Zaeske (2001) folgert aus dieser Beobachtung, dass die nichtruhende Belastung zu einer Scherflächenausbildung oberhalb der Pfahlköpfe führt. Die Scherfugenbildung findet jedoch nicht schlagartig statt, sondern die Scherzonen wachsen mit zunehmender Zyklenzahl sukzessiv aufwärts in die Sandschicht hinein. Nach 200 Lastwechseln erreichen sie die in $z = 20$ cm liegende Bewehrungslage bei Versuch 2, die den Relativverschiebungen in der Sandschicht entlang der Scherzonen entgegenwirkt.

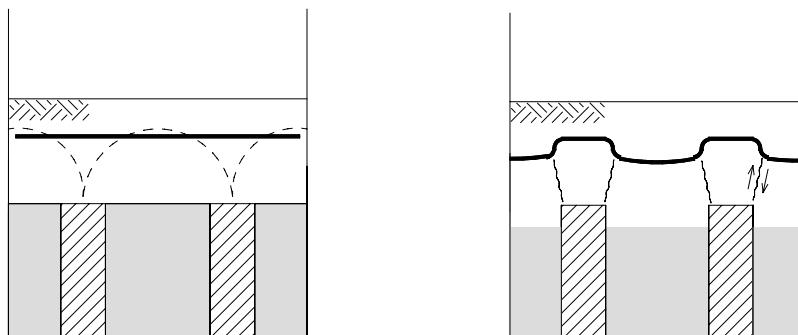


Bild 2.11: Tragsystem mit Gewölbewirkung (links) und im Bruchzustand mit lokalen Scherzonen (rechts) für eine hochliegende Bewehrung, nach Zaeske (2001)

Dieser Mechanismus ist in Bild 2.11 nochmals dargestellt. Der linke Bildteil zeigt das Tragsystem unter statischen Randbedingungen mit ausgebildeten Traggewölben, die sich auf den Pfählen abstützen. Rechts ist der hier angenommene Bruchmechanismus unter Zyklik mit lokalen Scherzonen dargestellt, die beginnend von den Pfahlkopfrändern in der Sandschicht aufsteigen.

Im Anschluss an die zyklische Belastung stellte *Zaeske (2001)* erhöhte auf die Weichschicht wirkende Spannungen und eine verminderte Lastumlagerung auf die Pfahlelemente fest. Aufgrund unzureichender Messtechnik werden keine Aussagen zur Spannungsentwicklung während der zyklischen Beanspruchung gemacht.

Analog zu den Erdfalluntersuchungen nach Abschnitt 2.6.1 sind auch bei GEP-Tragsystemen zwei Systemzustände zu unterscheiden: ein stabiler (reduzierter) Gewölbezustand und ein Bruchzustand. Bekannt ist diese Zustandsunterscheidung (stabil - instabil) bereits aus dem Antwortverhalten von nicht- oder schwachbindigen Böden auf zyklische Belastungen. Durchgeführte Elementversuche unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung zeigen, dass in Abhängigkeit der Vorbelaistung und der zyklischen Belastungsrandbedingungen zwei Systemzustände auftreten können, die als zyklische Beruhigung oder als zyklisches oder schrittweises Versagen bezeichnet werden (*Gotschol (2002), Hu (2000)*), siehe auch Abschnitt 3.2. Im erstgenannten Fall konvergieren die bleibenden Verformungen gegen einen Grenzwert und es treten bei gleichbleibender nichtruhender Belastung nur noch zyklische, quasi-elastische Verformungen auf. Im zweiten Fall können die zyklischen Lasten innerhalb des Korngefüges nicht aufgenommen werden und es kommt zu einem sukzessiven Scherversagen mit akkumulierenden plastischen Verformungen. Das Verhalten ist dem Kriechphänomen analog, wobei die Zyklenzahl entsprechend der Zeit gesehen werden kann, *Niemunis (2000)*.

2.6.3 Zusammenfassung der bisherigen Erkenntnisse zur Gewölbeausbildung unter nichtruhenden Lasten

Auf Grundlage der bisherigen Erkenntnisse können folgende qualitative Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten unbewehrter und bewehrter Bodengewölbe unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung gemacht werden:

- Im Vergleich zu einer statischen Beanspruchung sind bei zyklisch-dynamischer Belastung für alle Randbedingungen größere Gesamtsetzungen zu erwarten.

- Zyklisch-dynamische Belastungen können zu einer Gewölbereduktion führen. Bei Eintreten einer Gewölbereduktion ist mit erhöhten Spannungen auf die Weichschicht sowie erhöhten Geokunststoffdehnungen zu rechnen.
- Bezuglich des sich einstellenden Lastabtragungsmechanismus wird angenommen, dass unter bestimmten zyklischen Lasteinwirkungen eine Auflösung der in Richtung der Gewölbebögen (Drucktrajektorien) verlaufenden Kornkontaktestellen in dem mineralischen Haufwerk auftreten kann und stattdessen vermehrt Korndrehungen stattfinden, die bei gleichzeitiger Ausbildung von Scherzonen der Übertragung weiterer Schubkräfte im Sinne einer Gewölbewirkung entgegenwirken. Die Scherflächen wachsen dabei mit zunehmender Zyklenzahl sukzessiv aufwärts in die Sandschicht hinein.
- Durch konstruktive Maßnahmen (z.B. Einbau horizontaler Geokunststofflagen, ausreichende Einbauhöhe der mineralischen Erdschicht) kann das Trag- und Verformungsverhalten unter Zyklik positiv beeinflusst werden.
- Die derzeit vorhandenen Bemessungsverfahren zur Dimensionierung der Einzelkomponenten (Geokunststoff, Pfahlelemente) beruhen auf Gewölbemodellen, die für statische bzw. quasi-statische Lastzustände hergeleitet wurden. Nichtruhende Belastungssituationen, die zu einer Gewölbereduktion führen, werden mit diesen Gewölbemodellen nicht erfasst.

Nachfolgende Einflussgrößen können für die Entstehung und die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Scherfugen unter zyklischer Last als maßgebend angenommen werden:

- Verhältnis der Bauwerkshöhe zur Gewölbestützweite h/s ,
- Größe der statischen Vorlast σ_m ,
- zyklische Belastungsamplitude σ_c ,
- Belastungsfrequenz f ,
- Reibungswinkel φ' und Kohäsion c innerhalb der Gewölbezone,
- Geogittersteifigkeit $J (= EA)$,
- Anzahl der Geogitter n ,
- Höhenlage der Geogitter.

3 Zum Kenntnisstand über das mechanische Verhalten des Verbundsystems Füllboden-Geokunststoff unter nichtruhenden Lasteinwirkungen

3.1 Allgemeines

Das Systemverhalten einer GEP-Konstruktion unter nichtruhenden Lasteinwirkungen kann nur dann hinreichend genau bewertet werden, wenn das Trag- und Verformungsverhalten der einzelnen Systembestandteile (Geokunststoff, Füllboden) sowie das Interaktionsverhalten zwischen beiden Komponenten unter nichtruhenden Lasten bekannt ist. Auch wenn dazu derzeit noch nicht alle Fragen beantwortet sind (z.B. liegen zur Dauerfestigkeit von Geokunststoffen und zum Verbundverhalten unter nichtruhender Last unterschiedliche Auffassungen vor) ist nachfolgend ein kurzer Überblick über den derzeitigen Kenntnisstand zusammengeragen.

3.2 Zyklisch-dynamisches Materialverhalten von nichtbindigen Böden

Das Verhalten nichtbindiger Böden unter zyklischer Belastung wird ansatzweise z.B. von *Shenton (1978)*, *Lentz et al. (1980)*, *Diyaljee et al. (1982)* und *Hettler (1987)* beschrieben. Weitere ausführliche Erläuterungen zum Materialverhalten sowie Stoffansätze finden sich z.B. in *Gotschol (2002)*, *Becker (2002)*. Nachfolgend werden Ansätze erläutert, die für die Methodik dieser Arbeit von Bedeutung sind.

Unter nichtruhender, wiederholter Lasteinwirkung weisen granulare Materialien ein komplexes Spannungsdehnungsverhalten auf. Aufgrund der granularen Struktur des Bodens treten mit jedem Belastungszyklus Verschiebungen zwischen einzelnen Körnern auf, die bei Entlastung nur zum Teil zurückgehen und damit irreversible Dehnungsanteile hervorrufen. Die Größe, mit der diese plastischen Dehnungen eintreten, ist abhängig von den zyklischen Belastungsrandbedingungen sowie den bodenmechanischen und mineralogischen Eigenschaften des Bodens. Eine detaillierte Zusammenstellung und Erläuterung aller Einflussparameter ist in *Gotschol (2002)* zu finden. Zu den praxisrelevanten Parametern gehören:

- Lastwechselzahl (Belastungszyklen) N ,
- Zyklisch-dynamische Spannungsamplitude σ_c (bzw. Doppelamplitude oder Lastspanne $\sigma_{dyn} = 2 \cdot \sigma_c$),
- Mittlerer Spannungszustand $\sigma_m = \sigma_{l,u} + \sigma_c$,

- Statische Scherparameter φ' und c' ,
- Porenzahl e .

Für die Ermittlung der Materialparameter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung werden in der Regel der dynamische Triaxialversuch sowie der Resonant-Column-Versuch verwendet. Bild 3.1 zeigt beispielhaft zwei mögliche Versuchskonfigurationen für den dynamischen Triaxialversuch.

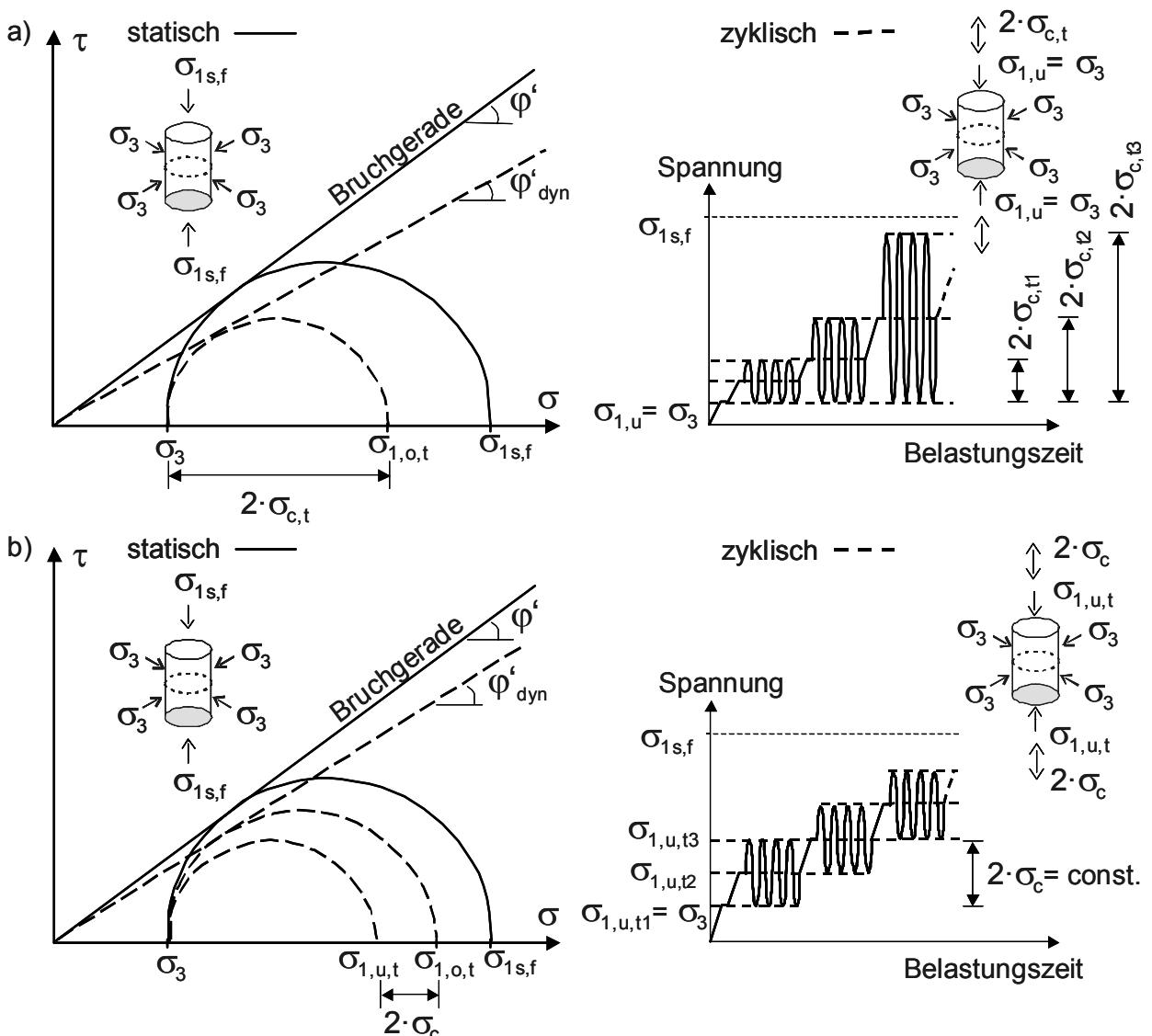


Bild 3.1: Mohrsche Spannungskreise für statische und dynamische Triaxialversuche

Im ersten Fall (Bild 3.1a) wird das Bodenelement, beginnend von einem konstanten statischen Primärspannungszustand ($\sigma_{1,u} = \sigma_3$), durch eine sukzessiv aufgeweitete Spannungsamplitude belastet. In der zweiten Versuchsanordnung (Bild 3.1b) ist die Spannungsamplitude konstant, anschließend wird die Mittelspannung stufenweise vergrößert.

Maßgebend für das Verformungsverhalten des Bodenelementes in der einzelnen Laststufe ist die Größe der Oberspannung $\sigma_{l,o}$ und die Belastungsspannungsamplitude σ_c . Je weiter sich die Oberspannung $\sigma_{l,o}$ der statischen Bruchspannung $\sigma_{ls,f}$ annähert und je größer die Belastungsspannungsamplitude σ_c ist, desto größer sind die plastischen Verformungen je Belastungszyklus. Bezuglich des Langzeitverhaltens können dabei zwei Systemzustände unterschieden werden, wobei auch Zwischenzustände möglich sind:

- zyklische Beruhigung,
- zyklisches Versagen.

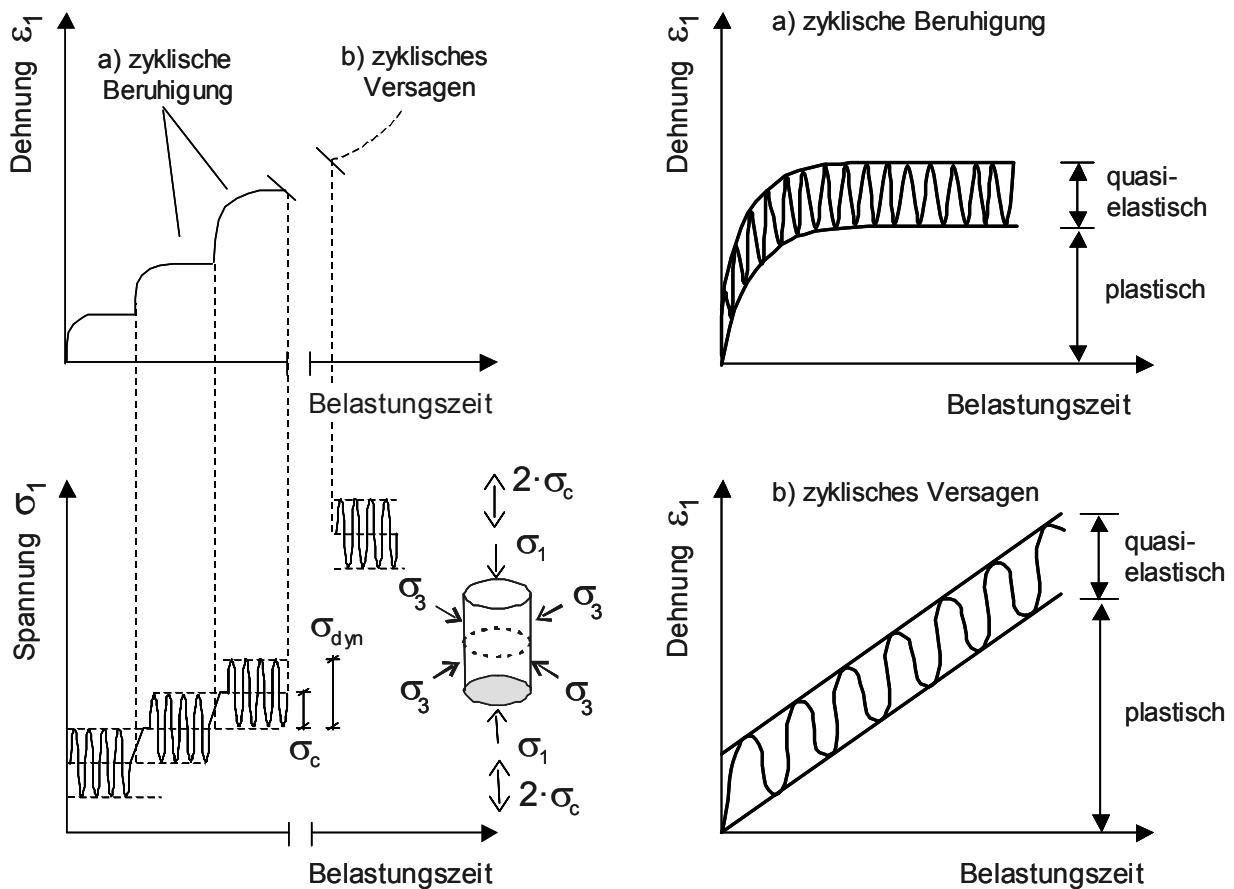


Bild 3.2: Verformungsarten eines Bodenelementes im dynamischen Triaxialversuch

Eine zyklische Beruhigung tritt ein, wenn die zyklischen Beanspruchungen im Korngefüge durch Dämpfungseffekte (Korn zu Korn-Reibung) abgebaut werden können. Die zyklische Belastung führt zu einer Verdichtung, bei der die plastischen Dehnungssinkemente mit jedem Belastungszyklus weiter abnehmen. Die bleibenden Verformungen konvergieren gegen einen nahezu stabilen Grenzzustand, siehe auch Bild 3.2. Für bestimmte zyklische Spannungszustände (d.h. $\sigma_{l,o}$ in der Nähe von $\sigma_{ls,f}$ oder große Lastamplituden σ_c) kann ein zyklisches Versagen der Bodenprobe eintreten. Dieser Versagensvorgang ist ähnlich dem Materialverhalten

in statischen Triaxialversuchen beim Abscheren der Probe durch das Erreichen der zyklischen Bruchlast. Der Unterschied besteht jedoch darin, dass im zyklischen Versuch der Bruch mit steigender Zyklenzahl einhergeht (schrittweises Versagen). Die zyklische Belastung kann vom Korngefüge nicht dauerhaft aufgenommen werden und führt zu Kornumlagerungen und zunehmenden plastischen Verformungen. Als Ursache für die Entstehung der plastischen Dehnungen unter Zyklus sind Volumendehnungen des Haufwerks, Kornumlagerungen einzelner Partikel, Abrasion an den Kontaktflächen und Fragmentation der Einzelkörner anzusehen.

Zum Vergleich sind in Bild 3.1 den Ergebnissen der dynamischen Triaxialversuche die Ergebnisse von statischen Triaxialversuchen qualitativ im Mohrschen Spannungskreis gegenübergestellt. Nach *Becker (2002)* führt die zyklische Belastung zu einem reduzierten dynamischen Reibungswinkel φ'_{dyn} .

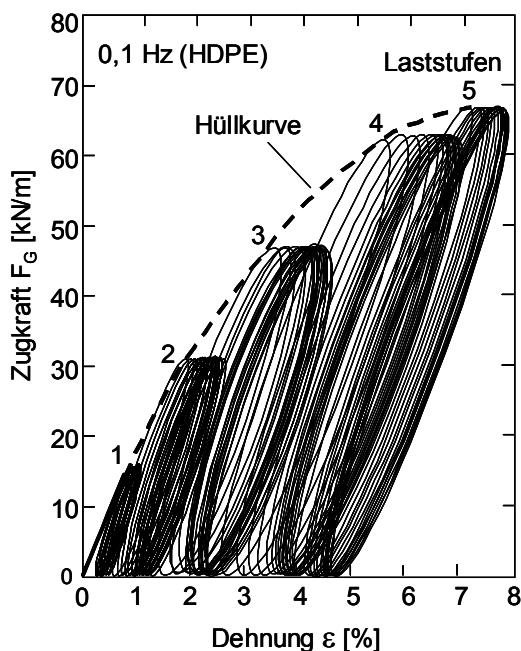
Ansätze zur Ermittlung der Langzeitsetzungen von nichtbindigen Böden unter zyklisch-dynamischer Belastung können z.B. *Gotschol (2002)* entnommen werden.

Auch bindige Böden weisen ein verändertes Verhalten unter zyklischen Randbedingungen auf. So ist das Reaktionsverhalten bei wassergesättigten bindigen Böden durch den Aufbau von Porenwasserüberdrücken gekennzeichnet. Auf das Materialverhalten bindiger Böden unter zyklischer Lasteinwirkung wird im Rahmen der Forschungsarbeit nicht eingegangen. Umfangreiche Untersuchungen sind bei *Hu (2000)* zu finden.

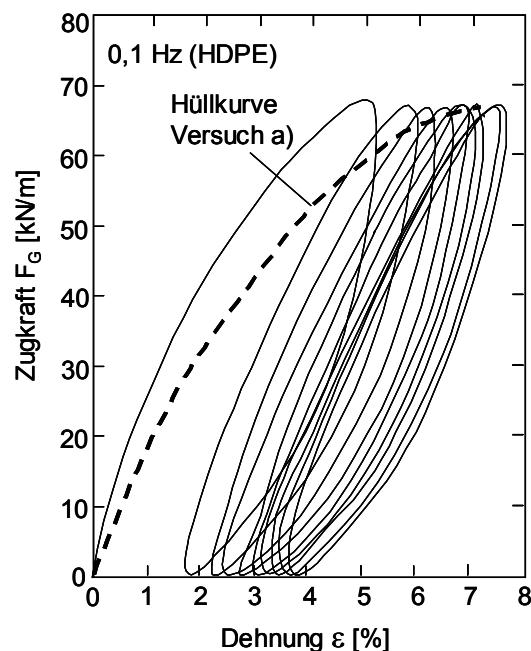
3.3 Ermüdungsverhalten von Geokunststoffen unter zyklischer Zugbeanspruchung

Das Ermüdungsverhalten von Geokunststoffen wurde von *Bathurst et al. (1994)*, *Ling et al. (1998)* und *Müller-Rochholz (1998)* mit Hilfe dynamischer Zugversuche untersucht. In den Versuchen nach *Müller-Rochholz (1998)* konnte selbst nach 10^7 Lastwechseln kein Dauerfestigkeitsbereich, d.h. ein deutliches Abklingen der plastischen Verformungen, identifiziert werden. Daraus schließt *Müller-Rochholz (1998)*, dass es keine Grenzlastspielzahl gibt, ab der ein Geokunststoff eine nahezu konstante Festigkeit besitzt. Die im Anschluss an die Wechsellastbeanspruchung durchgeführten Kurzzeitversuche zeigten sämtlich leicht erhöhte Festigkeitswerte bei geringfügig verminderter Dehnungen. Die wechselnde Beanspruchung scheint zu einer optimierten Orientierung der Kunststoffmoleküle zu führen und damit zu einer Festigkeitserhöhung.

Bathurst *et al.* (1994) stellten in ihren dynamischen Zugversuchen eine Abhängigkeit der Geokunststoffdehnsteifigkeit und des Auftretens plastischer Verformungen von der Belastungsfrequenz und somit von der Belastungsgeschwindigkeit fest. Diese Abhängigkeit der Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit ist bereits aus monotonen Zugversuchen bekannt. Mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit erhöht sich die Dehnsteifigkeit, da kurzfristige Belastungen geringere strukturelle Änderungen bewirken als lang anhaltende. Da die gewonnenen Versuchsergebnisse deutlich materialabhängig sind, können keine allgemein gültigen Aussagen abgeleitet werden.



a) Gestufte zyklische Lastaufbringung



b) Einstufige zyklische Lastaufbringung

Bild 3.3: Ergebnisse dynamischer Zugversuche, nach Bathurst *et al.* (1994)

Um eine abschließende Beurteilung vornehmen zu können, liegen derzeit noch keine ausreichenden Erkenntnisse vor. Eine Wechselbeanspruchung scheint hinsichtlich der Größe der Kurzzeitfestigkeit für ein Geogitter keine kritische Beanspruchung darzustellen, bezüglich der Dehnsteifigkeit kann teilweise eine Erhöhung der Kurzzeitfestigkeit beobachtet werden, siehe auch Ling *et al.* (1998). Daneben kann eine Wechselbeanspruchung jedoch auch zu plastischen Geokunststoffverformungen („Kriecheffekten“) führen, die größer sind als bei einer monotonen Dauerbelastung. Grund hierfür könnte sein, dass eine regelmäßig wiederholte zyklisch Belastung zu einer allmählichen Gefügezerstörung führt.

Unabhängig davon wird derzeit in der Praxis davon ausgegangen, dass bei Einhaltung der üblichen Bemessungskriterien und somit geringer Auslastung der Geokunststoffe der zyklisch-dynamische Belastungseffekt vernachlässigt werden kann.

3.4 Verbundverhalten von Geokunststoff und Füllboden unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen

Das Verbundverhalten von Geokunststoff und Füllboden unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen ist insbesondere für den Verankerungsbereich Bewehrter-Erde Konstruktionen von Bedeutung. *Nernheim et al. (2005)* untersuchten das Verbundverhalten mittels zyklischer Pull-Out-Versuche in einem großmaßstäblichen Pull-Out-Versuchsstand, siehe Bild 3.4.

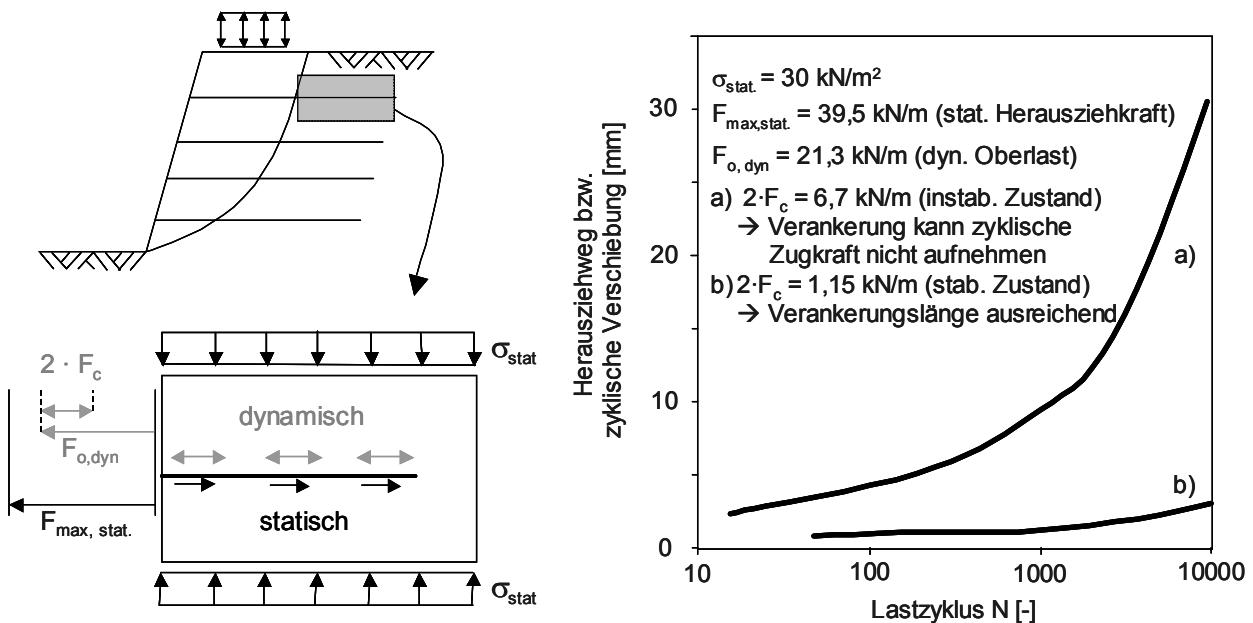


Bild 3.4: Zyklisch beanspruchter Verankerungsbereich in einer bewehrten Stützkonstruktion und qualitative Verschiebungsentwicklung im Pull-Out-Versuch bei konstantem Lastniveau und variabler Amplitude, nach *Nernheim et al. (2005)*

Nernheim et al. (2005) stellten fest, dass im Gegensatz zu einer statischen Zugkraftbeanspruchung die Aufbringung einer zyklischen Zugkraft generell Geokunststoffverschiebungen zur Folge hat. Bei den untersuchten Geogittermaterialien kommt es jedoch nicht zu einem plötzlichen Versagen des Geokunststoffes innerhalb weniger Lastspiele, sondern zu einer progressiven Verformungszunahme während einer großen Anzahl von Lastspielen. Die zyklischen Verschiebungen nehmen überproportional mit steigender Amplitude und steigendem Oberlastniveau zu. Dieses Verhalten ist auch bei Böden bekannt, siehe *Gotschol (2002)*.

Herold et al. (1999) untersuchten den Einfluss von dynamischen Lastkomponenten auf den Reibungsverbund Geokunststoff-Füllboden mit Hilfe eines dynamisch belastbaren Kreisring-schergerätes. Es wurde eine Verringerung der Grenzflächenscherfestigkeit mit wachsendem dynamischen Auflastanteil senkrecht zur Scherfläche festgestellt sowie eine Beeinflussung der dynamischen Bruchscherfestigkeit durch die Belastungsfrequenz.

Die eintretenden Verformungen sowie die Verminderung der Bruchscherfestigkeit durch die zyklische Beanspruchung senkrecht zur Scherfläche wurden auf Gefügeveränderungen und Kornumlagerungen im Verbundbereich zurückgeführt.

In Bild 3.5 sind die beiden Beanspruchungssituationen „statisch“ und „zyklisch-dynamisch“ noch einmal zusammenfassend gegenübergestellt. Bei einer GEP-Konstruktion unterliegt der Geokunststoff im inneren Systembereich insbesondere einer zyklischen Zugbeanspruchung, die aus der Membranwirkung entsteht. Über Verbundwirkung müssen diese Zugkräfte im Böschungsbereich verankert werden. Die zyklische Herausziehbeanspruchung wird in der vorliegenden Arbeit allerdings als vernachlässigbar angesehen.

Darüber hinaus sind im Dammkörper Bereiche zu erwarten, in denen die zyklische Beanspruchung keine Bedeutung besitzt und sich ein stabiles Systemverhalten im Sinne einer zyklischen Beruhigung einstellt. In Bereichen, die großen dynamischen Scherdehnungen unterliegen (insbesondere im Pfahlkopfbereich infolge der großen Spannungskonzentrationen), sind zyklische Versagenszustände möglich.

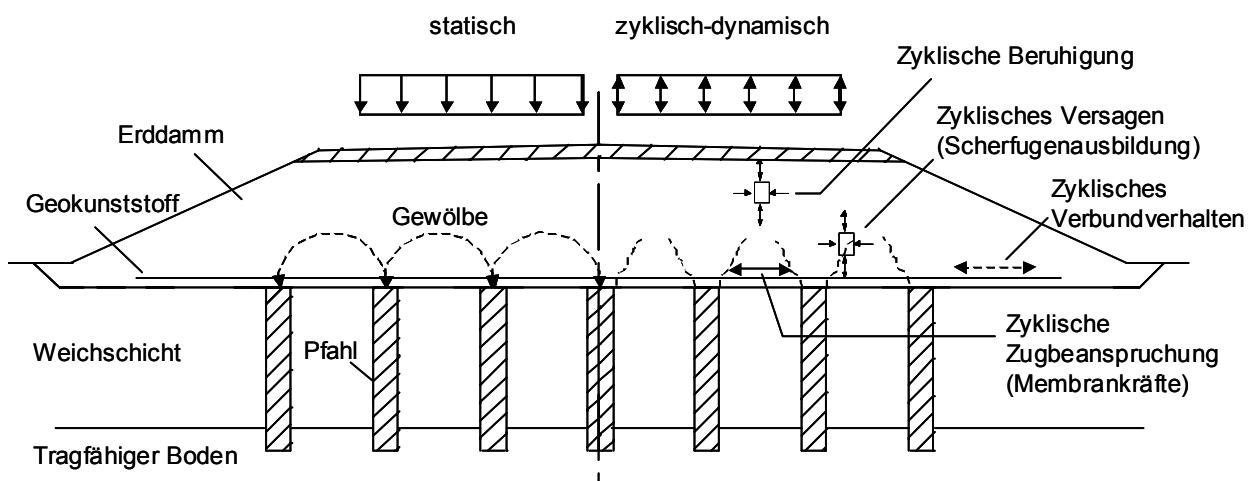


Bild 3.5: Beanspruchungssituationen in einzelnen Teilbereichen eines GEP-Tragsystems

3.5 Dynamische Stabilität

Der Unterbau und Untergrund von Verkehrswegen wird, besonders bei Eisenbahnlasten, durch dynamische Bodendruckspannungen und Schwingungen beansprucht. Die dynamischen Bodendruckspannungen werden in ihrem zeitlichen Verlauf von den Radsätzen mit ihrer Radsatzkraft und den Abständen der Radsätze bestimmt. Ihre Größe wird von der Fahrgeschwindigkeit, der Oberbauform und dem Oberbauzustand beeinflusst.

Schwingungen breiten sich im Oberbau, Unterbau und Untergrund in Form von Wellen aus, wobei z.B. bei der Überfahrt eines Zuges unterschiedliche Frequenzbereiche angeregt werden. Von Bedeutung für das Langzeitverhalten eines Bauwerkes unter zyklisch-dynamischen Lasten sind hierbei insbesondere die niederen Frequenzbereiche (0-40 Hz). Schwingungen werden durch die Größen Weg, Geschwindigkeit und Beschleunigung beschrieben. Als maßgebend für die Quantifizierung der Intensität der Schwingungen und die Widerstandsfähigkeit von Böden wird die anhand von Beschleunigungsmessungen ermittelte Schwinggeschwindigkeit herangezogen.

Wie die dynamischen Bodendruckspannungen, nehmen die Schwinggeschwindigkeiten mit der Tiefe und zunehmender Wellenausbreitung ab. Die Energieabnahme resultiert dabei aus geometrischer Dämpfung und Materialdämpfung. Ansätze zur überschlägigen Ermittlung der Schwinggeschwindigkeit an der Unterkante der Schwelle sowie zur Bestimmung des Abbaus der Schwinggeschwindigkeit über die Tiefe finden sich in *Göbel et al. (2004)*.

Schwingungsprobleme bei Eisenbahnstrecken auf Weichschichten sind insbesondere dann zu erwarten, wenn das Verhältnis der Mächtigkeit der Überdeckung (z.B. Dammhöhe) zur Mächtigkeit der Weichschicht relativ klein ist. Bei Vorhandensein von Weichschichten im Untergrund können darüber hinaus Resonanzen auftreten. Bei ungenügender dynamischer Stabilität können elastische und plastische Bodenreaktionen in folgenden Formen auftreten:

- Strukturveränderungen im Boden wie Kornumlagerungen und –zertrümmerungen,
- Nachverdichtungen, verbunden mit Setzungen,
- Erhöhungen des Porenwasserüberdrucks mit der Gefahr der Verflüssigung,
- Instabilitäten an Schichtgrenzen sowie
- Veränderungen der Steifigkeitsverhältnisse.

Abgesicherte Erkenntnisse zum Nachweis der dynamischen Stabilität liegen derzeit noch nicht vor. Hinweise zu Näherungsansätzen auf Grundlage der Schwinggeschwindigkeit oder der dynamischen Scherdehnung sind in *Rump et al. (1996)* und *Hu et al. (2003)* beschrieben.

3.6 Ableitung von zyklisch-dynamischen Belastungsrandbedingungen für die Modellversuche

3.6.1 Allgemeines

Als Grundlage für die zyklischen Modellversuche nach Abschnitt 5 und 6 war es erforderlich, im Vorfeld der Versuche die zyklischen Belastungsrandbedingungen zu definieren. Neben der aufzubringenden Mittelspannung und Amplitude der zyklischen Belastung waren die Belastungsfrequenz und die Versuchsdauer sowie die Belastungsabfolge realitätsnah festzulegen. Aufgrund der häufigen Anwendung von GEP-Konstruktionen im Eisenbahnbau und der hier infolge Eisenbahnverkehr i.d.R. großen dynamischen Beanspruchungen des Unterbaus, wurden die Modellversuche mit zyklischen Belastungsgrößen durchgeführt, die am Eisenbahnbau orientiert sind. Als Grundlage für die Festlegung der zyklischen Belastungsrandbedingungen dienten neben den Vorschriften der Deutschen Bahn ebenso die Ergebnisse von in situ durchgeführten Spannungs- und Erschütterungsmessungen an Bahnstrecken.

Die im Straßenbau vorkommenden Verkehrsbelastungen (Verkehrslast SLW 60, Ersatzflächenlast Schwerverkehr 33,3 kN/m²) sind durchweg geringer und werden so auf der sicheren Seite mit abgedeckt.

3.6.2 Festlegung der Grundlast

Nach *Ril 836* können zur Berücksichtigung der Eigenlast des Oberbaus (bestehend bei Schotterooberbau aus Gleis und Bettung bzw. bei Fester Fahrbahn aus Gleis und gebundener Tragschicht) Flächenlasten von 12,5 bis 14,5 kN/m² angesetzt werden. Unter Berücksichtigung des Maßstabfaktors für den Modellversuch von 1:3 ergibt sich im Mittel eine statische Grundlast von:

$$\sigma_{stat} = 13,5 / 3 = 4,5 \text{ kN/m}^2.$$

Um ein Abheben der Presseneinrichtung von der Lastplatte in den Modellversuchen zu vermeiden, wurde für die Versuche eine erhöhte statische Grundlast von 7 kN/m² festgelegt, siehe Abschnitte 5 und 6.

3.6.3 Festlegung der Belastungsamplitude

Grundlage für die zu berücksichtigenden Eisenbahnlasten bildet die *Ril 836*, in der gemäß Lastbild UIC 71 eine Spannung von 52 kN/m² in einer Ebene 0,6 m unter Schienenoberkante

über eine Breite von 3,0 m anzusetzen ist, d.h. etwa in Höhe der Unterkante des Oberbaus, siehe Bild 3.6.

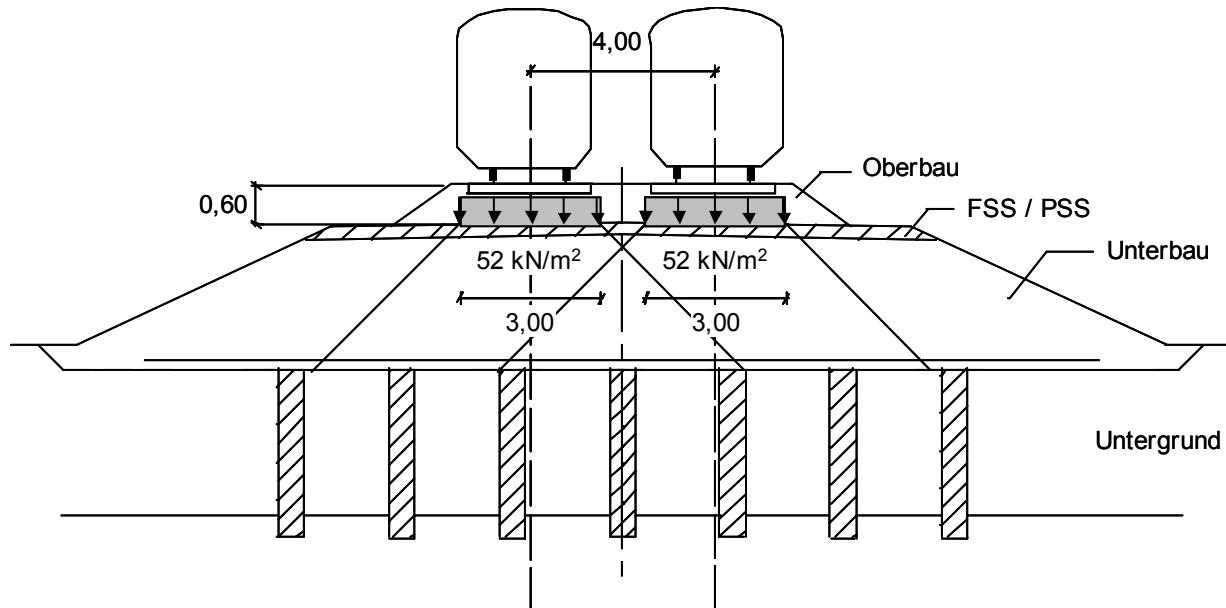


Bild 3.6: Lastbild UIC 71 bei durchgehendem Schotterbett, nach Ril 836

Bei Zuggeschwindigkeiten von $v > 100 \text{ km/h}$ muss mit einer Zusatzbeanspruchung des Ober- und Unterbaus gerechnet werden (Rehfeld, 2000). Der Einfluss der dynamischen Lasteinleitung von Eisenbahnverkehrslasten wird derzeit durch einen dynamischen Lastfaktor berücksichtigt, mit dem die statisch angenommene Lastgröße nach UIC 71 multipliziert wird. Für geogitterbewehrte Bodenkörper auf Pfählen sind nach RIL 836 Schwing- oder Lasterhöhungsfaktoren objektspezifisch im Rahmen einer UiG bzw. ZiE festzulegen. Nach bisherigem Kenntnisstand liegt der Lasterhöhungsfaktor bei einem Schotteroerberbau in Abhängigkeit der Fahrgeschwindigkeit (100 bis 300 km/h) etwa zwischen 1,0 und 2,0 sowie bei einem Feste Fahrbahn-System etwa zwischen 1,0 und 1,3 (Muncke et al., 1999). Kempfert et al. (1999) leiteten aus einem Vergleich zwischen in situ Messergebnissen und statischen FEM-Berechnungen einen Erhöhungsfaktor für Schotteroerberbau von 1,0 bis 1,7 ab.

Zur genaueren Festlegung der Belastungsamplitude wurden Ergebnisse von in situ durchgeführten Spannungs- und Erschütterungsmessungen an Bahnstrecken herangezogen, siehe auch Gotschol (2002), Hu (1999). Erddruckmessungen in verschiedenen Tiefenlagen im Schienengang ergaben ein verhältnismäßig schnelles Abklingen der dynamischen Druckspannungen mit zunehmender Tiefe. Dabei sind die maximalen dynamischen Spannungen, in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit des Zuges, größer als unter statischer Belastung. In Bild 3.7 sind Messergebnisse von Martinek (1976), Schwarz et al. (1989), Gotschol (2002) sowie berechnete statische Druckspannungen nach Göbel et al. (1996) dargestellt. Während die berechneten statischen Druckspannungen in einer Tiefe von ca. 1,0 m unter Schwellenunterkan-

te dem 0,2-fachen der Primärspannung entsprechen, ist dieser Schnittpunkt bei dynamischen Druckspannungen in einer Tiefe von mehr als 2 m zu erwarten.

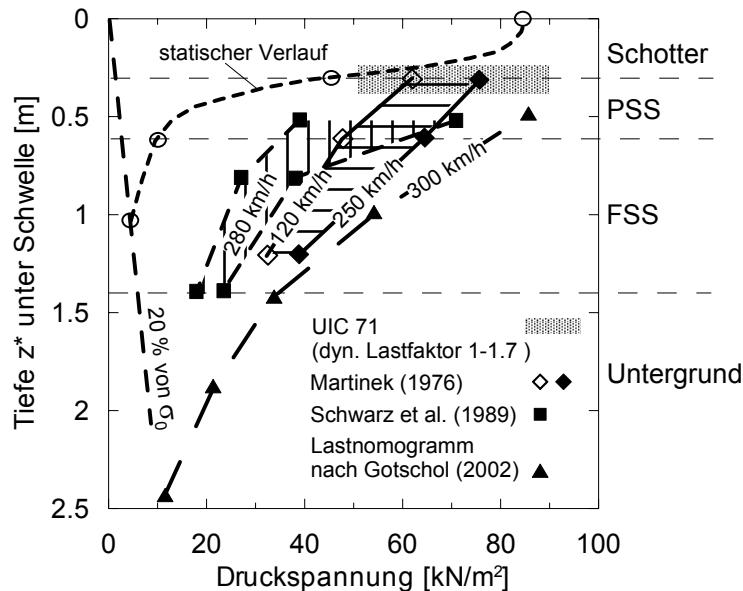


Bild 3.7:

Verlauf der Druckspannungen unter der Schienenachse beim Schotteroberbau in Abhängigkeit von der Tiefe

Im Vergleich zum Schotteroberbau erhält man beim Oberbausystem Feste Fahrbahn einen qualitativ gleichen Druckspannungsverlauf in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit. Insgesamt liegt die Zunahme der dynamischen Druckspannungen jedoch infolge der höheren Systemsteifigkeit und der lastverteilenden Wirkung der Feste Fahrbahnplatte deutlich unter dem des Schotteroerbaus. Die Tiefenwirkung ist bei Feste Fahrbahn-Systemen hingegen größer, d.h. die dynamischen Druckspannungen sind auch noch in Tiefen von 4 bis 5 m messbar, siehe *Gotschol (2002)*.

Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse wurden in den Modellversuchen die doppelten Lastamplituden 30, 60 und 120 kN/m² untersucht, siehe auch Tabelle 3.1. Hierdurch konnte der gesamte Beanspruchungsbereich für Systeme mit Schotteroerbau für Geschwindigkeiten von 120 bis 300 km/h (siehe Bild 3.7) abgedeckt werden. Die geringeren dynamischen Beanspruchungen bei Feste Fahrbahn-Systemen sind bei dieser Wahl auf der sicheren Seite mit abgedeckt.

Zur Gewährleistung der mechanischen Äquivalenz wurde im Modellversuch die Spannung im Verhältnis des Maßstabfaktors (1:3) abgemindert, siehe Tabelle 3.1.

3.6.4 Festlegung der Belastungsfrequenz

Zur Festlegung der Belastungsfrequenz in den Modellversuchen wurden die Ergebnisse von Erschütterungsmessungen an Bahnstrecken herangezogen. Erschütterungsmessungen, die in

Form von Beschleunigungs- oder Schwinggeschwindigkeitsmessungen vorliegen, dienen in erster Linie der Bestimmung der Frequenzspektren zur Ermittlung der maßgebenden Frequenzbereiche. Die angeregten Frequenzen sind dabei insbesondere vom Oberbautyp, von der betrachteten Tiefe, der Zuggeschwindigkeit und dem Drehgestellabstand sowie vom Untergrund selbst abhängig, siehe *Hall (1997)*. Auf der Grundlage von Erschütterungsmessungen an Bahnstrecken mit Schotteroerbaubau teilt *Gotschol (2002)* die maßgebenden Frequenzbereiche in Abhängigkeit der Tiefe auf. Für den Oberbaubereich stellt er maßgebende Anregungsfrequenzen bis 25 Hz fest, für den Unterbau und Untergrund Frequenzen bis 10 Hz. Systeme nach dem Feste Fahrbahn-Prinzip besitzen zudem weitere Frequenzbereiche oberhalb von 40 Hz, die jedoch mit zunehmender Tiefe schnell abklingen.

Da sich die Gewölbe oberhalb der Pfahlköpfe im Unterbaubereich der Konstruktion ausbilden, wurden die in den Modellversuchen zu untersuchenden Frequenzen mit 1, 5 und 10 Hz festgelegt. Nach *Hettler (2000)* sind in diesem Frequenzbereich Massenbeschleunigungskräfte vernachlässigbar klein. Bild 3.8 zeigt die für die Modellversuche vereinfacht angenommene Frequenzbeanspruchung im Vergleich zur realen Situation.

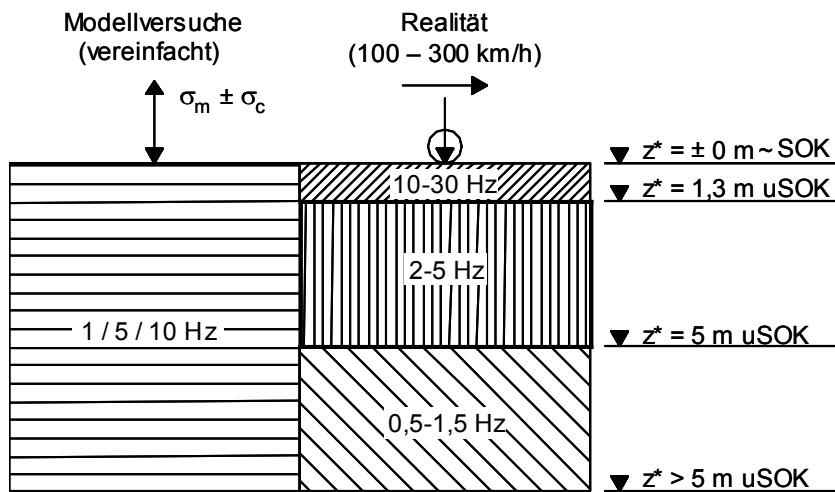


Bild 3.8: Vergleich der einwirkenden Belastungsfrequenzen in den Modellversuchen und in der Realität in Anlehnung an *Jaup (1999)* und *Gotschol (2002)*

3.6.5 Festlegung der maximalen Lastzyklenzahl

Um die Versuchsdauer der einzelnen Versuche zu begrenzen und mögliche Alterungseffekte bei der Messtechnik zu vermeiden, wurde in den Versuchen die maximale Lastzyklenzahl mit 1.000.000 Lastwechsel festgelegt. Dieses entspricht nach *Dürrwang et al. (1999)* in etwa 25 % der gesamten Lastzyklen während der Lebensdauer einer Festen Fahrbahn, wobei ein Lastzyklus näherungsweise einer Zugüberfahrt entsprechen soll. Ergebnisse für Lastzyklen größer

als 1.000.000 sind zu extrapolieren. Gerade hinsichtlich der Verformungsmessungen ist dieses eine übliche Vorgehensweise und liefert in der Regel ausreichend genaue Ergebnisse.

3.6.6 Festlegung des Belastungsschemas

Eine Zugüberfahrt bewirkt in der Realität eine transiente Anregung des Untergrundes. Darüber hinaus ist diese Anregung durch die unterschiedlichen zeitlichen Abstände zwischen den Zugüberfahrten diskontinuierlich. Für die Modellversuche wird hingegen eine harmonische Ersatzbelastung angenommen.

Bild 3.9 zeigt die reale Belastungsform sowie zwei mögliche Vereinfachungen zur Modellbildung. In Belastungsschema II wird der nicht monotone Charakter der einzelnen Zugüberfahrten betrachtet. Auf das System wirkt eine diskontinuierliche Belastung in Form einer hochfrequenten, harmonischen Anregung. Die Einwirkungsdauer entspricht der Dauer der realen Zugüberfahrt. Eine weitere Vereinfachung stellt Belastungsschema I dar. In Schema I wird die Belastungssituation über eine idealisierte harmonische Anregung mit geringer Frequenz abgebildet. Der einzelne Lastzyklus entspricht der gesamten Zugüberfahrt.

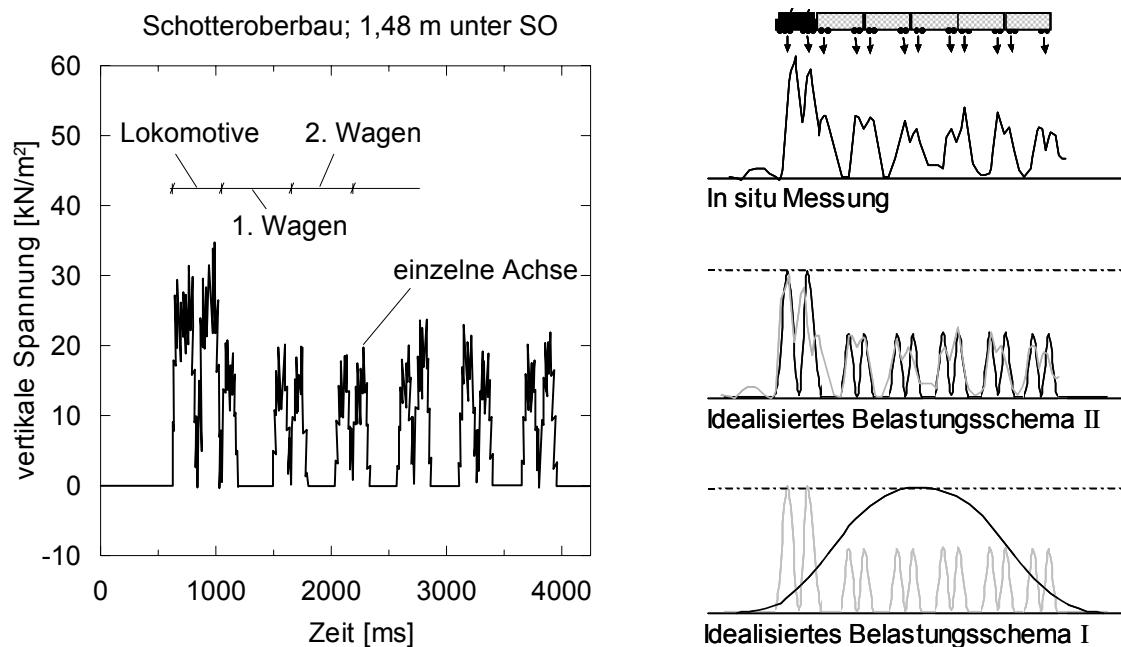


Bild 3.9: In situ Erddruckmessung (links) und idealisierte Belastungsschemata innerhalb der Modellversuche (rechts)

In Bild 3.10 sind Messsignale im Untergrund während einer Zugüberfahrt und während eines durchgeführten Modellversuches gegenübergestellt. Anhand einer Fouriertransformation (FT) lassen sich die maßgeblichen Frequenzen ermitteln. Den zugehörigen diskreten Frequenz-

spektren ist zu entnehmen, dass im Modellversuch eine harmonische Anregungsfrequenz vorliegt, während das Zugsignal von einer Überlagerung einer Vielzahl von Harmonischen geprägt ist. Diese harmonischen Frequenzen sind auf Flachstellen am Rad sowie auf unterschiedliche Achs- und Drehgestellabstände, Wagenlängen usw. zurückzuführen.

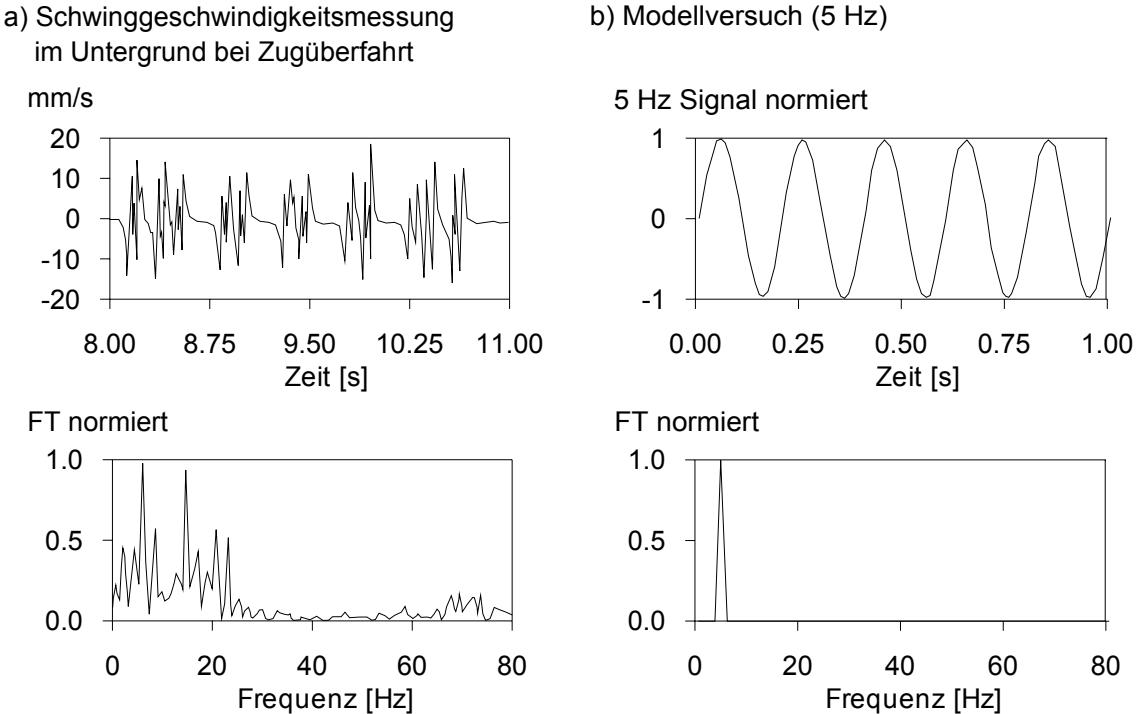


Bild 3.10: Schwinggeschwindigkeitsgrößen und Frequenzmessungen für (a) praktische in situ Messungen und (b) einen Modellversuch (5 Hz)

Abschließend sind in Tabelle 3.1 die realen und die in den Modellversuchen gewählten vereinfachten Belastungsrandbedingungen dargestellt.

Tabelle 3.1: Zyklische Belastungsrandbedingungen in der Realität und im Modellversuch

Randbedingung	Einheit	Realität	Modellversuch (Maßstab 1:3)
maßgebende Frequenzen	[Hz]	0-40	1, 5, 10
doppelte Lastamplitude	[kN/m ²]	30-120	10, 20, 40
max. Lastzyklen	[-]	4.000.000	1.000.000
Schwingungsform	[-]	transient	harmonisch
Aufbringung der Belastung	[-]	schlaff (SchO), starr (FF)	starre Lastplatte

4 Bestimmung der Materialparameter für Modellversuche und Berechnungen

4.1 Standardlaborversuche

4.1.1 Pfahlelemente

Die in den großmaßstäblichen Modellversuchsständen eingebauten Pfahlelemente bestehen aus Beton C12/15 mit den Eigenschaften nach Tabelle 4.1. Der maßgebende Kennwert ist der Tangentenmodul E_T . Mit ε_T wird die Dehnung bezeichnet, bis zu der eine lineare Approximation der Last-Verformungskurve näherungsweise zutrifft.

Tabelle 4.1: Materialkennwerte der Pfahlelemente

Material	γ [kN/m ³]	E_T [MN/m ²]	ε_T [%]	ν [-]	f_{ck} [MN/m ²]	f_{ctm} [MN/m ²]
Beton C 12/15	24	23.982 ⁽¹⁾	0,9	0,2	12	1,57

⁽¹⁾ Rechenwert nach DIN 1045-1

4.1.2 Weichschicht (Torf)

Für die Weichschicht wurde ein mittel bis mäßig zersetzer Hochmoortorf (H3 bis H5 nach DIN 18196) verwendet, der aus einem Torfwerk in Saterland bei Oldenburg stammt. Die bodenmechanischen Kenngrößen sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt.

Tabelle 4.2: Bodenmechanische Kenngrößen des Torfes, aus Zaeske (2001)

Material	E_s [MN/m ²]		φ' [°]	c' [kN/m ²]
Torf	0,85 (bei $\sigma' = 100$ kN/m ²)		24	8,5
	Kompressionsbeiw. C_c [-]		Schwellbeiw. C_s [-]	Wiedbelastungsbeiw. C_r [-]
	2,48		0,5	0,5
	γ [kN/m ³]	w [%]	Glühverlust v_{Gl} [%]	Durchlässigkeitsbeiw. k_f [m/s]
	8	300 - 350	80,2	$4,1 \cdot 10^{-7}$

Der in Tabelle 4.2 angegebene Steifemodul berechnet sich nach Gleichung (4.1) in Abhängigkeit der Auflastspannung σ_z und repräsentiert einen Tangentenmodul, der für Spannungs-

bereiche gilt, in denen näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen $\log \sigma_z$ und der Porenzahl e angenommen werden darf.

$$E_s = 2,3 \cdot \frac{1+e_0}{C_c} \cdot \sigma_z \quad (4.1)$$

4.1.3 Modellsand

Für den Dammaufbau oberhalb der Torfschicht wurde ein gewaschener, feuergetrockneter Industrie-Spezialsand aus einem Kieswerk in Bobenheim-Roxheim am Silbersee (Rheinland-Pfalz) verwendet. Bei dem Modellsand handelt es sich nach DIN 18 196 um einen enggestuften Sand (SE) mit einer Körnung von 0,063 – 4,0 mm. Das Körnungsband des Modellsandes ist in Bild 4.1 abgebildet. Zum Vergleich ist auch der bei den Versuchen von Zaeske (2001) verwendete Sand dargestellt.

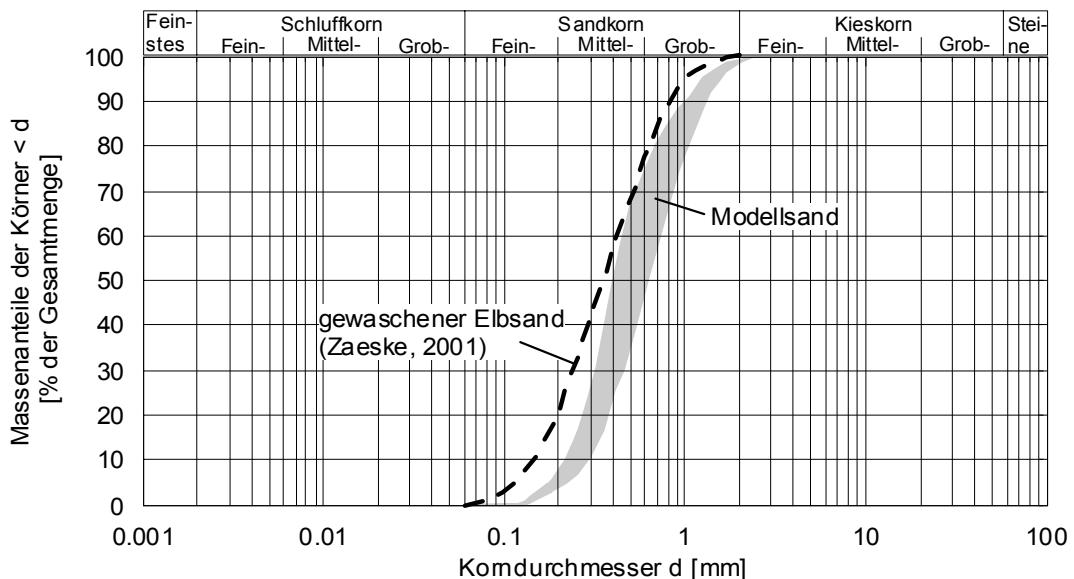


Bild 4.1: Körnungsband des in den Modellversuchen verwendeten Sandes

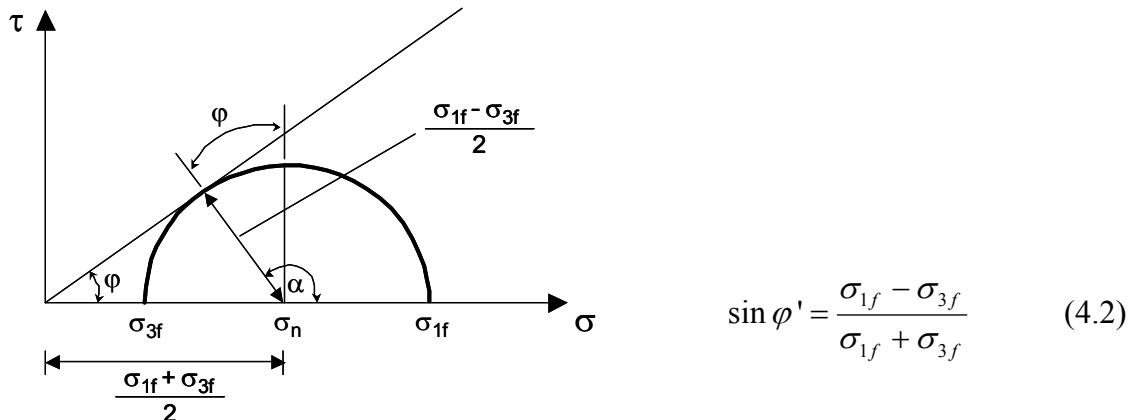
In den Modellversuchen wurde der Modellsand ausschließlich im trockenen Zustand eingebaut, wobei der Einbau mit Hilfe einer Rieselvorrichtung (Abschnitt 5) durchgeführt wurde. Die Rieselvorrichtung ermöglichte einen reproduzierbaren und definierten Einbau des Sandes in den einzelnen Versuchen mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,89$. Die durchgeführten Laborversuche zur Bestimmung der Scher- und Festigkeitsparameter des Modellsandes beziehen sich auf diese Lagerungsdichte.

Die bodenmechanischen Kenngrößen sind in Tabelle 4.3 zusammengefasst.

Tabelle 4.3: Bodenmechanische Kenngrößen des Modellsandes

Material	Modellsand	
Bodengruppe nach DIN 18 196	SE	
Bezeichnung nach DIN 4022	mS, gs, fs'	
Ungleichförmigkeits- / Krümmungszahl	U / C = 2,9 / 1,0	
Korndichte	$\rho_s = 2,646 \text{ g/cm}^3$	
Mittlere Trockendichten aus Proctorversuch nach DIN 18127	$\rho_d = 1,864 \text{ g/cm}^3$ bei $w = 10,0\%$ $\rho_d = 1,780 \text{ g/cm}^3$ bei $w = 0,0\%$	
lockerste Lagerung nach DIN 18 126	$\rho_d = 1,440 \text{ g/cm}^3$	max n = 0,456
dichteste Lagerung nach DIN 18 126	$\rho_d = 1,725 \text{ g/cm}^3$	min n = 0,348
Einbauzustand in den Modellversuchen für 50 cm Rieselhöhe	$\rho_d = 1,694 \text{ g/cm}^3$ Lagerungsdichte D = 0,89	
mittlerer Reibungswinkel (linearer Ansatz)	$\varphi' = 39^\circ$ für D = 0,89	
Dilatanzwinkel	$\psi = 9^\circ$ für D = 0,89	
Kohäsion	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$	
Steifemodul für $\sigma' = 25 - 100 \text{ kN/m}^2$	$E_s \approx 15 - 40 \text{ MN/m}^2$ für D = 0,89	
Durchlässigkeitsbeiwert	$k_f = 4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ für D = 0,89	

Da bei der Auswertung der Triaxialversuche eine Druckabhängigkeit des Reibungswinkels festgestellt worden ist, wurden die Versuche spannungsabhängig nach Gl. (4.2) ausgewertet.

**Bild 4.2:** Bruchbedingung für kohäsionslose Böden

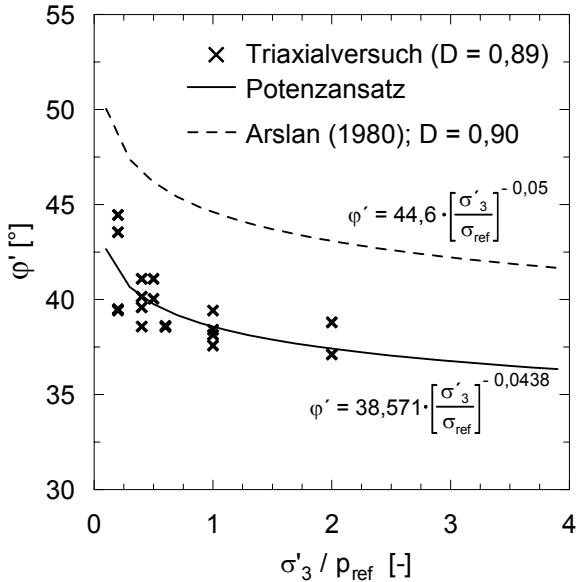
Anschließend konnte der Zusammenhang zwischen der Normalspannung σ_n und dem inneren Reibungswinkel φ' in Anlehnung an *Kempfert (1987)* mit Hilfe eines Potenzansatzes näherungsweise erfasst werden, siehe Gleichung (4.3).

$$\varphi' = \varphi_0 \cdot \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{ref}} \right)^n \quad (4.3)$$

Die zugehörigen Parameter n und φ_0 wurden dabei mittels Regression aus den Versuchsergebnissen bestimmt, wobei die Referenzspannung mit $\sigma_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ festgelegt war. Bild 4.3 zeigt das Resultat der Vorgehensweise. Neben der Auswertung mittels Potenzansatz (Bild 4.3a) ist zum Vergleich auch die Auswertung der Messdaten durch eine lineare Regressionskurve dargestellt (Bild 4.3b).

Näheres zur Druckabhängigkeit des Reibungswinkels bei Sandböden kann *Kempfert (1987)* oder *Fannin et al. (2005)* entnommen werden. Zur Veranschaulichung sind in Bild 4.3a mit Hilfe des Potenzansatzes ausgewertete Versuchsergebnisse nach *Arslan (1980)* für einen Mittel-Grobsand mit einem Verdichtungsgrad $D = 0,90$ eingetragen.

a) Potenzansatz



b) Linearer Ansatz

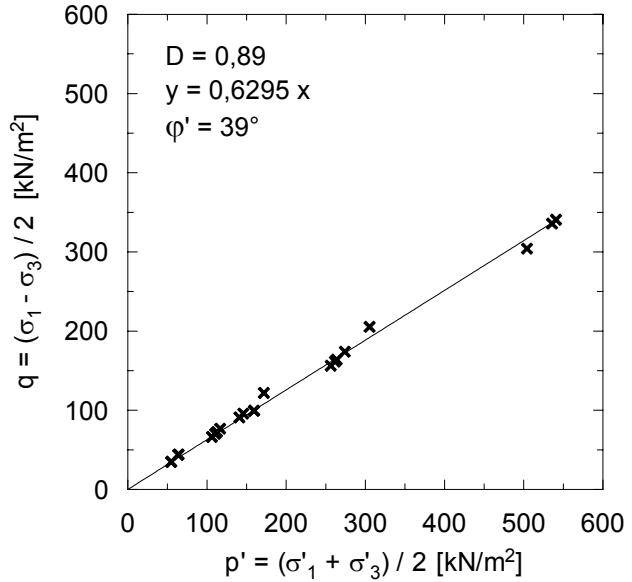


Bild 4.3: Auswertung der Triaxialversuche: a) Reibungswinkel in Abhängigkeit der Seitendruckspannung (Potenzansatz); b) Bestimmung mittels linearer Regression

Bild 4.4 zeigt das Ergebnis eines Großrahmenscherversuches an dem Modellsand für die Einbaulagerungsdichte ($D = 0,89$). Die Ergebnisse der Triaxialversuche werden quantitativ bestätigt. Der separat durchgeführte Scherversuch ist erforderlich für die Ermittlung der Geokunst-

stoffverbundparameter, die mit Hilfe von Herausziehversuchen im Großrahmenschergerät bestimmt wurden, siehe Abschnitt 4.1.4.

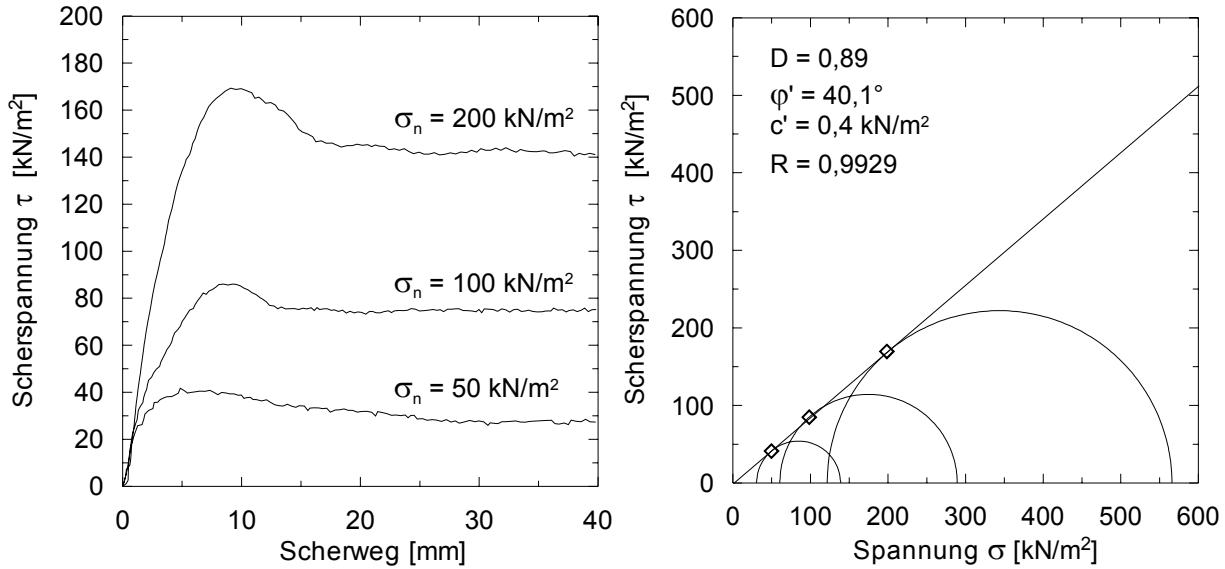


Bild 4.4: Bestimmung der Scherfestigkeit des Modellsandes im Rahmenscherversuch

Eindimensionale Kompressionsversuche ergaben für den Modellsand bei der in den Modellversuchen gewählten Lagerungsdichte ($D = 0,89$) eine Steifemodulverteilung nach Bild 4.5. Die abgeleiteten Steifemodulen beziehen sich auf die Erstbelastungsphase. Ergänzend sind im Diagramm Versuchsergebnisse nach Witzel (2004) für eine etwas geringere Trockendichte eingetragen.

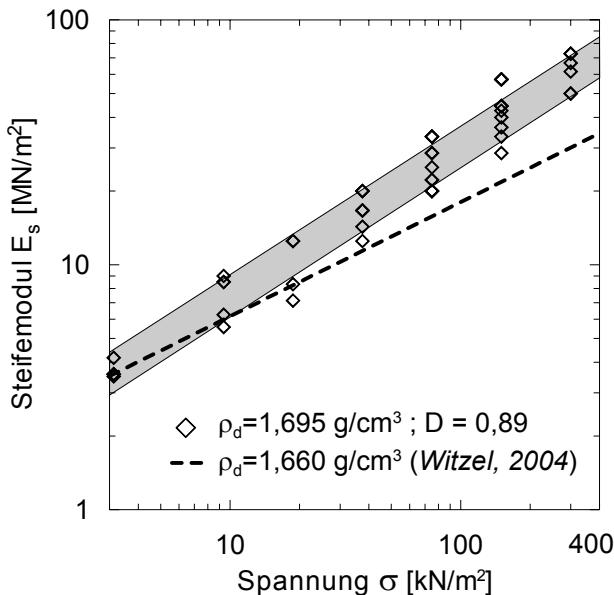


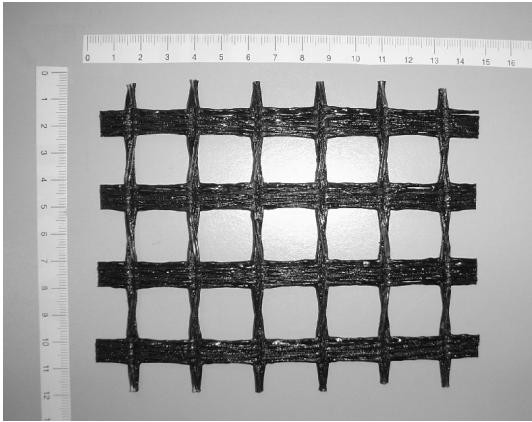
Bild 4.5:

Aus eindimensionalen Kompressionsversuchen abgeleitete Steifemodulverteilung des Modellsandes für verschiedene Trocken-dichten

4.1.4 Geokunststoffe

Vorrangig untersucht wurden ein Polyester-Geogitter „GW 60 PET“ und ein Polyvinyl-Geogitter „GW 180 PVA“. Es handelt sich hierbei um gelegte, biaxiale Geogitter aus gewebten Kunststofffäden, die durch eine Bitumenummantelung geschützt sind. Die einzelnen Längs- und Querstäbe sind an den Kreuzungspunkten miteinander verwebt und kraftschlüssig vernäht. Struktur und Abmessungen der beiden Geogittertypen sind in Bild 4.6 dargestellt.

a) GW 60 PET



b) GW 180 PVA

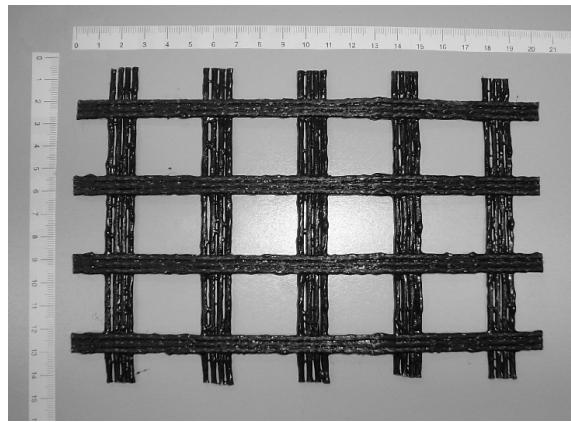


Bild 4.6: Struktur und Abmessungen der Geogitter GW 60 PET und GW 180 PVA

Neben Zugversuchen zur Ermittlung der Kurzzeitzugfestigkeiten und der zugehörigen Bruchdehnungen wurden die Verbundparameter (Geogitter-Modellsand) mit Hilfe von Herausziehversuchen bestimmt. Bild 4.7 zeigt die dabei verwendeten Versuchsstände.



Bild 4.7: Versuchsstände zur Bestimmung der Zugfestigkeit (links) und des Herausziehwiderstands (rechts)

Bei den Versuchen zur Bestimmung der Zugfestigkeit und Bruchdehnung handelt es sich um eine reine Materialprüfung. Da eine exakte Bestimmung der Kennwerte im Labor des Fachgebietes Geotechnik, insbesondere bei dem hochzugfesten PVA-Geogitter, nicht möglich war (Klemmbruchversagen), wurden hierzu ergänzende Versuche im Herstellerwerk durchgeführt.

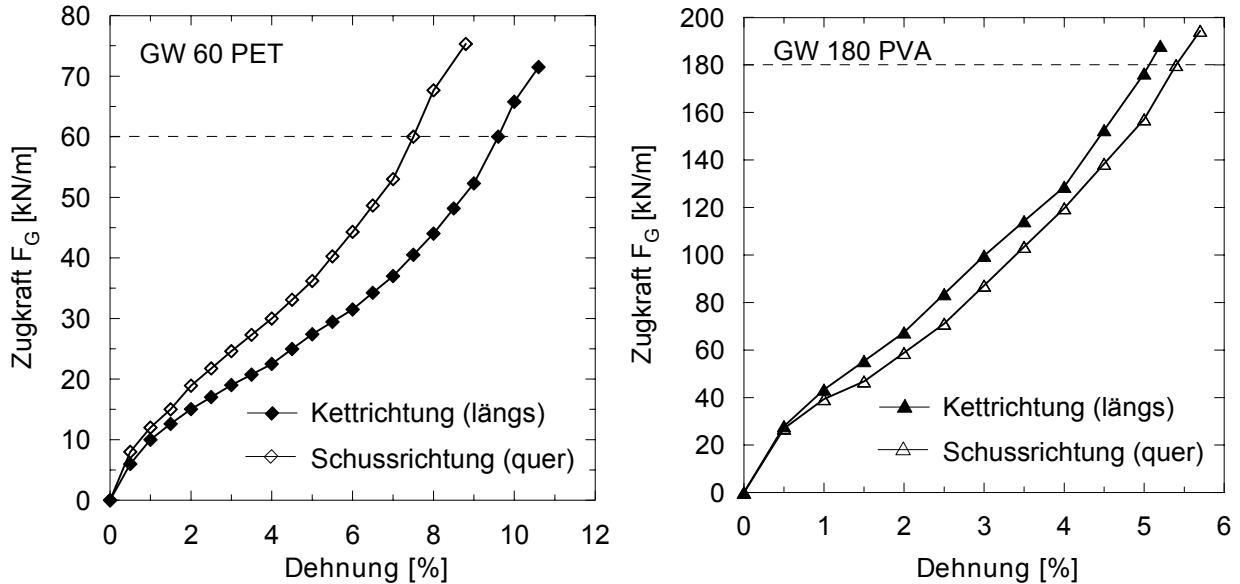


Bild 4.8: Zugkraft-Dehnungslinien GW 60 PET (links) und GW 180 PVA (rechts)

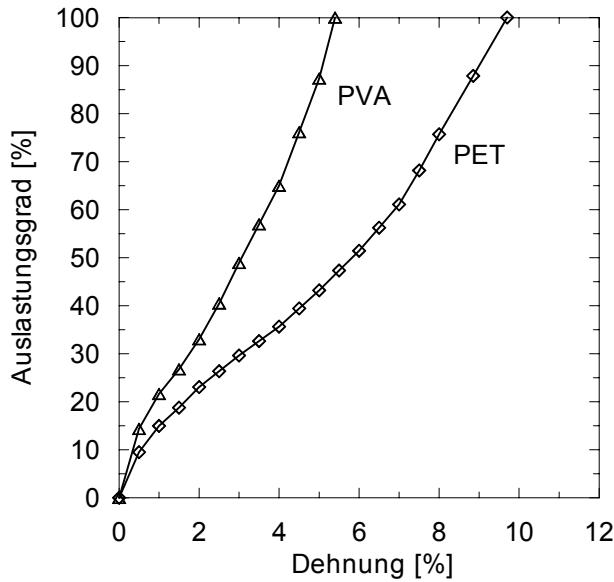


Bild 4.9:
Geogitterdehnung vs. Auslastungsgrad
(Mittelwerte bezogen auf $F_{G,max}$)

Bild 4.8 zeigt die Zugkraft-Dehnungslinien der beiden Geogitter vom Typ GW. Neben der Zugfestigkeit ist die Bruchdehnung bzw. die Dehnsteifigkeit der wesentliche Unterschied zwischen den beiden verwendeten Geogittertypen. Während das PET-Geogitter eine Bruchdehnung von 9-11 % aufweist, ist die Bruchdehnung des PVA-Geogitters mit 5-6 % etwa halb so groß. In Bild 4.9 sind beide Geogitter normiert, d.h. bezogen auf den Auslastungsgrad einander gegenübergestellt. Die Isochronenkurven für beide Geogitter enthält Anhang C.

Zur Ermittlung des Verbundverhaltens in der Kontaktfläche zwischen Geogitter und Modellsand wurden mit Hilfe eines umgebauten Großrahmenschergerätes Herausziehversuche durchgeführt (Bild 4.7). Das Großrahmenschergerät besitzt eine Scherfläche von 58 cm x 38,5 cm, die Rahmehöhe beträgt jeweils 10 cm für den oberen und unteren Scherrahmen. Der Modellsand wurde im trockenen Zustand mit der Einbaulagerungsdichte der Modellversuche ($D = 0,89$) in die Scherrahmen eingebaut. Die Geogitterstreifen wurden mittig in der Scherfläche platziert und über eine Klemmvorrichtung mit Hilfe eines elektrischen Wegmotors mit einer Geschwindigkeit von 2 mm / min herausgezogen. Während des Ausziehvorgangs wurden der Herausziehweg und die erforderliche Ausziehkraft gemessen. Zur Auswertung der Messergebnisse wird das Verhältnis Scherwinkel Geogitter/Modellsand zum Reibungswinkel des ungestörten Modellsandes als Reibungsverbundverhältnis λ eingeführt:

$$\lambda = \frac{\tan \varphi_{\text{Geogitter / Modellsand}}}{\tan \varphi_{\text{Modellsand}}} \quad (4.4)$$

Tabelle 4.4: Material- und Verbundkennwerte der Geogitter GW 60 PET und GW 180 PVA

Technische Daten	Einheit	GW 60 PET	GW 180 PVA
Material	[–]	PET (Polyester)	PVA (Polyvinylalkohol)
Nennfestigkeit (längs / quer)	[kN/m]	60 / 60	180 / 180
Höchstzugkraft $F_{G,max}$ gemessen	[kN/m]	71 / 75	189 / 195
Bruchdehnung bzgl. $F_{G,max}$	[%]	10,6 / 8,8	5,2 / 5,7
mittlere Dehnsteifigkeit bzgl. $F_{G,max}$	[kN/m]	750 (bei 9,7 %)	3500 (bei 5,45 %)
mittlere Dehnsteifigkeit bzgl. Gebrauchslastbereich	[kN/m]	850 (bei 2,0 %)	3800 (bei 1,25 %)
mittleres Verbundverhältnis λ Geogitter – Modellsand	[–]	0,97	0,98
Größe der Öffnungen	[mm]	20 x 20	26 x 28
Stegoberfläche je m^2	[m^2 / m^2]	0,42	0,45

Die beiden Geogitter vom Typ GW (ummantelte Einzelfäden mit Knotenpunktverwebung) kamen in den Modellversuchen nach Abschnitt 5 und 6 hauptsächlich zur Anwendung. In der Praxis sind weitere Geogittertypen gebräuchlich, die sich z.B. in ihrer Struktur von den Geogittern vom Typ GW unterscheiden. Der Einfluss der Geogitterstruktur wird separat in Ab-

schnitt 5.3.9 untersucht. Exemplarisch finden die Versuche an Geogittern vom Typ GL (gereckte monolithische Flachstäbe mit Knotenpunktverschweißung) statt. Die Beschreibung der Geogitter GL und der Materialkennwerte erfolgt in Abschnitt 5.3.9.

4.2 Bestimmung der zyklischen Materialkennwerte

4.2.1 Zyklische Triaxialversuche am Modellsand

Das Spannungs-Verformungsverhalten des Modellsandes unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung wurde mit Hilfe zyklischer Triaxialversuche untersucht. In den einzelnen Versuchsreihen wurde neben der Konsolidationsspannung σ_3 das zyklisch-dynamische Spannungsverhältnis X variiert. Das Spannungsverhältnis X , welches auch als zyklisch-dynamischer Ausnutzungsgrad bezeichnet wird, ist nach *Gotschol* (2002) maßgebend für das Langzeitverhalten eines Bodens unter nichtruhenden Lasten. Es ist wie folgt definiert:

$$X = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_c}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{s,f}} \quad (4.5)$$

mit den Indizes: c zyklisch s statisch f Bruchzustand

Dabei ist $\sigma_{3s,f}$ und $\sigma_{3,c}$ gleichbedeutend mit der Konsolidationsspannung σ_3 des jeweiligen Versuchs. $\sigma_{Is,f}$ ist die maximale Bruchspannung im statischen Triaxialversuch in Abscherrichtung, siehe auch Bild 3.1a. Die Spannung $\sigma_{I,c}$ wird in den einzelnen Versuchsreihen variiert und entspricht der zyklischen Oberspannung. Die Differenz $(\sigma_I - \sigma_3)_c = \sigma_{dyn}$ ist gleichbedeutend mit der Doppelamplitude $2 \cdot \sigma_c$.

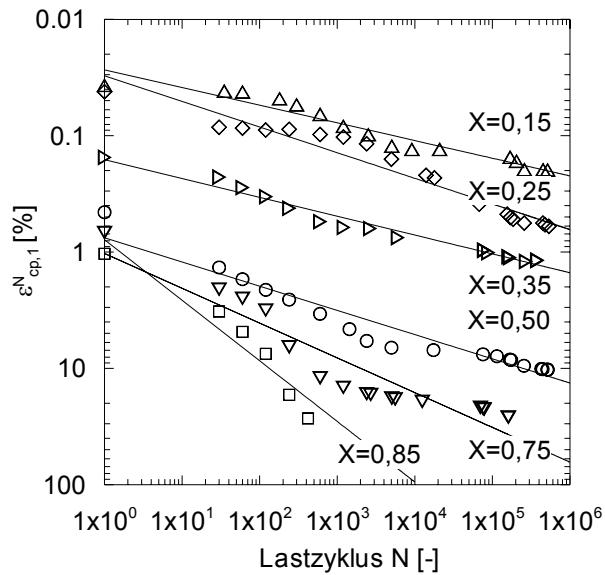
Die Proben wurden mit einer Trockendichte $\rho_d = 1,695 \text{ g/cm}^3$ ($D = 0,89$) eingebaut und vor Versuchsdurchführung vollständig wassergesättigt. Nach einer Konsolidierungsphase wurde die Mittelspannung entsprechend dem jeweiligen Spannungsverhältnis X angefahren und anschließend die zyklische Belastung gestartet. Die Versuche erfolgten drainiert, die Belastungsfrequenz war mit $f = 1 \text{ Hz}$ festgelegt. Ein Abbruch der Versuche erfolgte entweder nach 500.000 Lastzyklen oder sobald während der zyklischen Belastung axiale Stauchungen der Probe $> 25 \%$ auftraten. Weitere Erläuterungen zum verwendeten zyklischen Triaxialversuchsstand und zur Versuchsdurchführung können *Hu* (2000) entnommen werden.

In Tabelle 4.5 sind die Randbedingungen der drei durchgeführten Versuchsreihen zusammengefasst.

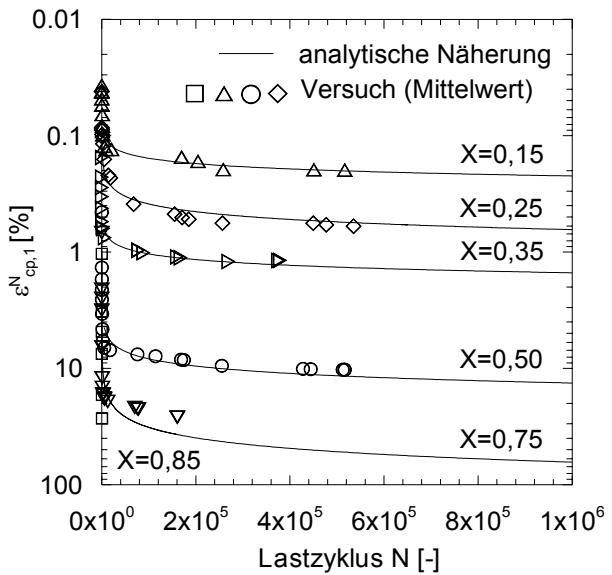
Tabelle 4.5: Randbedingungen der zyklischen Triaxialversuche am Modellsand

Reihe	σ_3 [kN/m ²]	Ausnutzungsgrad X [-]	Dichte ρ_d [g/cm ³]	Frequenz f [Hz]	Lastzyklen N [-]
ZT1	20	0,15 / 0,25 / 0,35 / 0,5 / 0,75 / 0,85	1,695	1	500.000
ZT2	40	0,15 / 0,30 / 0,5 / 0,75			
ZT3	60	0,20 / 0,35 / 0,5			

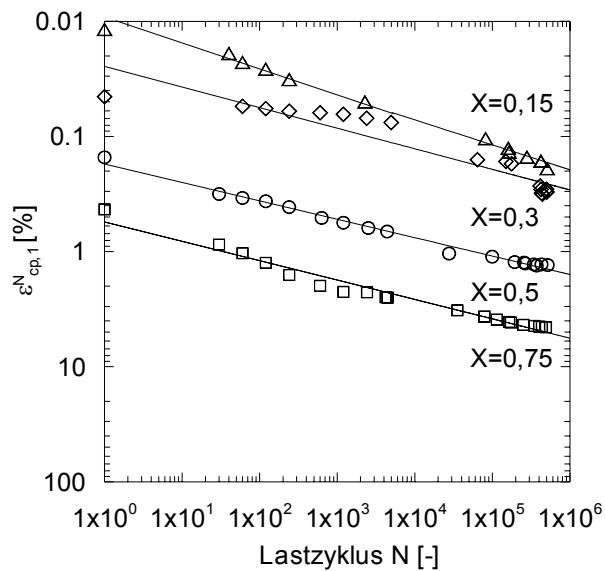
a) $\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$ (doppelt-logarithmisch)



$\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$ (halb-logarithmisch)



b) $\sigma_3 = 40 \text{ kN/m}^2$ (doppelt-logarithmisch)



c) $\sigma_3 = 60 \text{ kN/m}^2$ (doppelt-logarithmisch)

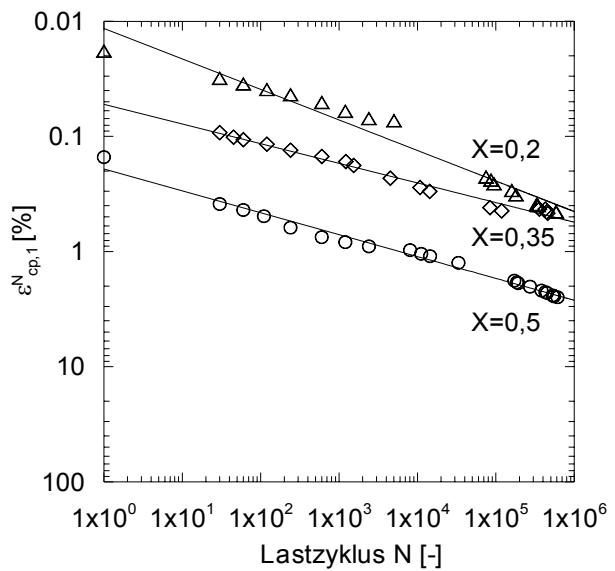


Bild 4.10: Plastische Verformungen $\varepsilon_{N, cp,I}^N$ während Zyklik für verschiedene Konsolidationsspannungen σ_3 und Spannungsverhältnisse X sowie Näherungsfunktionen

Bild 4.10 zeigt die in den Versuchen gemessenen plastischen Verformungen $\varepsilon_{cp,1}^N$ der Bodenproben während der zyklisch-dynamischen Belastung in halb-logarithmischer und doppelt-logarithmischer Darstellungsform. Ebenso sind in Bild 4.10 die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten, doppelt-logarithmischen Näherungsfunktionen eingezeichnet. Die doppelt-logarithmische Näherungsfunktion für die axialen plastischen Dehnungen in Richtung der größten Hauptspannung lautet:

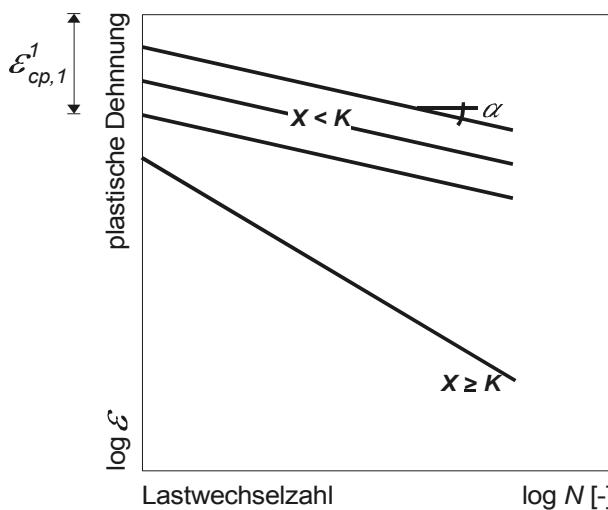
$$\log \varepsilon_{cp}^N = \log \xi + \alpha \cdot \log N \quad (4.6)$$

Mit Hilfe der Regressionskoeffizienten α und ξ kann der Zusammenhang zwischen bleibenden Dehnungen am Bodenelement und den Belastungsrandbedingungen vereinfacht analytisch beschrieben werden, siehe auch Bild 4.11. In diesem Zusammenhang steht der Koeffizient ξ für die bleibenden Dehnungen die im ersten Lastzyklus auftreten und α für die Magnitude der folgenden plastischen Dehnungssinkemente.

Der Grenzwert K definiert das maximale zyklisch-deviatorische Spannungsverhältnis, siehe auch *Gotschol (2002)*. Für Spannungsverhältnisse $X \geq K$ tritt ein zyklisches Versagen ein, das durch einen starken Anstieg der Dehnungszunahme gekennzeichnet ist. In der Regel gilt $0,7 < K < 1,0$; im vorliegenden Fall wurde $K = 0,8$ ermittelt.

Für Spannungszustände $X < K$ nehmen die Lastwechsel-Dehnungsbeziehungen nach *Gotschol (2002)* eine lineare und parallele Form an (Bild 4.11a). Die Versuchsergebnisse bestätigen dieses (Bild 4.11b).

a) Theoretische Verläufe



b) Ergebnisse der zyklischen Triaxialversuche

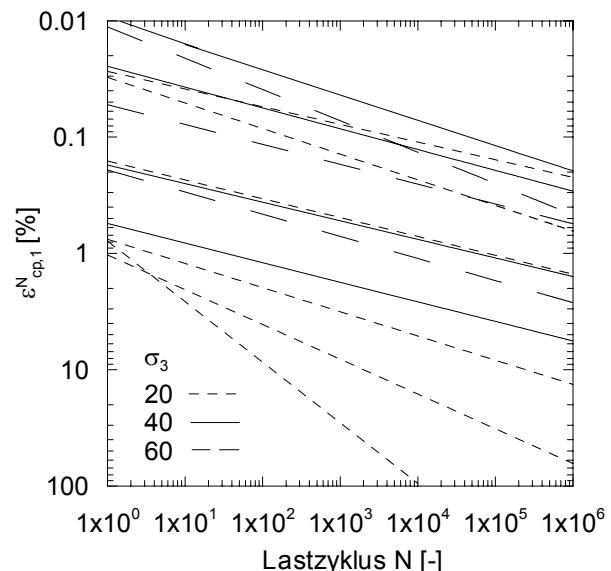


Bild 4.11: Theoretischer Verlauf der plastischen Dehnungen im zyklischen Triaxialversuch (a) sowie gemessene Dehnungen (b) für den Modellsand

Auf der Grundlage der Näherungsfunktionen können die für den zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz nach *Stöcker* (2002) erforderlichen zyklischen Bestimmungsgrößen abgeleitet werden, siehe Abschnitt 7.

4.2.2 Zyklische Ödometerversuche am Torf

Das Verformungsverhalten des Torfes unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung wurde näherungsweise durch zyklische Ödometerversuche untersucht. Eine Bestimmung mit Hilfe zyklischer Triaxialversuche war aufgrund der geringen Steifigkeit des Torfes nicht möglich. Die Proben wurden mit der Einbaudichte und dem Einbauwassergehalt nach Tabelle 4.6 in einen Großödometertopf ($\varnothing = 30 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$) eingebaut und über eine starre Lastplatte mittels Hydraulikpresse zyklisch belastet. Um mögliche Wandreibungseffekte zu minimieren waren die Innenwände des Topfes eingefettet und mit einer Folie ausgekleidet.

Bild 4.12 zeigt die gemessene plastische Verformung $\varepsilon_{cp,I}^N$ der Torfprobe während der zyklischen Belastung in doppelt-logarithmischer Darstellungsform sowie die abgeleitete Näherungsfunktion.

Tabelle 4.6: Randbedingungen zyklische Ödometerversuche am Torf

Reihe	Mittelstellung σ'_m [kN/m ²]	Amplitude σ'_c [kN/m ²]	Frequenz f [Hz]	Dichte ρ [g/cm ³]	Wassergehalt w [%]
ZÖ	10	4	1	0,9	330

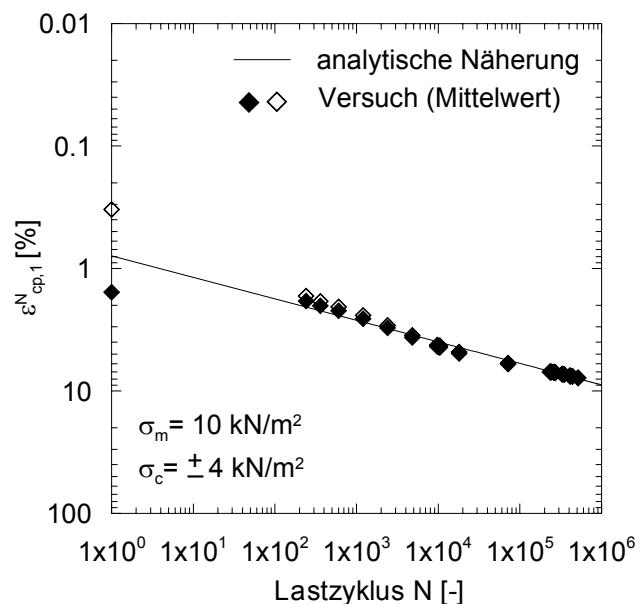


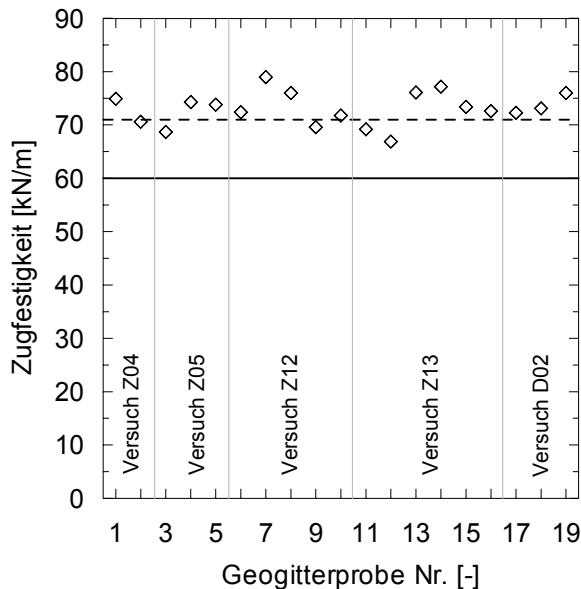
Bild 4.12:

Gemessene plastische Verformung $\varepsilon_{cp,I}^N$ des Torfes während der zyklischen Belastung sowie abgeleitete analytische Näherungsfunktion

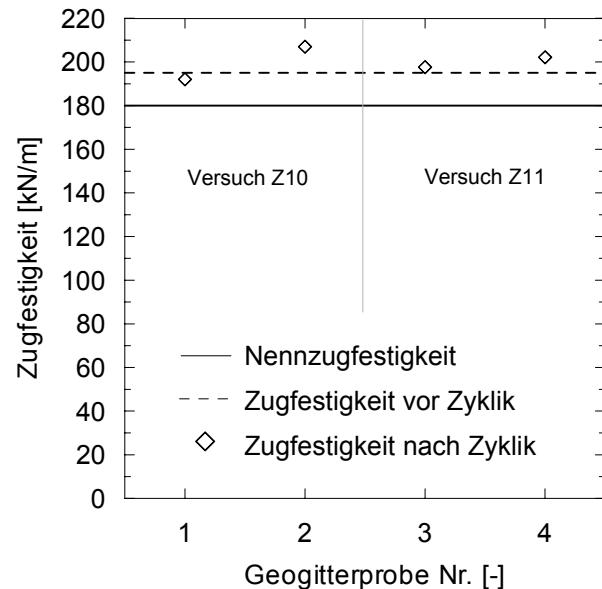
4.2.3 Materialverhalten der Geokunststoffe sowie Verbundverhalten Geokunststoff-Füllboden unter zyklischer Beanspruchung

Bei der Bestimmung des Materialverhaltens der verwendeten Geokunststoffe unter Zyklik wurde auf separate Versuchsreihen verzichtet. Es handelt sich bei diesen Untersuchungen um reine Materialprüfungen, die nur mit großem Aufwand durchzuführen sind. Um dennoch die Beeinflussung der Geogittereigenschaften durch die zyklischen Beanspruchungen in den Modellversuchen abschätzen zu können, wurden nach Versuchsende Zugversuche an ausgebauten und damit zyklisch vorbeanspruchten Geogitterproben durchgeführt. Untersucht wurden dabei die am stärksten beanspruchten Geogitterabschnitte in den Pfahlzwischenbereichen. Die Ergebnisse der Zugversuche sind in Bild 4.13 dargestellt. Die Geogitter sind jeweils durch etwa 1.000.000 Lastzyklen und teilweise durch eine zusätzliche statische Endbelastung (siehe auch Lastschema I nach Abschnitt 5 und Lastschema III nach Abschnitt 6) vorbeansprucht. Zum Vergleich sind in den Diagrammen die Nennzugfestigkeit (Produktdaten) sowie die tatsächliche Zugfestigkeit, die aus Zugversuchen am unbeanspruchten Geogitter resultiert, dargestellt. Eine Verringerung der Zugfestigkeit durch die zyklische Beanspruchung kann nicht festgestellt werden. In allen Fällen wird die Nennzugfestigkeit zudem deutlich übertroffen. Visuell konnten nach Versuchsende und Geogitterausbau zwar teilweise große plastische Geogitterverformungen beobachtet werden, die Oberflächen der Geogitter wiesen jedoch nur sehr geringe Beschädigungen auf.

a) Zugversuche an Geogittern GW 60 PET



b) Zugversuche an Geogittern GW 180 PVA

**Bild 4.13:** Veränderung der Geogitterzugfestigkeit infolge zyklischer Beanspruchung

Die Beeinflussung der Dehnsteifigkeit der Geogitter durch die zyklische Vorbeanspruchung ist in Bild 4.14 dargestellt. Während hinsichtlich der maximalen Zugfestigkeit nur geringe Änderungen festzustellen sind, können für etwa 75 % der GW 60 PET Geogitter geringere maximale Bruchdehnungen festgestellt werden. Die Vorbeanspruchung führt somit zu einer erhöhten Dehnsteifigkeit der Geogitter. Ein ähnliches, festigkeitserhöhendes Verhalten innerhalb dynamischer Zugversuche beobachtete Müller-Rochholz (1998), siehe Abschnitt 3.3. Die Auswirkungen der zyklischen Beanspruchung auf die GW 180 PVA Geogitter sind hingegen nur sehr gering.

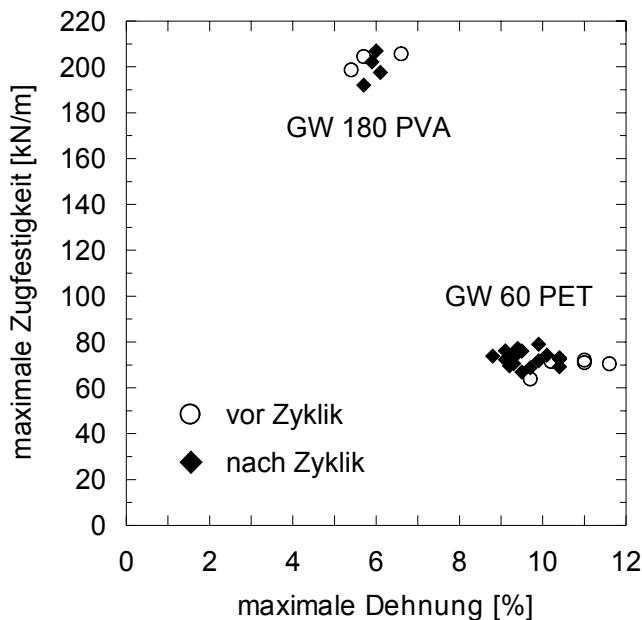


Bild 4.14:

Maximale Zugfestigkeit versus maximale Geogitterdehnung für unbeanspruchte und zyklisch vorbeanspruchte Geogitter

Genauere Untersuchungen zum Verbundverhalten Geokunststoff-Füllboden unter zyklischer Beanspruchung wurden in der vorliegenden Arbeit nicht durchgeführt. Eine Beeinflussung ist nicht auszuschließen, siehe Nernheim (2005), sie wird jedoch aus den bereits in Abschnitt 3.4 genannten Gründen für die vorliegende Problemstellung als vernachlässigbar gering angesehen.

5 Modellversuche zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt

5.1 Versuchsrandbedingungen und Zielsetzung

Ziel des Modellversuchsprogramms ist die Identifizierung und Quantifizierung der Haupteinflussgrößen für die Gewölbereduktion infolge zyklisch-dynamischer Einwirkungen bei GEP-Tragsystemen.

Als Orientierungsgröße für die Modellversuche wurde ein Verkehrsweg in Dammlage gewählt, der im Systemmittelbereich durch Eisenbahnlasten beansprucht wird, siehe Bild 5.1a. Die maßgebliche zyklisch-dynamische Beanspruchung tritt vertikal unterhalb des direkten Lasteinflussbereichs (Fahrbahn) auf und nimmt infolge von Spannungsausbreitung und Dämpfungseffekten im Dammkörper über die Tiefe und zur Systemaußenseite hin deutlich ab. Der nachfolgend beschriebene Modellversuchsstand M1 (analog zu Zaeske, 2001) bildet deshalb den Mittelbereich des Systems ab, der für eine Gewölbebeeinflussung infolge nichtruhender Lasten maßgebend ist.

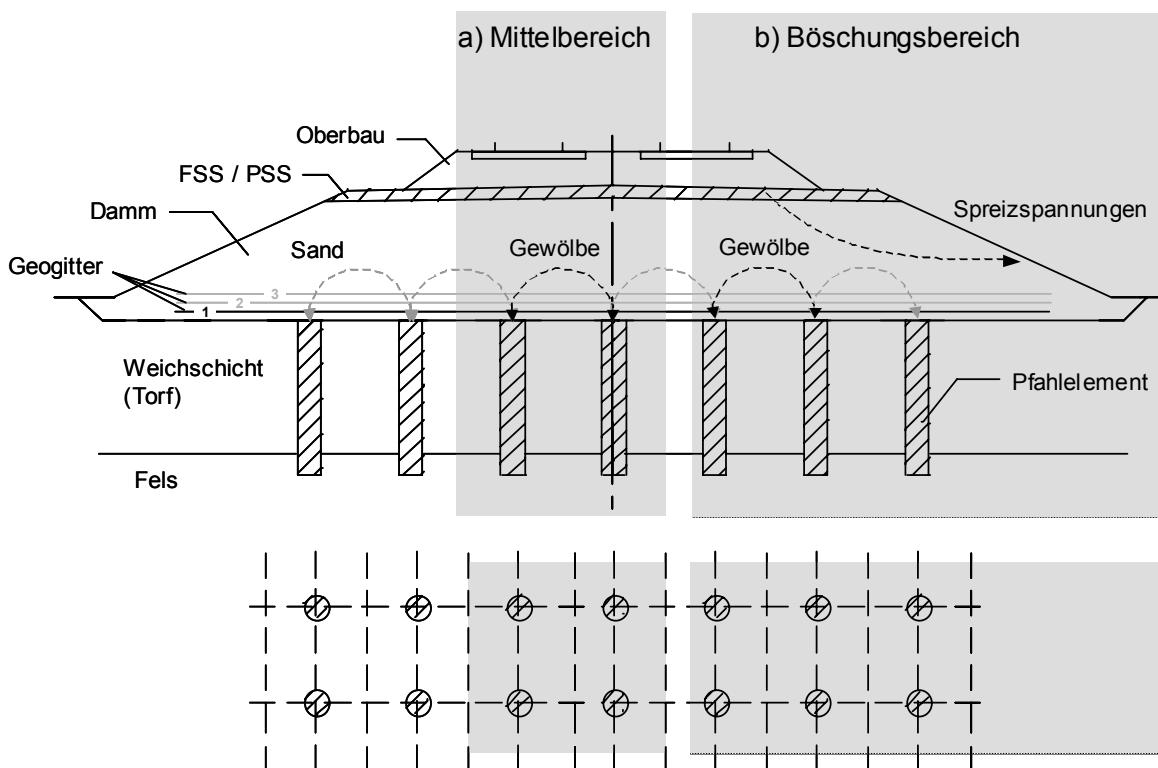


Bild 5.1: Untersuchte Teilbereiche einer GEP-Konstruktion

Im Böschungsbereich (Bild 5.1b) wird das System vornehmlich durch horizontal gerichtete zyklisch-dynamische Spreizkräfte beansprucht. Diese beeinflussen jedoch infolge ihrer durch

Spannungsausbreitung und Dämpfung verminderten absoluten Größe nicht mehr die Gewölbeausbildung, sondern führen vornehmlich zu Verformungen und Auflockerungen im Dammböschungsbereich. Innerhalb der vorliegenden Arbeit wurde für den Böschungsbereich ein zweiter Modellversuchsstand M2 konzipiert, siehe Abschnitt 6.

Modellversuchsstand M1 bildet den Innenbereich eines GEP-Tragsystems als räumliches Modell im Maßstab von etwa 1:3 nach. Dabei wird das Raster auf einen Teilausschnitt bestehend aus vier Pfählen reduziert. Bild 5.2 zeigt den Aufbau und die Geometrie des Modellversuchsstandes, weitergehende Erläuterungen zum Versuchsstand sind in Zaeske (2001) zu finden.

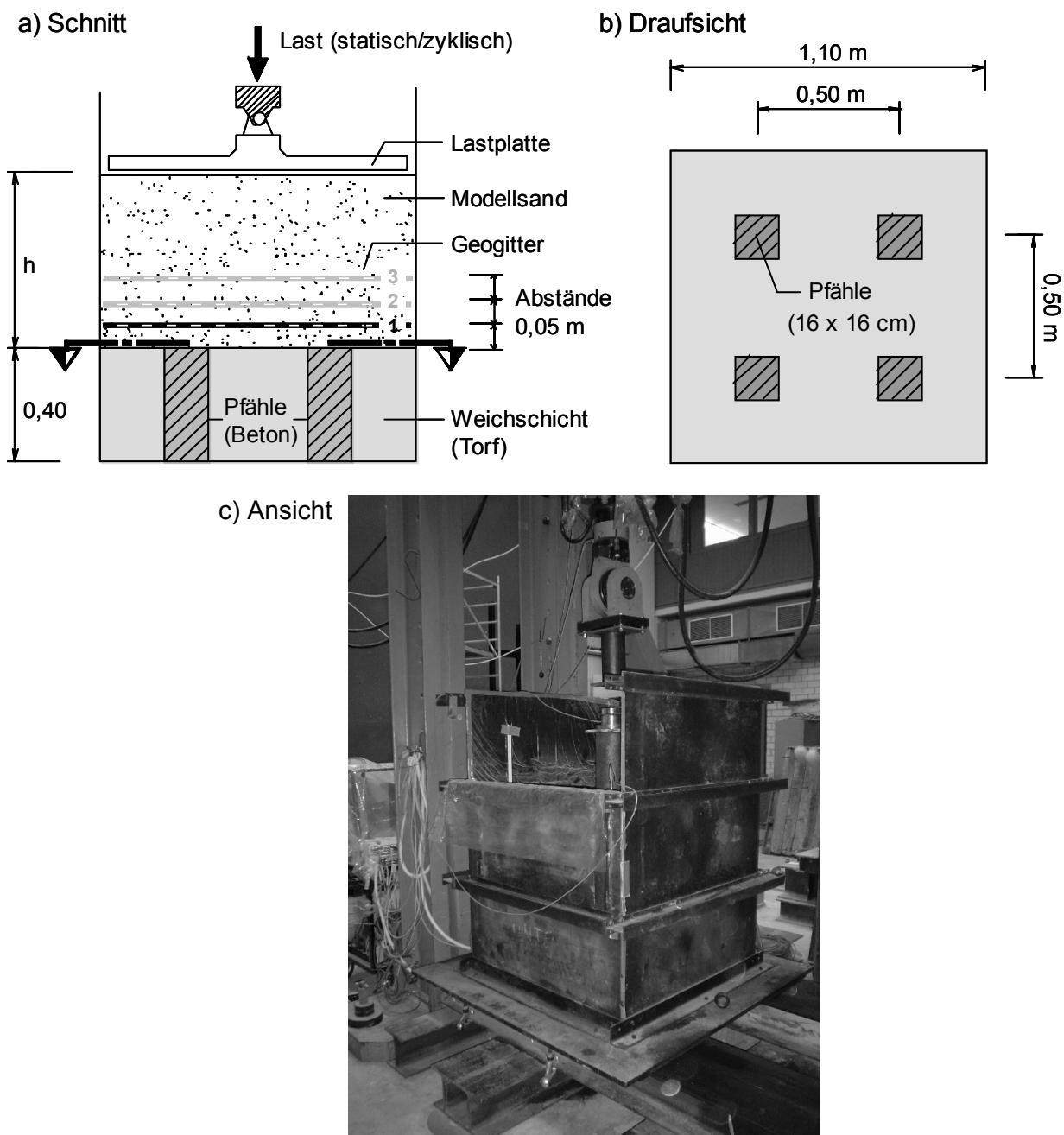


Bild 5.2: Modellversuchsstand M1 zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt

Neben unbewehrten Versuchen wurden auch Versuche durchgeführt, bei denen ein bis drei biaxiale Geogitterlagen oberhalb der Pfahlköpfe verlegt waren. Der Einbau geschah dabei entsprechend den üblichen geometrischen Empfehlungen sowie unter Berücksichtigung von Modellgesetzmäßigkeiten. Für die erste Geogitterlage ergab sich dadurch ein vertikaler Abstand zur Pfahlkopfoberkante von 5 cm (ca. 15 cm im Prototyp), die Abstände zwischen den einzelnen Geogitterlagen wurden ebenfalls mit 5 cm festgelegt. Die Geogitter waren in biegesteifen Rahmen verspannt, die sich reibungsfrei parallel zu den Versuchskastenwänden absenken konnten.

Um Reibungseinflüsse zwischen dem Modellsand und den Stahlwänden zu reduzieren, wurden vor dem Versuchseinbau die Oberflächen der Stahlwände eingefettet und eine dünne Kunststofffolie angepresst. Mit Hilfe der Pfahlkraft- und der Spannungsmessungen konnte für die Pfahlkopfebene die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$ kontrolliert werden. Die gemessenen Differenzkräfte lagen für Auflasten bis 75 kN/m^2 im Mittel bei 5 %, so dass die Reibungskräfte vernachlässigt werden konnten. Weitergehende Untersuchungen zu Randeinflüssen sind in *Zaeske (2001)* zu finden.

Die statische bzw. zyklisch-dynamische Last wurde über eine biegesteife Lastplatte auf die Modellsandoberfläche aufgebracht. Auf ein Wasserdruckkissen zur Gewährleistung einer „schlaffen“ Oberflächenlast wie bei *Zaeske (2001)* musste aus versuchstechnischen Gründen verzichtet werden. Aus Vorversuchen war bekannt, dass bei zyklischen Belastungen das Wasserkissen wie eine elastische Feder zwischen Lastplatte und Bodenoberfläche wirkt und zu störenden Resonanzeffekten führen kann. Darüber hinaus konnte eine Dauerbeständigkeit der Druckkissen für die geplante zyklische Beanspruchung und die dazugehörigen großen Lastzyklenzahlen nicht gewährleistet werden.

Ein Versuchsaufbau mit starrer Lastplatte stellt jedoch keinen Nachteil dar und kann als realistische Abbildung des Tragsystems sowohl für ein Feste Fahrbahnsystem als auch mit gewissen Einschränkungen für ein Schotteroberbausystem angesehen werden. Nähere Erläuterungen hierzu und zu den Auswirkungen der starren Lasteinleitungsplatte auf die Versuchsergebnisse finden sich in Abschnitt 5.3.1. Eine numerische Vergleichsberechnung mit Hilfe der FEM enthält Abschnitt 7.4.1. Tendenziell kommt es durch die starre Lastplatte zu Verspannungseffekten zwischen Pfahlkopf und Lastplatte und zu einer etwas erhöhten Lastumlagerung auf die Pfähle sowie zu einer reduzierten vertikalen Belastung der Pfahlzwischenbereiche. Versuche mit Einbauhöhen $h < 70 \text{ cm}$ liegen infolge dieser Verspannungseffekte eher auf der unsicheren Seite, d.h. bei einer schlaffen zyklischen Auflast ergäbe sich eine noch größere Gewölbereduktion. Für Einbauhöhen $h \geq 70 \text{ cm}$ können diese Effekte als vernachlässigbar angesehen werden.

Bild 5.3 zeigt beispielhaft die eingebaute Messtechnik für eine typische Modellversuchsanordnung. Ergänzende Erläuterungen zu Modellversuchsstand M1 sowie zur verwendeten Messtechnik sind in Anhang B zu finden.

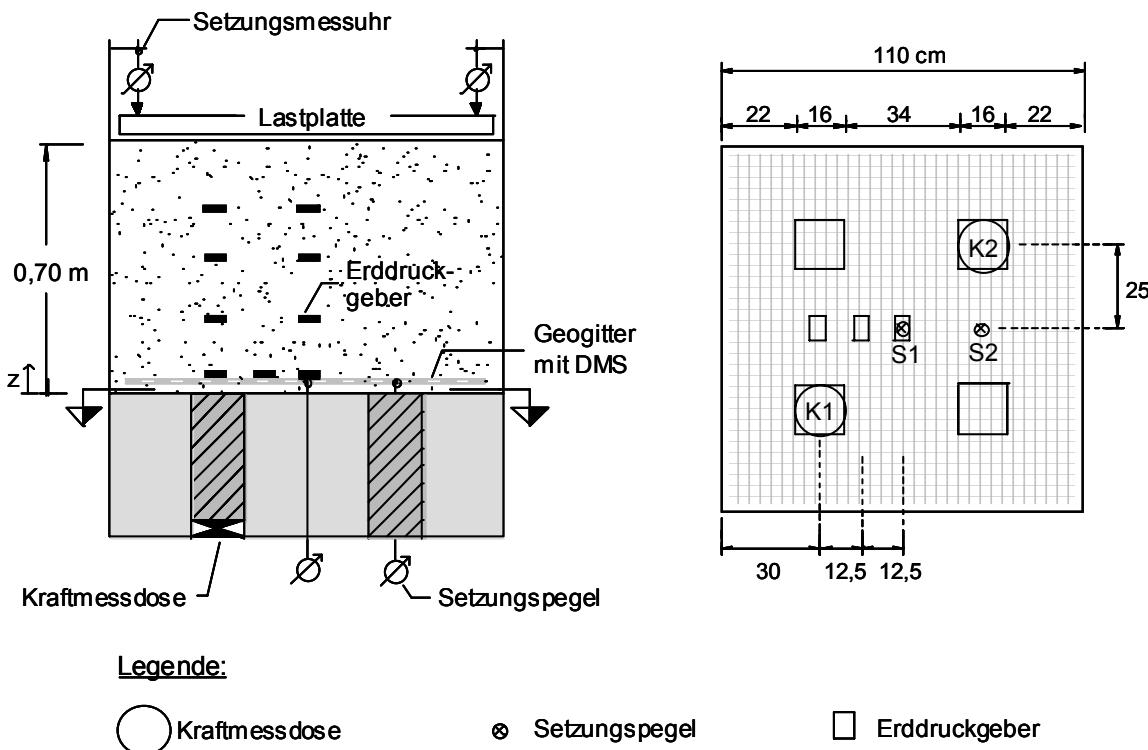


Bild 5.3: Beispielhafte Anordnung der Messelemente (Einbauhöhe $h = 0,70 \text{ m}$)

5.2 Versuchsumfang und Durchführung

5.2.1 Versuchseinbau

Der Versuchseinbau erfolgte analog zu den Versuchen nach Zaeske (2001) und ist in Anhang B detailliert beschrieben. Zur Gewährleistung eines reproduzierbaren und definierten Einbaus wurde der Sand in den Versuchsstand eingerieselt. Da ein etwas modifizierter Sand zur Anwendung kam, siehe Bild 4.1, wurden im Vorfeld der Modellversuche mit dem Modellsand nochmals Rieselversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Rieselversuche sind in Bild 5.4 dargestellt.

Da im Verkehrswegebau die Tragschicht- und Dammmaterialien in der Regel mit hohen Verdichtungsgraden eingebaut werden, wurde die Rieselhöhe in den Versuchen mit 0,50 m festgelegt, um eine dichte Lagerung zu erreichen.

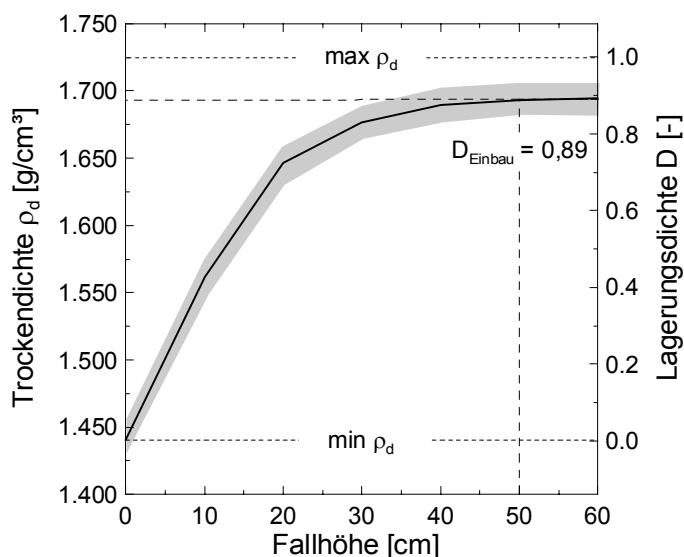


Bild 5.4: Kalibrierungskurve zur Rieselhöhe für den verwendeten Modellsand und Rieselvorrichtung

5.2.2 Statische Belastung

Das Belastungsschema und die einzelnen Laststufen für die Versuche unter statischer Belastung sind in Bild 5.5 dargestellt. Die Belastung wurde kraftgesteuert mittels Druckstempel auf die Belastungsplatte und von dort auf die Modellsandoberfläche aufgebracht. Die Standzeit unter einer Laststufe wurde so festgelegt, dass die Primärsetzung in der Torfschicht infolge Konsolidation, wie in Zaeske (2001) beschrieben, abgeklungen ist. Während der Versuchsdurchführung zeigte sich, dass die Setzungen in jeder Laststufe sehr schnell einen Grenzwert

erreichten und nach einer Konsolidationsdauer von ca. 30 – 45 Minuten alle Messsensoren ein etwa gleichbleibendes Signal lieferten, bzw. die Änderungen unterhalb der Anzeigegenauigkeit lagen (bei den Weguhren 1/10 mm).

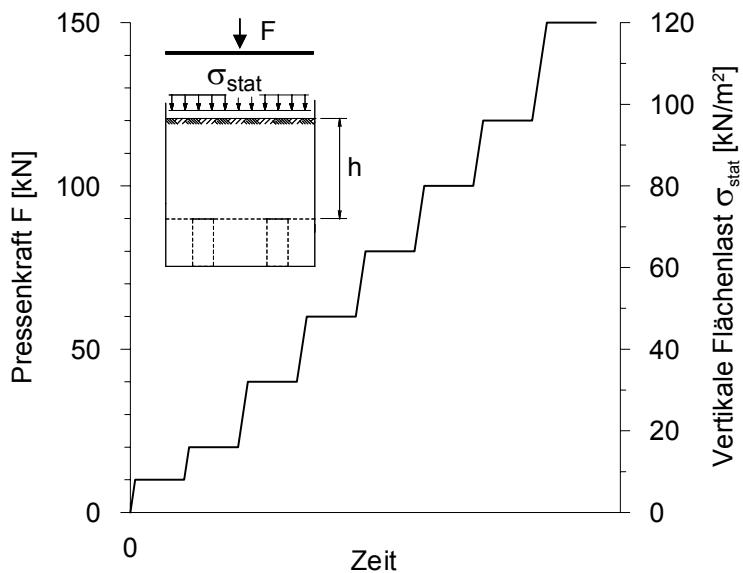


Bild 5.5: Belastungsschema für die statischen Modellversuche

Ziel der statischen Modellversuche war die Anbindung der Versuchsergebnisse an die Versuchsreihen nach Zaeske (2001). Des Weiteren wurden aus den statischen Versuchen Referenzwerte zur Beurteilung der Versuche unter zyklisch-dynamischen Belastungen abgeleitet.

5.2.3 Zyklisch-dynamische Belastung

Aufbauend auf den in Abschnitt 3 zusammengefassten Erkenntnissen wurden für die Modellversuche unter zyklischer Belastung zwei an die Belastungsschemata I und II angepasste Versuchskonzepte entwickelt. Die aufgebrachten Lasten wurden dabei im Verhältnis des Maßstabfaktors abgemindert.

- a) Belastungsschema I: Zielrichtung ist die Untersuchung der Auswirkungen „langzeitiger zyklischer Belastungen“ mit Frequenzen ≤ 5 Hz auf das Tragsystem. Massenträgheitskräfte sind hierbei noch nicht wirksam bzw. können näherungsweise vernachlässigt werden. Das System wird wie in Bild 5.6 dargestellt mit Frequenzen von 1 Hz und 5 Hz belastet. Eine Schwingung simuliert dabei die Beanspruchung, z.B. in Form einer Zugüberfahrt.
- b) Belastungsschema II: Zielrichtung ist die Untersuchung der Auswirkungen „kurzzeitiger zyklisch-dynamischer Belastungen“ auf das Tragsystem. Das System wird, idealisiert wie in Bild 5.7 dargestellt, durch eine zeitlich begrenzte harmonische Sinusschwingung mit ei-

ner Frequenz von 10 Hz angeregt. Der Wechsel zwischen einer 20 Sekunden andauernden Schwingungsphase (z.B. Abbildung einzelner Eisenbahndrehgestelle) und 15 Minuten langer Ruhephase soll dabei nacheinander stattfindende Verkehrslasteinwirkungen simulieren. Die Untersuchungen zielen auf das Kurzzeitverhalten der Konstruktion ab. Massenbeschleunigungskräfte sind hier nicht mehr vernachlässigbar und wirken auf das System.

Bei beiden Belastungsschemata werden die Gewölbeausbildung, die Aktivierung der Membrankräfte sowie die Scherfugenbildung und die Verformungsakkumulation unter zyklisch-dynamischen Belastungen untersucht.

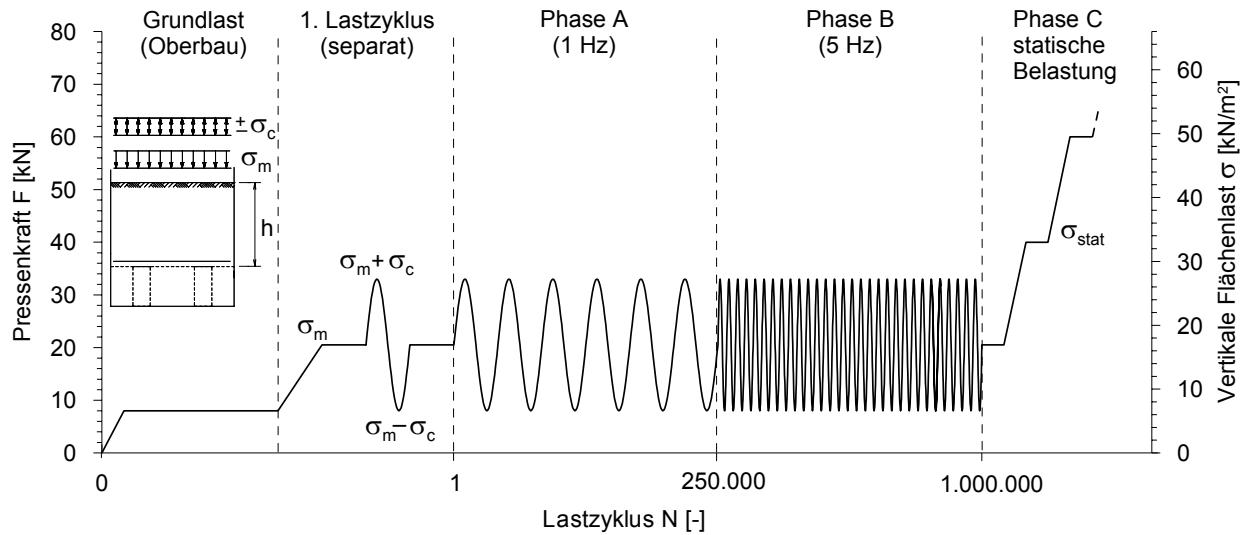


Bild 5.6: Belastungsablauf für die zyklischen Modellversuche nach Belastungsschema I (Langzeitbetrachtung)

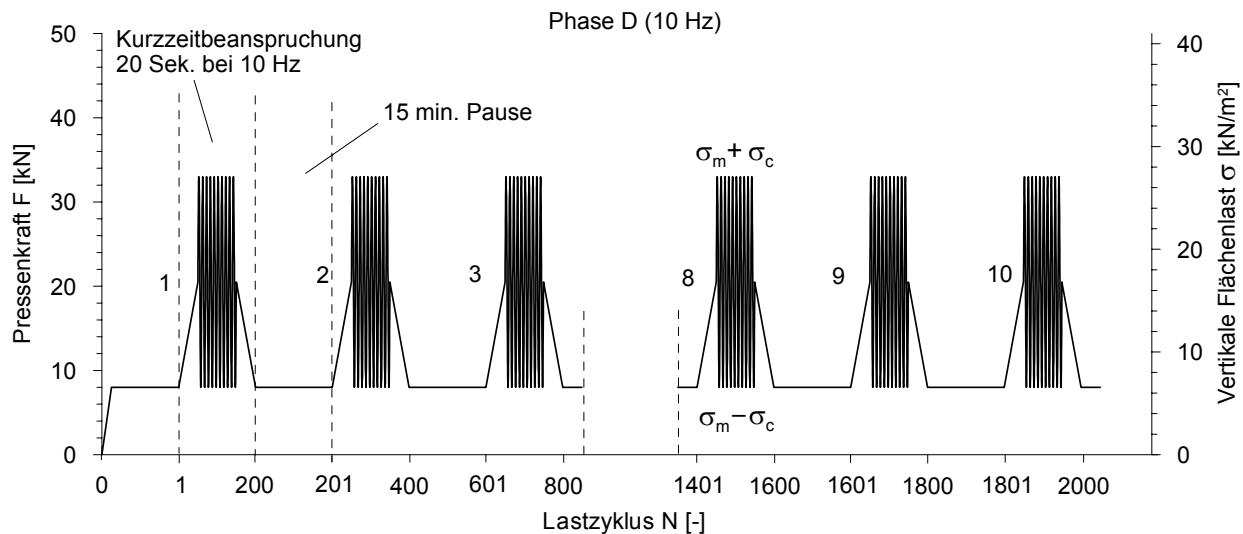


Bild 5.7: Belastungsablauf für die zyklischen Modellversuche nach Belastungsschema II („Realbeanspruchung“ bzw. Kurzzeitbetrachtung)

Der für Modellversuchsstand M1 vorwiegend zur Anwendung gekommene zyklische Belastungsablauf (zyklische Randbedingungen: $\sigma_m = 17 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma_c = \pm 10 \text{ kN/m}^2$) ist in Tabelle 5.1 im Detail dargestellt.

Tabelle 5.1: Versuchsablauf der Modellversuche für Modellversuchsstand M1

	Name	Anmerkung
1	Grundlast	Simulation der Oberbaueigenlast $\sigma_{stat,O} = 7 \text{ kN/m}^2$.
2	1. Lastzyklus	Aufbringen der Mittelstellungsspannung $\sigma_m = 17 \text{ kN/m}^2$ und separate Durchführung des 1. Lastzyklus (Amplitude $\sigma_c = 10 \text{ kN/m}^2$); d.h. Maximallast 27 kN/m^2 und Minimallast 7 kN/m^2 .
3	Zyklische Phase A	250.000 sinusförmige Lastwechsel (Frequenz 1 Hz).
4	Zyklische Phase B	750.000 sinusförmige Lastwechsel (Frequenz 5 Hz).
5	Statische Phase C	Statische Belastung nach Bild 5.5.
6	Zyklische Phase D	Für ausgewählte Versuche fand eine erneute zyklische Belastung (Frequenz 10 Hz) nach Belastungsschema II (Bild 5.7) statt.

Neben diesem Versuchsablauf gab es verschiedene Belastungsvarianten (siehe Abschnitte 5.3.6 und 5.3.7) auf die in den jeweiligen Abschnitten separat eingegangen wird.

Eine kontinuierliche Erfassung der Messdaten über die gesamte Versuchsdauer unter zyklischer Last schied wegen der damit verbundenen Datenmenge aus. Die Messsensoren wurden zu verschiedenen Zeiten für einige Sekunden beobachtet und die Messwerte der insgesamt geleisteten Lastwechselzahl zugeordnet. Die Aufnahme aller elektronischen Messsignale (Erddruckgeber, Kraftmessdosen, Geogitter-DMS, induktive Wegaufnehmer) während der Zyklus erfolgte über ein rechnergestütztes Messwerterfassungssystem, das die Messsignale jeweils für die Dauer von 2 bis 5 Sekunden kontinuierlich aufzeichnete. Bei jedem Lastwechsel wurden die Sensoren etwa 100-mal abgetastet, so dass für jede elektrische Messeinrichtung 200 bis 500 Messwerte pro Ablesevorgang gespeichert wurden. Zur unabhängigen Kontrolle der induktiven Wegaufnehmer waren an der Lastplatte zusätzlich mechanische Weguhren installiert, an denen die Setzungen großenteils überprüft wurden, siehe auch Anhang B.

5.2.4 Zusammenstellung des Versuchsumfangs für Pfahlrasterausschnitt

Folgende Randbedingungen wurden in den Versuchen zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt variiert:

- Art der Beanspruchung (ruhend / nichtruhend),
- Überdeckungshöhe der Sandschicht ($h = 0,35 / 0,70 / 1,00 \text{ m}$),
- Anzahl der Geogitterlagen ($n = 0 / 1 / 2 / 3$),
- Geogittertyp (GW 60 PET / GW 180 PVA / GL 60 PET / GL 30 PET),
- Belastungsfrequenz ($f = 1 / 5 / 10 \text{ Hz}$),
- zyklische Spannungsamplitude ($\sigma_c = \pm 5 / \pm 10 / \pm 20 \text{ kN/m}^2$),
- Mittelspannung ($\sigma_m = 17 / 50 \text{ kN/m}^2$) und
- Bettungssituation (Torfschicht / Bettungsausfall).

In Tabelle 5.3 ist der durchgeführte Versuchsumfang mit den varierten Randbedingungen zusammengestellt. Um den Versuchsaufwand zu reduzieren, wurde auf eine Untersuchung der Einbauhöhe $h = 0,70 \text{ m}$ in den meisten Fällen verzichtet.

Ein Zusammenhang zwischen Modellversuch und Prototyp kann mit Hilfe von Tabelle 5.2 näherungsweise angegeben werden. Die Einbauhöhe h wird dabei durch die für die Praxis relevanten dimensionslosen Verhältnisse h/s oder $h/(s-d)$ ersetzt.

Tabelle 5.2: Zusammenhang zwischen Modellversuch und Prototyp

h [m]	h/s [-]	$h/(s-d)$ [-]
0,35	0,5	0,66
0,70	1,0	1,33
1,00	1,42	1,90

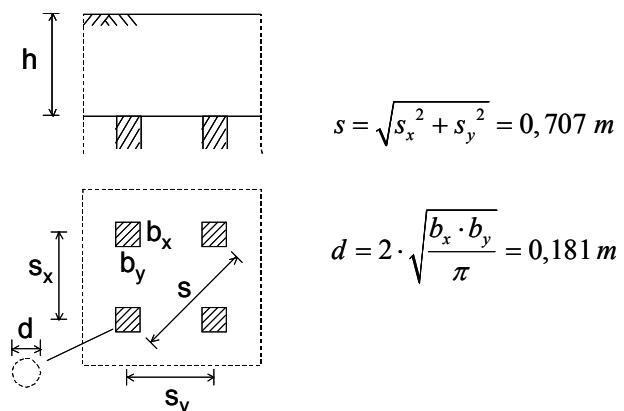


Tabelle 5.3: Modellversuchsprogramm zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt

Nr.	Einbau-höhe h [m]	Anzahl und GG-Typ	Belastungsart [-]	Spannung $\sigma_m (\pm \sigma_c)$ [kN/m ²]	Frequenz f [Hz]	Anmerkung
S01	0,35	-	statisch nach Bild 5.5	-	-	statische Referenz-versuche
S02	0,70					
S03	1,00					
Z01	0,35	zyklisch nach Tabelle 5.1	17 (± 10)	1 / 5 / (10)		zyklische Grundversuche ohne Geogitter
Z02	0,70					
Z03	1,00					
Z04	0,35					
Z05	1,00					
Z06	0,35					
Z07	1,00					
Z08	0,35					
Z09	1,00					
Z10	0,35	zyklisch nach Tabelle 5.1	17 (± 10)	1 / 5 / (10)		Ergänzungsversuche: GW 180 PVA
Z11	1,00					
Z12	0,35					
Z13	1,00					
Z14	0,35	-	zyklisch nach Abschn. 5.3.6	50 (± 10)	1 / 5	Ergänzungsversuche: Einfluss Mittelstellung σ_m
Z15	0,70					
Z16	1,00					
Z17	0,35	-	zyklisch nach Abschn. 5.3.7	12 / 17 / 27 ($\pm 5 / 10 / 20$)	1 / 5	Ergänzungsversuche: Einfluss Amplitude σ_c
Z18	1,00					
Z19	0,35	1 x GL 60 PET	zyklisch nach Tabelle 5.1	17 (± 10)	1 / 5	Ergänzungsversuche: Einfluss Geogitterstruktur
Z20						
Z21						
V01	0,40	-	statisch	-	-	Kalibrierungskontrolle Erddruckgeber

5.3 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

5.3.1 Statische Referenzversuche (Versuche S01 – S03)

Die Modellversuche unter statischer Belastung dienten zur Anbindung an die Versuche von Zaeske (2001). Darüber hinaus lieferten sie statische Referenzwerte, die später mit den zyklisch-dynamischen Versuchswerten verglichen werden konnten, um somit eine Beurteilung des Einflusses von zyklischen Belastungen auf das Last-Verformungsverhalten des GEP-Tragsystems zu ermöglichen.

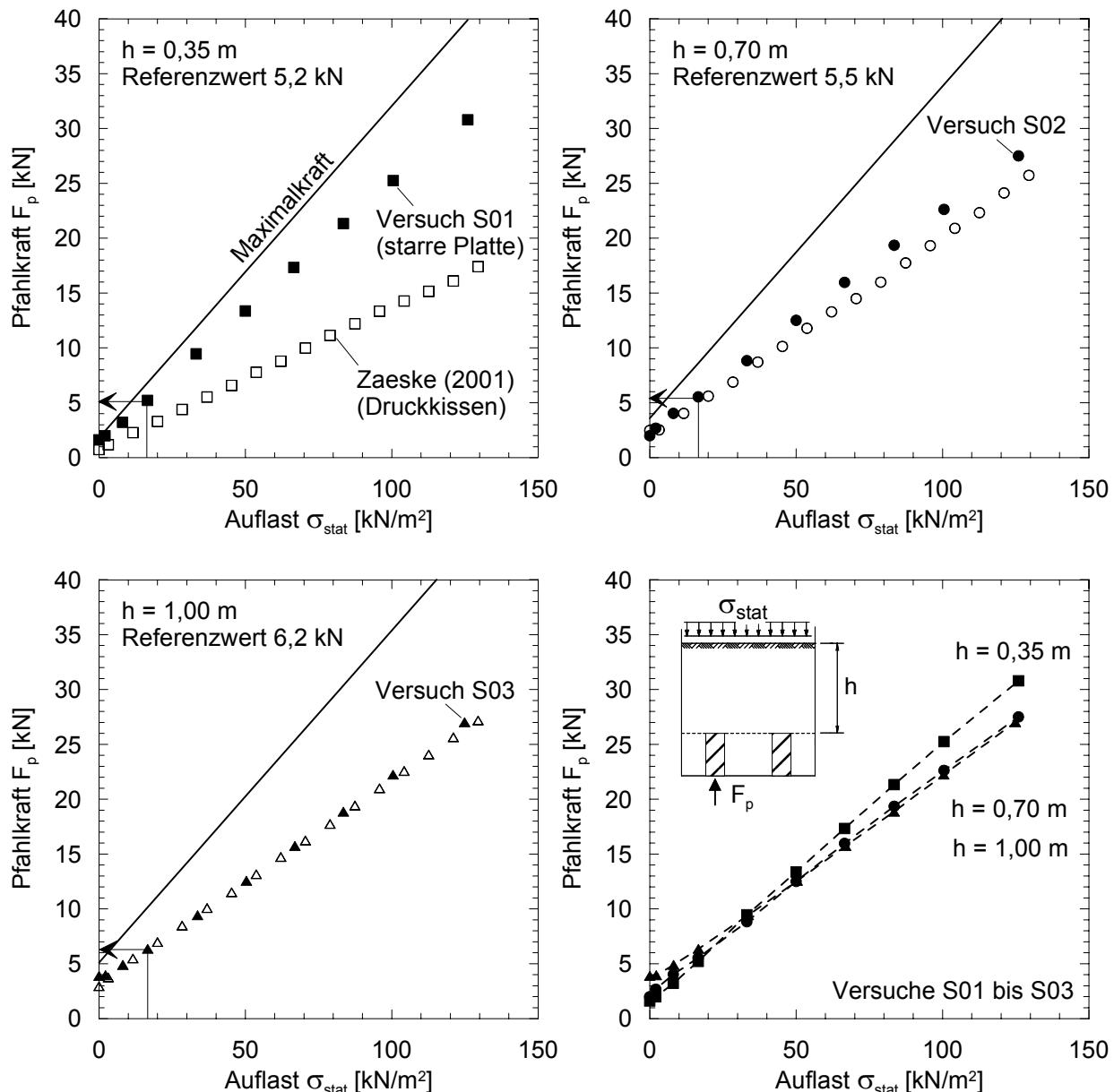


Bild 5.8: Gegenüberstellung der gemessenen mittleren Pfahlkraft für „schlaffe“ und „starre“ Lastaufbringung sowie statische Referenzwerte

In Bild 5.8 sind die Ergebnisse der Pfahlkraftmessungen für eine starre Lastaufbringung den Versuchsergebnissen nach Zaeske (2001), die mittels Druckkissen (schlaffe Last) durchgeführt wurden, gegenübergestellt. Zur Veranschaulichung sind ebenfalls die Geraden der Maximalkraft eingezeichnet, die für den theoretischen Fall gelten, dass die gesamte Last von den Pfählen aufgenommen wird.

Bild 5.9 zeigt die Ergebnisse der Spannungsmessung oberhalb der Weichschicht im Vergleich zu den Versuchsergebnissen nach Zaeske (2001).

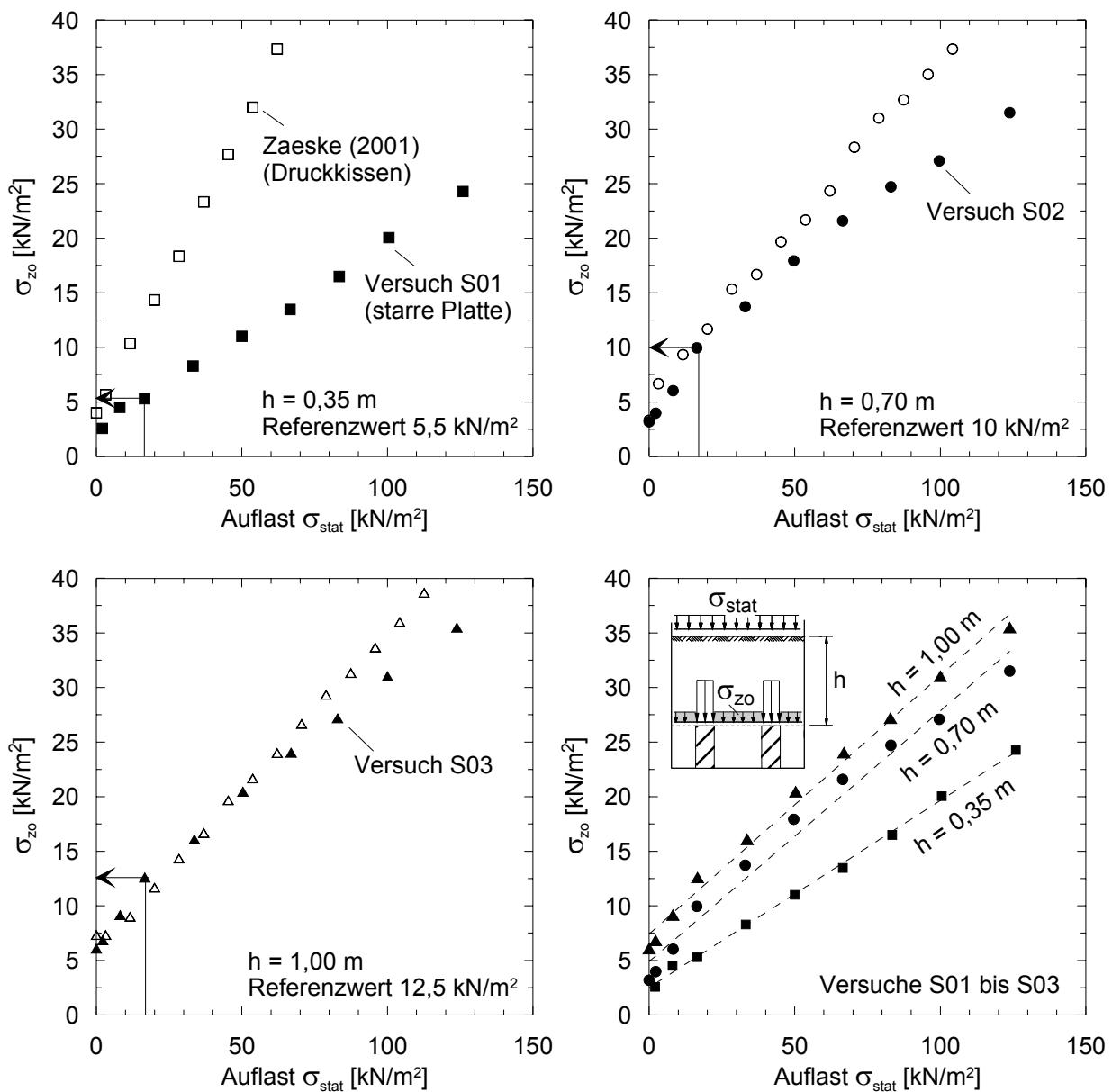


Bild 5.9: Gegenüberstellung der vertikalen Spannungen σ_{zo} oberhalb der Weichschicht für schlaffe und starre Lastaufbringung sowie statische Referenzwerte

Aus den statischen Referenzversuchen können mit Bezug auf Bild 5.8 und Bild 5.9 folgende Ergebnisse zusammengefasst werden:

- Insbesondere bei geringen Einbauhöhen ($h = 0,35 \text{ m}$) stellen sich bei einer schlaffen Auflast deutliche Setzungsdifferenzen zwischen Pfahlkopf und Weichschichtoberkante ein, die bis zur Oberfläche durchschlagen und hier zu Verformungsmulden führen, siehe Bild 5.10. Da sich eine starre Lastplatte diesen Setzungsunterschieden nicht anpassen kann, kommt es zu großen Verspannungen zwischen der Lastplatte und der Pfahlkopfoberfläche. Die Platte liegt oberhalb der Pfahlköpfe punktuell auf. Die Pfahlkräfte steigen hierdurch an und die Pfahlzwischenbereiche werden entlastet.
- Für Einbauhöhen $h \geq 0,70 \text{ m}$ ist die Art der Lasteinleitung von untergeordneter Bedeutung. Es ergeben sich nahezu gleiche Pfahlkräfte und Weichschichtspannungen. Diese Feststellung steht im Einklang mit den Versuchsergebnissen nach Zaeske (2001), der für Einbauhöhen $h \geq 0,70 \text{ m}$ und eine schlaffe Lasteinleitung gleichmäßige Oberflächensetzungen feststellte.
- Hinsichtlich der zyklischen Versuche, die mit einer starren Lastplatte durchgeführt werden, ist zu vermuten, dass Versuche mit Einbauhöhen $h < 0,70 \text{ m}$ infolge der Verspannungseffekte auf der unsicheren Seite liegen, d.h. bei einer schlaffen, zyklischen Auflast ergibt sich eine noch größere Gewölbereduktion.

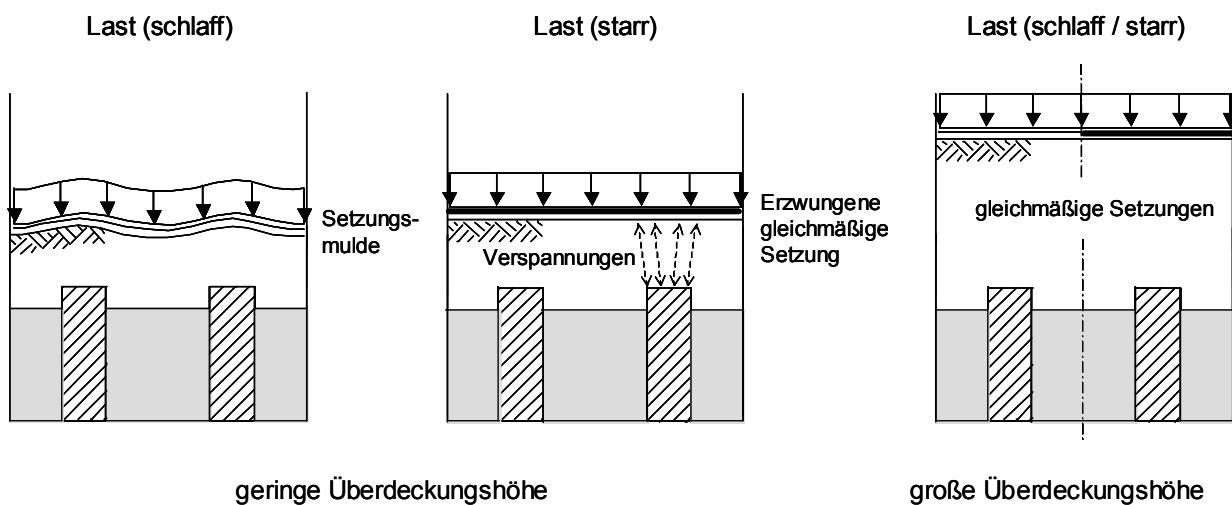


Bild 5.10: Einfluss der Art der Lastaufbringung (schlaff, starr)

Der Zusammenhang zwischen statischem Referenzwert und zyklischen Messwerten ist in Bild 5.11 am Beispiel der Versuche S01 und Z01 dargestellt.

Die einzelnen Messsensoren wurden während des zyklischen Versuches Z01 zu verschiedenen Zeiten für einige Sekunden beobachtet. Für die Versuchsauswertung wurden die gewonnenen Messdaten der dazugehörigen Lastzyklenzahl N zugeordnet (Bild 5.11b) und über die Lastzyklenzahl dargestellt (Bild 5.11c). Die Auswertung der Messdaten erfolgte dabei für den Zeitpunkt der Amplitudenmittelstellung σ_m . Der zugehörige statische Referenzwert ermittelt sich aus der Kurve des statischen Versuches S01, ebenfalls abgelesen für den Zeitpunkt des Mittelspannungsdurchganges ($\sigma_m = \sigma_{stat}$), siehe Bild 5.11a. Mit Hilfe des Referenzwertes ist eine quantitative Beurteilung des Systemverhaltens möglich, siehe Bild 5.11c.

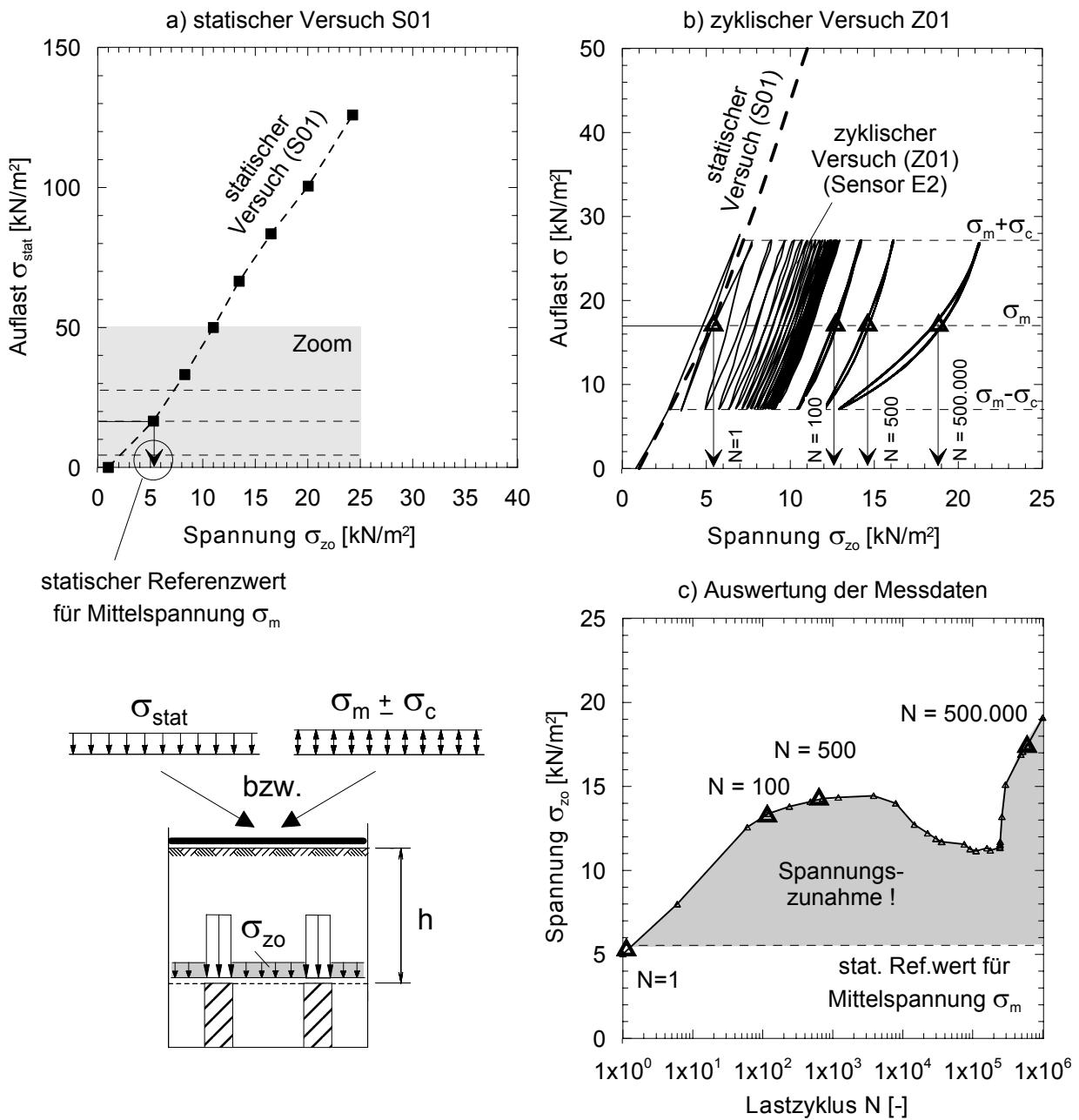


Bild 5.11: Erläuterungen zum statischen Referenzwert

5.3.2 Zyklische Modellversuche ohne Geogitterbewehrung (Versuche Z01 – Z03)

In den unbewehrten Modellversuchen Z01 bis Z03, in denen das System nach Belastungsschema I gemäß Bild 5.6 beansprucht wurde, sind die Auswirkungen einer zyklischen Belastung auf das System am deutlichsten ausgeprägt.

Während der zyklischen Beanspruchung sind große Systemverformungen festzustellen, siehe Bild 5.12. Bereits nach wenigen Belastungszyklen werden die Setzungswerte der statischen Referenzversuche um ein Vielfaches überschritten und mit zunehmender Lastwechselzahl nehmen die Setzungen weiter zu. Als Ursache für die Setzungen können zum einen Verdichtungseffekte innerhalb des Modellsandes genannt werden. Ein weiterer Anteil der Oberflächensetzungen resultiert aus den Verformungen der Weichschicht, die während des Versuches bis zur Oberfläche des Modellsandes durchschlagen.

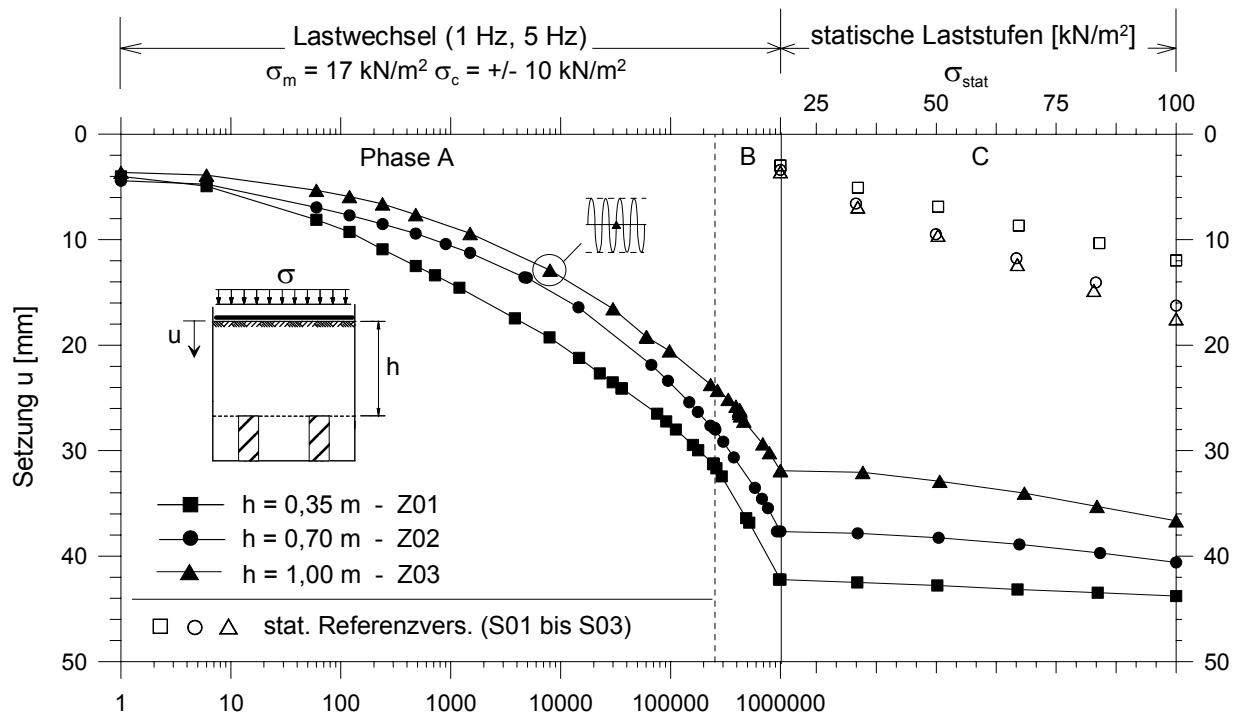


Bild 5.12: Setzung der Lastplatte unter zyklischer und statischer Belastung für verschiedene Einbauhöhen ohne Geokunststoffbewehrung

Bild 5.13 zeigt ein Foto der freigelegten Weichschichtoberfläche nach Versuchsende. Es sind deutliche Weichschichtverformungen zu erkennen; die Pfahlköpfe ragen aus der Torfschicht heraus und haben sich von unten in die Sandschicht eingestanzt. Bezieht man die Setzung der Weichschicht auf die Gesamtsetzung der Modellversuchsoberfläche, so sind ungefähr 60 bis 70 % der Oberflächensetzung auf die Weichschichtverformungen zurückzuführen.

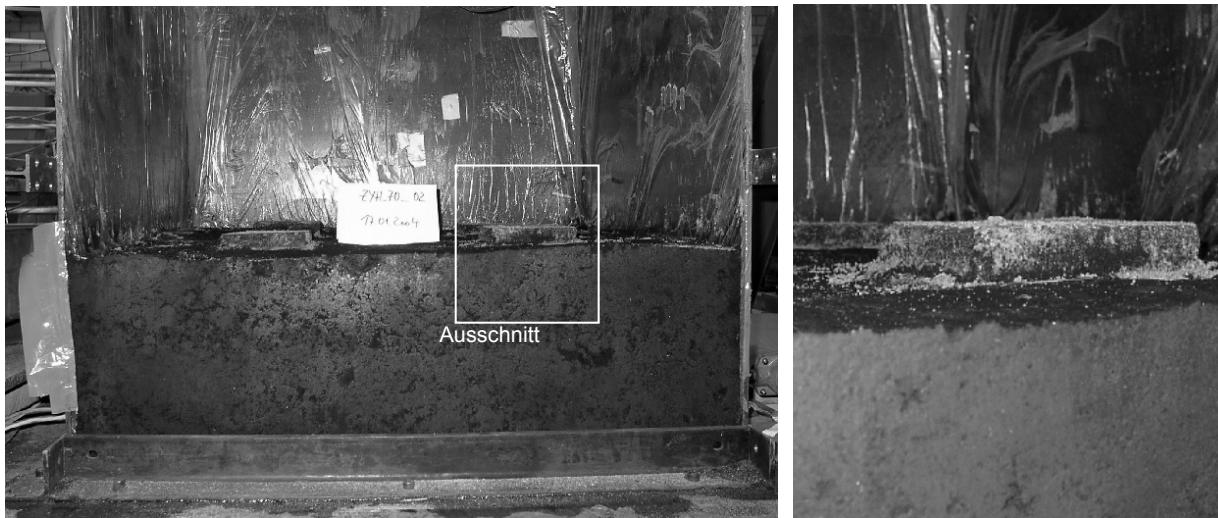


Bild 5.13: Verformung der Weichschicht nach Versuchsende (Versuch Z02; $h = 0,70 \text{ m}$)

Eine Erklärung für die großen Verformungen liefern die Messwerte der Pfahlkräfte und der Erddrucksensoren. Für die Auswertung der Pfahlkräfte wird dabei nachfolgend der Lastumlagerungswert E definiert. Der Grad der Lastumlagerung E beschreibt gemäß Gleichung (5.1) den Quotienten aus der Pfahlkraft F_p zur Gesamtlast, die auf die einem Pfahl zuzuordnende Einflussfläche A_E entfällt.

$$\text{Lastumlagerungswert: } E = \frac{F_p}{A_E \cdot (\gamma \cdot h + \sigma)} \quad (5.1)$$

$$\text{mit: } A_E = s_x \cdot s_y \quad A_S = b_x \cdot b_y$$

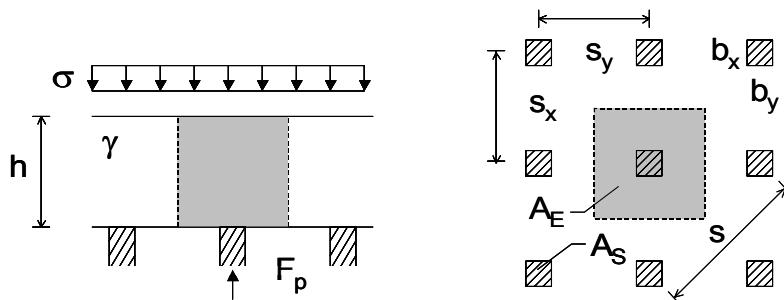


Bild 5.14: Definition des Lastumlagerungswertes E

Bild 5.15 zeigt die gemessenen Pfahlkräfte sowie die äquivalenten Lastumlagerungswerte E während der zyklischen Lastphasen A und B nach Bild 5.6. Man erkennt für alle Einbauhöhen eine Abnahme der Pfahlkraft über die Lastzyklenzahl. Die aus den statischen Versuchen S01 bis S03 abgeleiteten Referenzwerte (Bild 5.8) werden insbesondere bei geringen Überdeckungshöhen deutlich unterschritten. So vermindert sich der Lastumlagerungswert E für eine

Einbauhöhe $h = 0,35$ m von anfänglich 76 % auf 62 % während der zyklischen Phase A und anschließend auf 38 % während der Phase B.

Durch die Darstellung der Ergebnisse im halb-logarithmischen Maßstab kann besonders der Versuchsanfangszustand hervorgehoben werden. Man erkennt, dass die Veränderung der Lastumlagerung insbesondere zu Beginn jeder Phase während der ersten 1.000 Lastwechsel stattfindet. Die Umstellung von der 1 Hz- in die 5 Hz-Belastungsfrequenz nach 250.000 Lastzyklen führt zu einer erneuten Reduzierung der Lastumlagerung. Die Vergrößerung der Belastungsfrequenz begünstigt Kornumlagerungen innerhalb des Bodenkörpers und eine damit einhergehende Gewölbereduktion. Möglicherweise treten im System bei einer 5 Hz Beanspruchung bereits geringe dynamische Effekte im System auf. Die durchgeführten Geophonmessungen (siehe Abschnitt 6.2) legen diese Vermutung nahe.

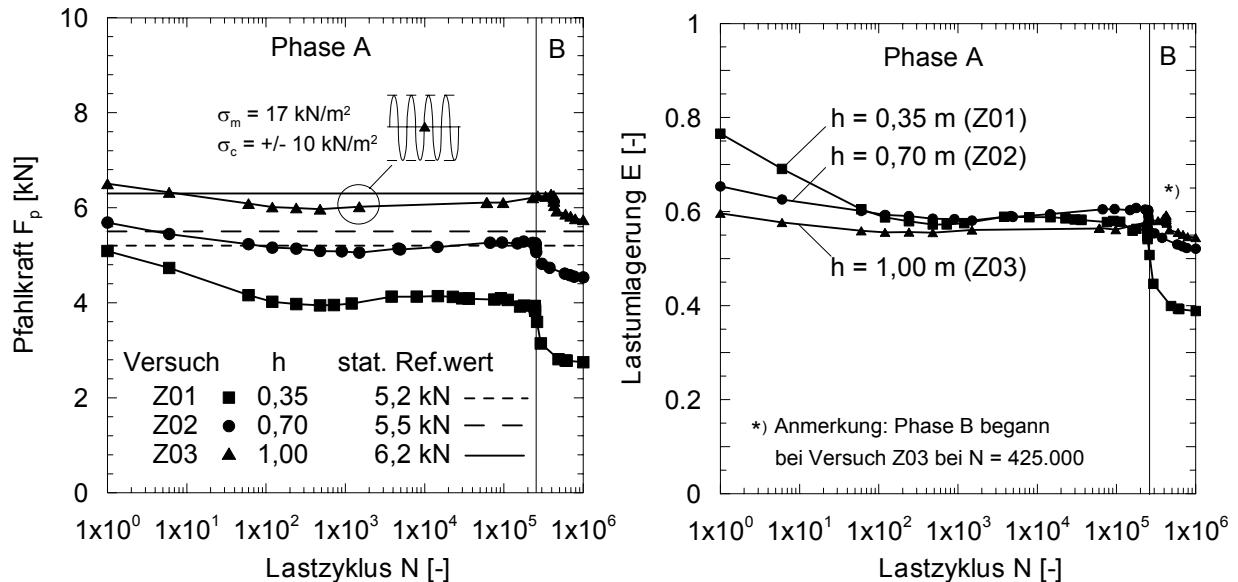
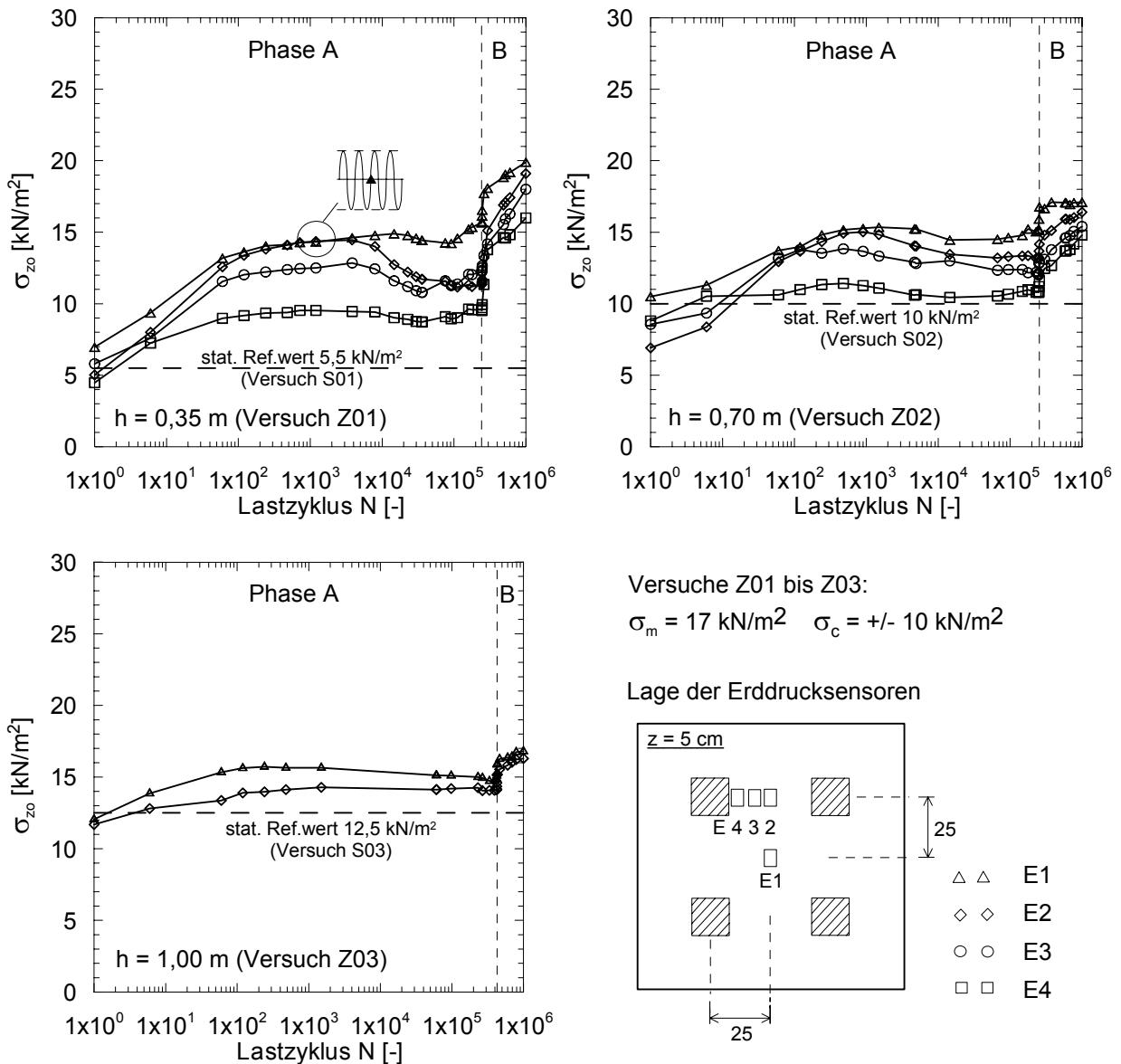


Bild 5.15: Gemessene mittlere Pfahlkraft F_p und äquivalenter Lastumlagerungswert E der Versuche Z01 bis Z03 während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6

Einen den Pfahlkräften entgegengesetzten Verlauf zeigen die gemessenen vertikalen Spannungen auf Höhe der Weichschicht. Die Erddruckgeber oberhalb der Weichschicht registrieren eine Zunahme der vertikalen Spannungen (Bild 5.16). Die statischen Referenzwerte werden insbesondere bei geringer Überdeckungshöhe ($h = 0,35$ m) deutlich überschritten.

Die verschlechterte Gewölbewirkung und die erhöhten Spannungen auf die Weichschicht sind der hauptsächliche Grund für die zusätzlichen Weichschichtverformungen.



Versuche Z01 bis Z03:
 $\sigma_m = 17 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_c = +/- 10 \text{ kN/m}^2$

Lage der Erddrucksensoren

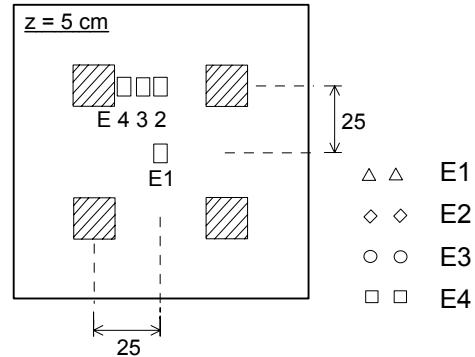


Bild 5.16: Gemessene vertikale Spannungen σ_{z0} oberhalb der Weichschicht in den Versuchen Z01 bis Z03 während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6

Die Gewölberückbildung wird deutlich sichtbar bei Darstellung der Verläufe der vertikalen Spannungen über die Höhe der mineralischen Schicht. In Bild 5.17 sind für die Einbauhöhe $h = 0,35 \text{ m}$ die Ergebnisse des statischen Referenzversuches S01 (Bild 5.17a) denen des zyklischen Versuches Z01 (Bild 5.17b) gegenübergestellt. Am Ende der zyklischen Belastungsphasen ähnelt die Spannungsverteilung etwa dem linearen Erdruhedruckverlauf. Unter ansteigender statischer Auflast im Anschluss an die Wechselbelastung (Phase C) wird eine erneute Spannungsumlagerung und Gewölbeausbildung sichtbar, die aber hinter den Ergebnissen ohne zyklische Belastungsvorgeschichte zurückbleibt (Bild 5.17c).

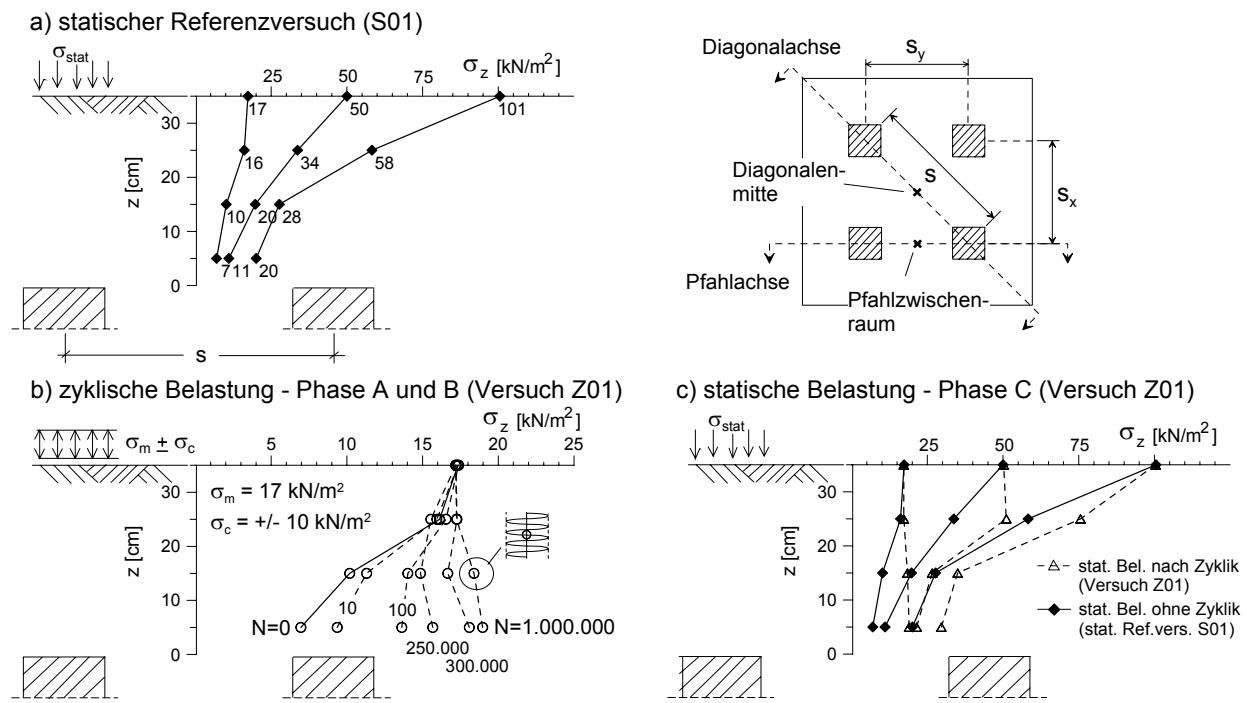


Bild 5.17: Vertikale Spannungen in Diagonalenmitte im statischen Referenzversuch S01 und im zyklischen Versuch Z01 während der Phasen A bis C nach Bild 5.6

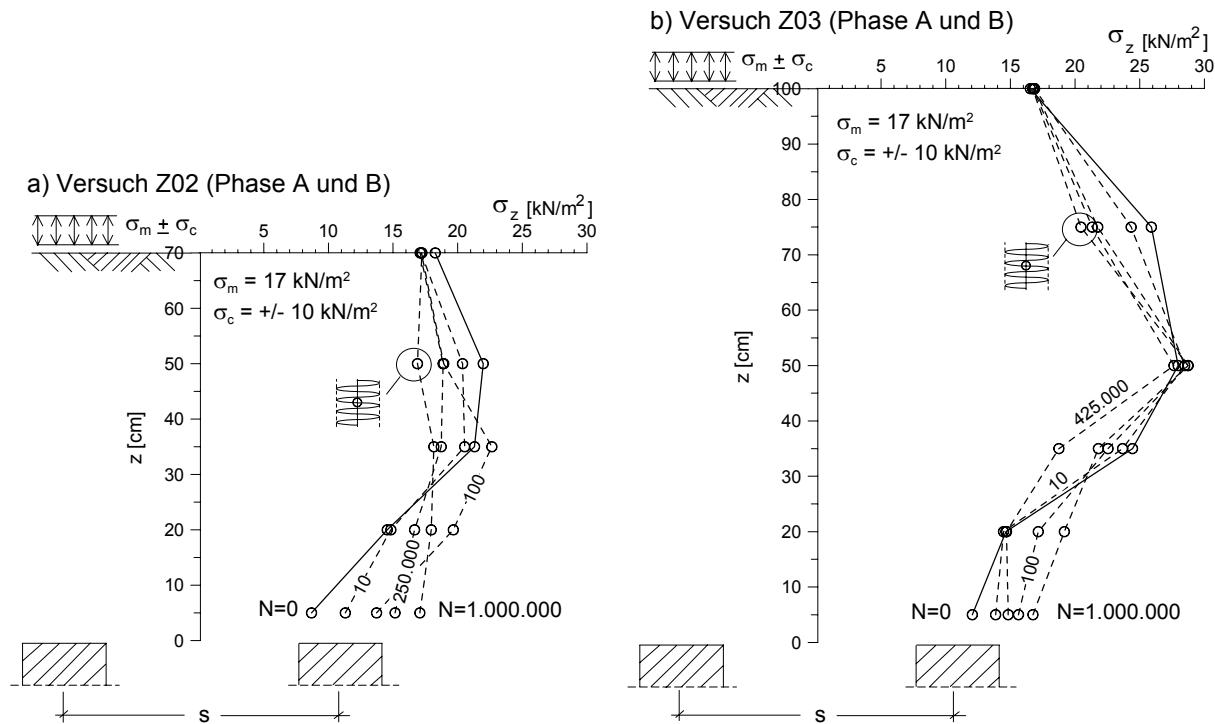
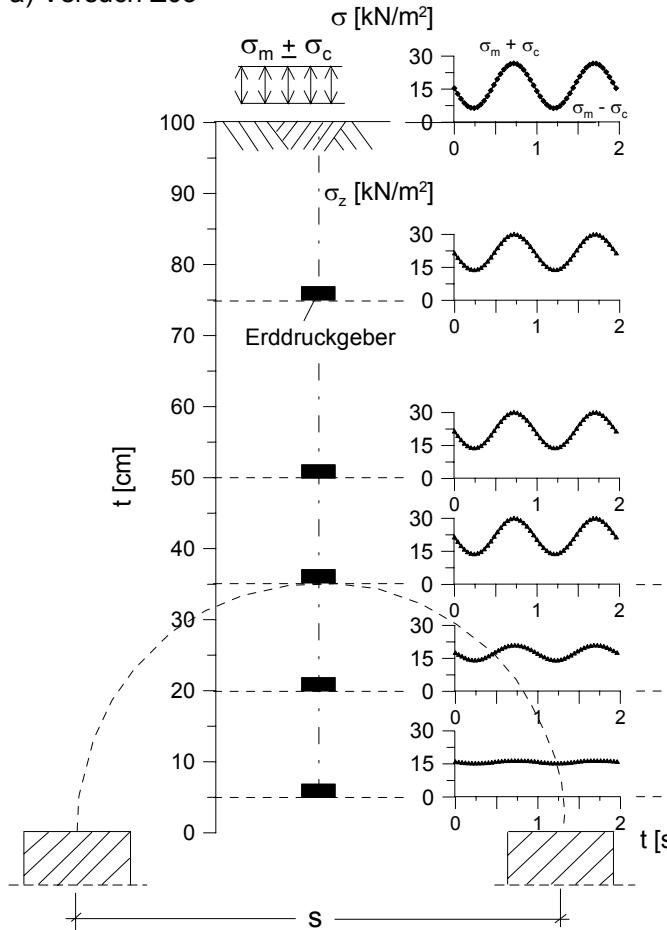


Bild 5.18: Vertikale Spannungen in Diagonalenmitte in den zyklischen Versuchen Z02 und Z03 während der Phasen A und B nach Bild 5.6

Für größere Einbauhöhen von $h \geq 0,70$ m ist eine Gewölberückbildung während der zyklischen Belastung ebenfalls erkennbar, diese ist jedoch deutlich geringer; siehe Bild 5.18 für Einbauhöhe $h = 0,70$ m und $h = 1,00$ m.

In Bild 5.19 sind die gemessenen vertikalen Erddruckamplituden für verschiedene Höhenkoten am Anfang der zyklischen Belastungsphase A für eine Messdauer von zwei Sekunden dargestellt. Man erkennt einen deutlichen Abbau der zyklischen Beanspruchung über die Tiefe für den Fall $h = 1,00$ m (Versuch Z03). Dieses Abklingen der Wechselbeanspruchung kann auf Dämpfungseffekte, die aus Korn-zu-Korn-Reibung resultieren, zurückgeführt werden. Im Fall $h = 0,35$ m (Versuch Z01) reicht die Überdeckungshöhe hierfür nicht aus.

a) Versuch Z03



b) Versuch Z01

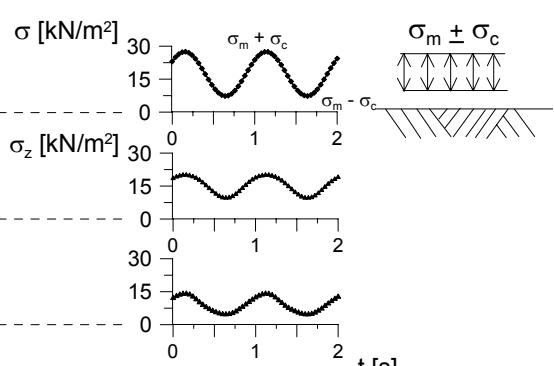


Bild 5.19: Gegenüberstellung der vertikalen Spannungen in verschiedenen Höhenkoten für die Einbauhöhen a) $h = 1,00$ und b) $h = 0,35$ m (Phase A, $N = 200$)

Der Einstanzvorgang eines Pfahlelementes und die Scherfugenausbildung oberhalb des Pfahlkopfes während einer zyklisch-dynamischen Belastung wurden qualitativ mit Hilfe eines kleinmaßstäblichen Plexiglasversuchsstandes näher untersucht. Der Versuch diente zur Veranschaulichung der sich im System unter Zyklik einstellenden Mechanismen. Die Auswer-

tung der Verformungen innerhalb des Sandbereiches erfolgte dabei mit einer vereinfachten fotobasierten Methode. Hierbei wurden einzelne markante Sandkörner als Beobachtungspunkte festgelegt und deren Bewegungspfad während des Versuches aufgezeichnet. Bild 5.20 zeigt das Ergebnis der Bewegungsmessungen sowie die aus dem Versuch abgeleiteten Scherflächenlagen.

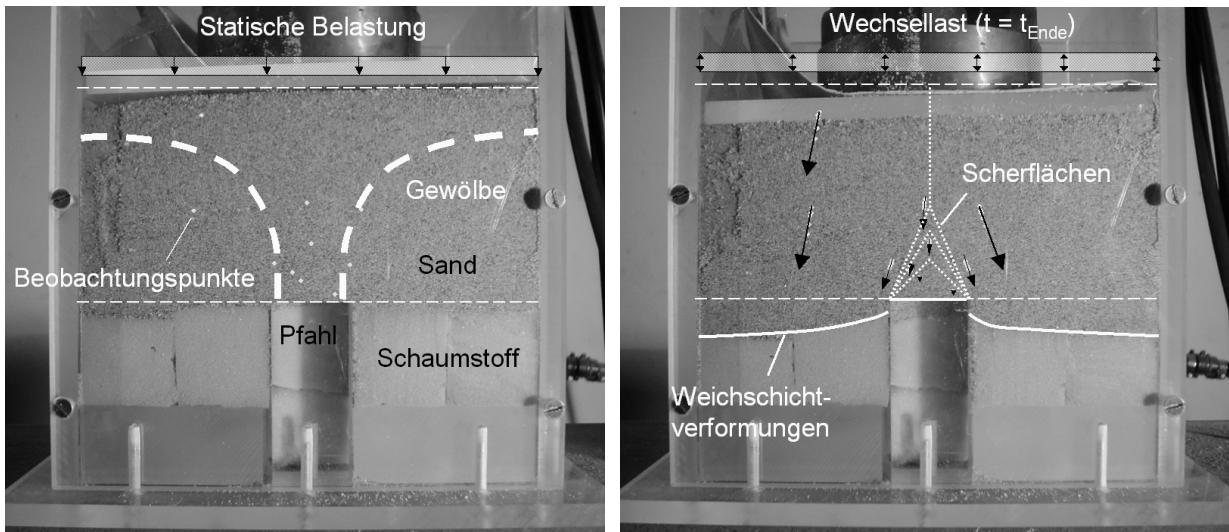


Bild 5.20: Bestimmung der Scherflächenlage mittels vereinfachter fotobasierter Methode am kleinmaßstäblichen Modellversuch

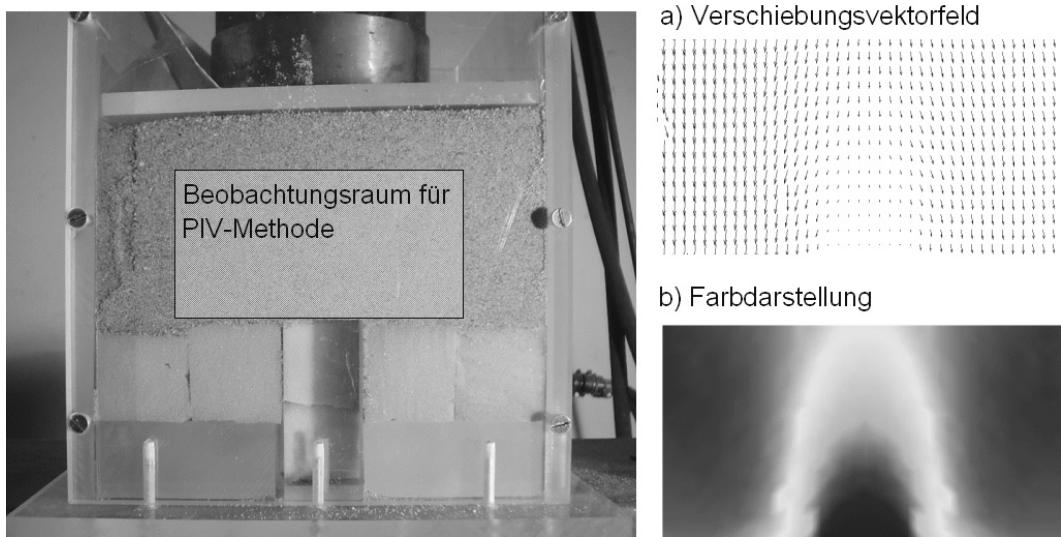


Bild 5.21: Bestimmung der Scherflächenlage mittels PIV-Methode

Eine exakte Bestimmung der Scherflächenlage und die Darstellung des gesamten Verschiebungsfeldes ermöglicht die bildbasierte Verformungsmessung mittels PIV-Methode (Particle Image Velocimetry). Nähere Erläuterungen zur PIV-Methode sind in *Sveen (2004)* und *Hausser (2005)* zu finden. Bild 5.21 zeigt qualitativ zwei Ergebnisse der PIV-Methode unter Be-

nutzung des Programms MatPIV 1.6.1 nach *Sveen (2004)*. Dargestellt ist das Verformungsfeld im Bereich des Pfahlkopfes im Anschluss an eine nichtruhende Belastung. Oberhalb des Pfahlkopfes bildet sich ein passiver Erdkeil, der sich in den Modellsand einstanzt. Für beide Vorgehensweisen kann eine Scherflächenausbildung oberhalb des Pfahlkopfes unter einem Winkel von etwa $65 - 70^\circ$ festgestellt werden, was in etwa $45^\circ + \varphi'/2$ entspricht, siehe Bild 5.22.

Aus den unbewehrten zyklischen Versuchen mit dem Belastungsschema I nach Bild 5.6 können folgende Zwischenergebnisse zusammengefasst werden (siehe auch Bild 5.22):

- Eine zyklische Beanspruchung kann zu einer Gewölberückbildung und erhöhten Systemverformungen führen. Die Pfahlköpfe stanzen sich dabei von unten in die mineralische Schicht ein. Oberhalb der Pfahlköpfe bilden sich Scherflächen aus.
- Die Größe der Gewölberückbildung ist abhängig von der Überdeckungshöhe h , der Belastungsfrequenz f und der Lastzyklenzahl N . Mit abnehmender Höhe h , zunehmender Frequenz f und zunehmender Versuchsdauer (Zyklenzahl N) tritt eine Gewölbereduktion verstärkt ein.
- In Abhängigkeit des Überdeckungshöhen-Stützweitenverhältnisses können zwei Bereiche unterschieden werden:
 - 1. Bereich: $h / s \geq 1,5$ geringe bis keine Gewölbereduktion (Abbau der nichtruhenden Beanspruchung durch innere Reibungskräfte),
 - 2. Bereich: $h / s < 1,5$ teilweise bis vollständige Gewölbereduktion.

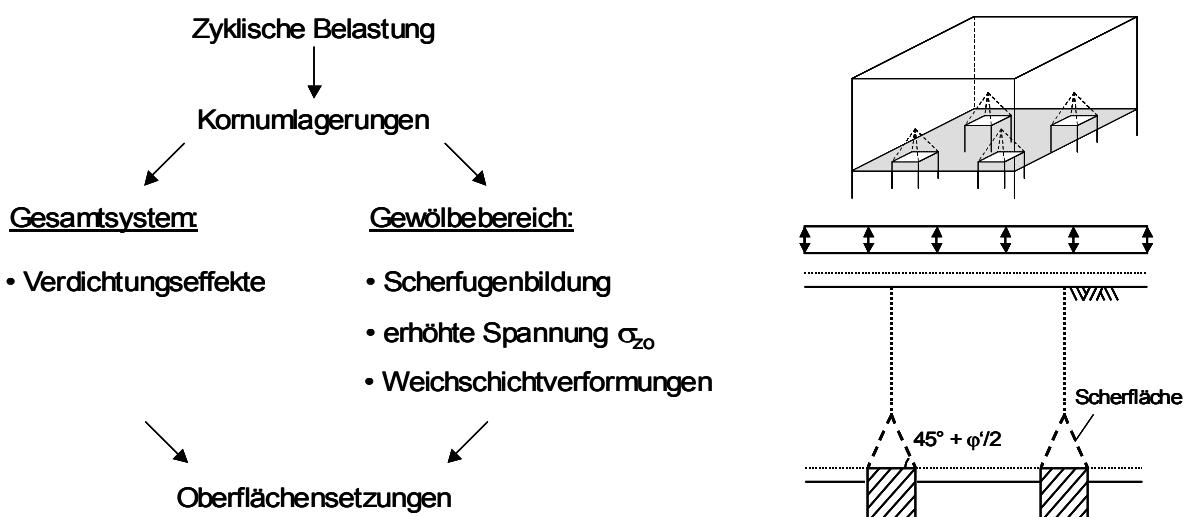


Bild 5.22: Auswirkungen einer zyklischen Belastung im Überblick – unbewehrtes System

5.3.3 Ein- und mehrlagig bewehrte zyklische Modellversuche (Versuche Z04 – Z09)

Die Versuche Z04 bis Z09 untersuchen die Auswirkungen der Anordnung einer ein- bis dreilagigen horizontalen Geokunststoffbewehrung vom Typ GW 60 PET auf das Systemverhalten unter zyklischer Belastung für das Belastungsschema I nach Bild 5.6 (bzw. Tabelle 5.1). Um eine maximale Membranwirkung der Bewehrung zu gewährleisten, wurden die Geokunststofflagen in möglichst geringem Abstand zur Pfahlkopfebene eingebaut. Aufgabe der Bewehrung war es, das System zu stabilisieren sowie die in den Pfahlzwischenbereichen wirkenden vertikalen Spannungen aufzunehmen und in die Pfähle umzuleiten. Mit Hilfe der Versuche sollte geklärt werden, ob durch den Einbau der Geokunststoffe die Gewölbereduktion abgeschwächt wird.

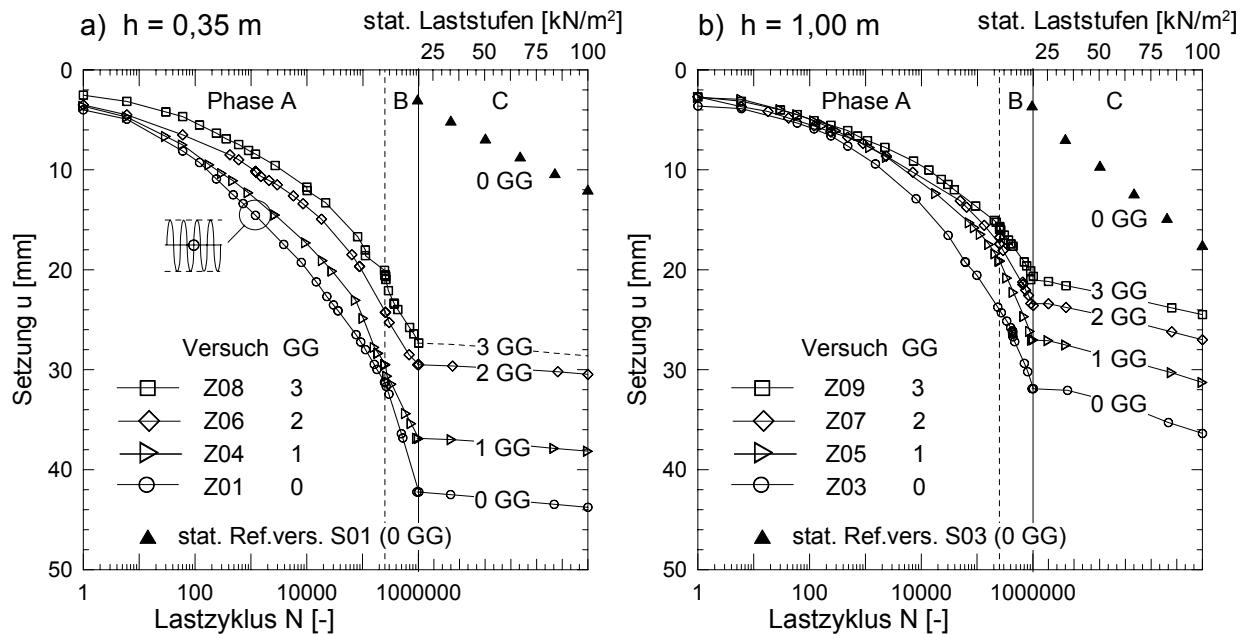


Bild 5.23: Setzung der Lastplatte während der Phasen A bis C nach Tabelle 5.1 für die Versuche Z01 bis Z09 bei Anordnung von 0 bis 3 Geogitterlagen vom Typ GW 60 PET; a) Überdeckungshöhe $h = 0,35 \text{ m}$; b) Überdeckungshöhe $h = 1,00 \text{ m}$

Bild 5.23 zeigt, dass sich auch bei den bewehrten Modellversuchen über die Versuchsdauer große Oberflächensetzungen einstellen, die jedoch in Abhängigkeit der Versuchshöhe und der Anzahl der eingebauten Geogitterlagen im Vergleich zu den unbewehrten Versuchen geringer ausfallen. Insbesondere die ersten beiden tiefliegenden Geogitterlagen haben einen deutlichen setzungsreduzierenden Einfluss. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass ein direkter Vergleich der Messergebnisse untereinander nur mit Vorbehalt möglich ist, da die Gleichwertigkeit der Systeme durch die unterschiedliche Größe der „verbauten“ Dehnsteifigkeit nicht gegeben ist. Dennoch ist die positive Wirkung der eingelegten Bewehrungslagen erkennbar.

Wie bei den unbewehrten zyklischen Versuchen stanzen sich die Pfahlköpfe von unten in die bewehrte Sandschicht sukzessiv ein. Größere vertikale Verformungen werden nun jedoch durch die Geogitterlagen verhindert. Insbesondere im untersten Geogitter treten infolge der Einstanzbeanspruchung große Dehnungen auf. Exemplarisch werden im Folgenden Ergebnisse der Dehnungsmessungen für die Versuche Z04 ($h = 0,35$ m; 1 GG-Lage) und Z08 ($h = 0,35$ m; 3 GG-Lagen) näher betrachtet, siehe Bilder 5.24 bis 5.27.

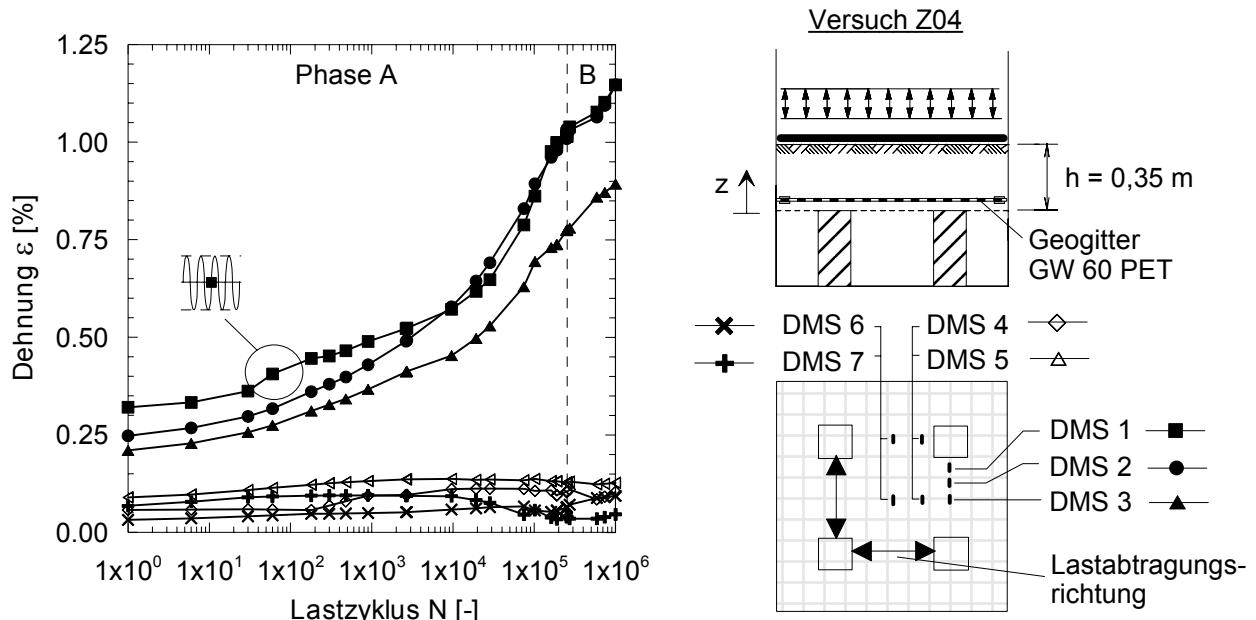


Bild 5.24: Geogitterdehnungen während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6 sowie Positionen der DMS für Versuch Z04

Bild 5.24 zeigt, dass bei einlagiger Bewehrungsanordnung die Geogitterdehnungen insbesondere in den Pfahlzwischenbereichen (DMS 1 bis 3) kontinuierlich ansteigen. Analog zu den statischen Versuchsergebnissen nach Zaeske (2001) kann festgestellt werden, dass ein Geogitter auch unter zyklischen Belastungen die Lasten fast ausschließlich über die kürzeste Verbindung zwischen den Pfählen abträgt. In den Versuchen war diese Richtung identisch mit der Produktionsrichtung (Kett- und Schussrichtung) der Geogitter.

Hierbei sei auch auf Abschnitt 6.4 verwiesen, in dem die Lastabtragung im Geogitter bei einer um 45° zur Rasteranordnung gedrehten Verlegungsrichtung näher untersucht wird.

In Bild 5.25 findet für DMS 1 eine Aufteilung der gemessenen Gesamtdehnungen in die zu den einzelnen Versuchphasen gehörenden elastischen und plastischen Dehnungsanteile statt. DMS 1 befindet sich dabei im am stärksten beanspruchten Bereich in der Nähe der Pfahlkopfkante und erfährt hierdurch die größte Beanspruchung.

Vor Versuchsbeginn unterliegt der Geokunststoff einer Beanspruchung, die aus der Vorspannung des Geogitters in den Stahlrahmen sowie aus dem Einbau in den Versuchsstand resultiert (Bild 5.25a). Hinzu kommt der Dehnungszuwachs während des 1. Lastzyklus (Bild 5.25b), wobei am Ende des Zyklus die Mittelstellung σ_m auf die Versuchsoberfläche wirkt. Plastische Dehnungsanteile können zu diesem Zeitpunkt aufgrund der geringen Beanspruchung und Lastdauer noch als vernachlässigbar gering angenommen werden.

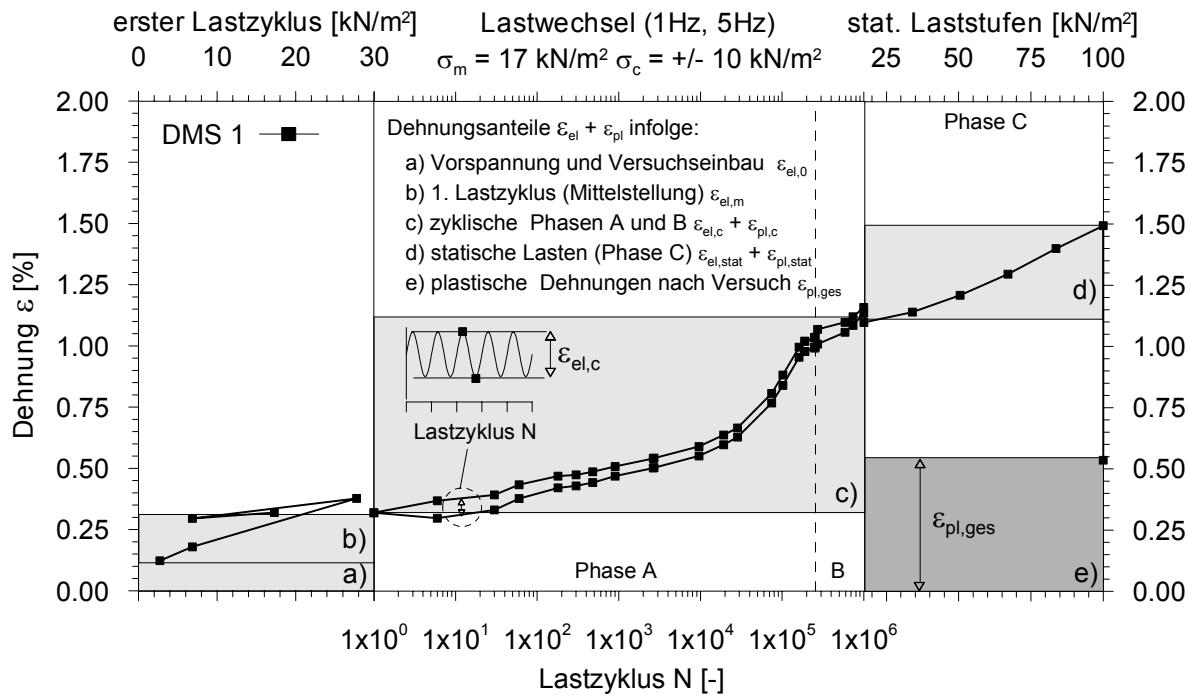


Bild 5.25: Elastische und plastische Dehnungsanteile für DMS 1 in den einzelnen Versuchphasen A bis C nach Tabelle 5.1 für Versuch Z04

Der größte Dehnungszuwachs ist während der zyklischen Phasen A und B festzustellen (Bild 5.25c). Da weder die Mittelstellung σ_m noch die Belastungsamplitude σ_c verändert wird, sind diese Zuwächse auf die Einstanzbeanspruchung und erhöhte vertikale Spannungen infolge Gewölbereduktion sowie zeitlich bedingte Kriecheffekte zurückzuführen. In beiden zyklischen Versuchphasen sind sowohl elastische als auch plastische Dehnungsanteile enthalten.

Im Anschluss an die Wechselbelastung kommen größtenteils elastische Dehnungszuwächse aus der statischen Endbelastung hinzu (Bild 5.25d). Aufgrund der kurzen Wirkungsdauer der statischen Belastungsstufen können für Lastphase C plastische Kriechdehnungen als vernachlässigbar gering angenommen werden. Nach Versuchsende und Freilegung des Geogitters verbleiben schließlich rein plastische Verformungen im Geogitter (Bild 5.25e). Diese plastischen Verformungen sind am freigelegten Geogitter auch visuell feststellbar. Bild 5.26 zeigt das Geogitter nach Ausbau aus dem Versuchsstand. Im Bereich der Pfahlköpfe sind große

Einbeulungen im Geogitter zu erkennen. Auch bei allen weiteren Versuchen Z05 bis Z09 waren diese insbesondere für die unterste Geogitterlage festzustellen.

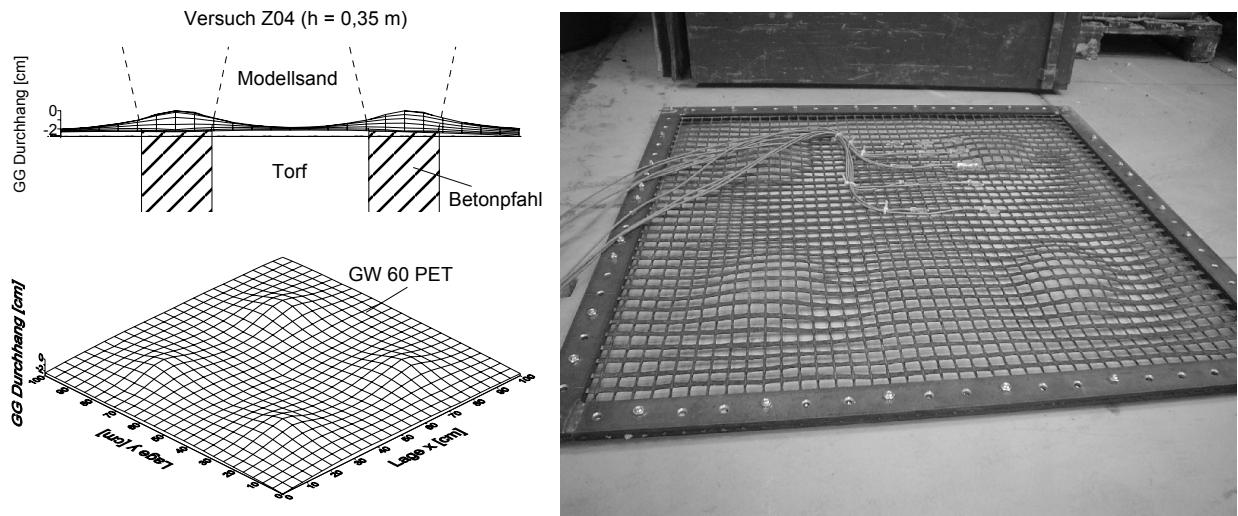


Bild 5.26: Plastische Verformung des Geogitters GW 60 PET nach Versuchsende und Freilegung, Versuch Z04

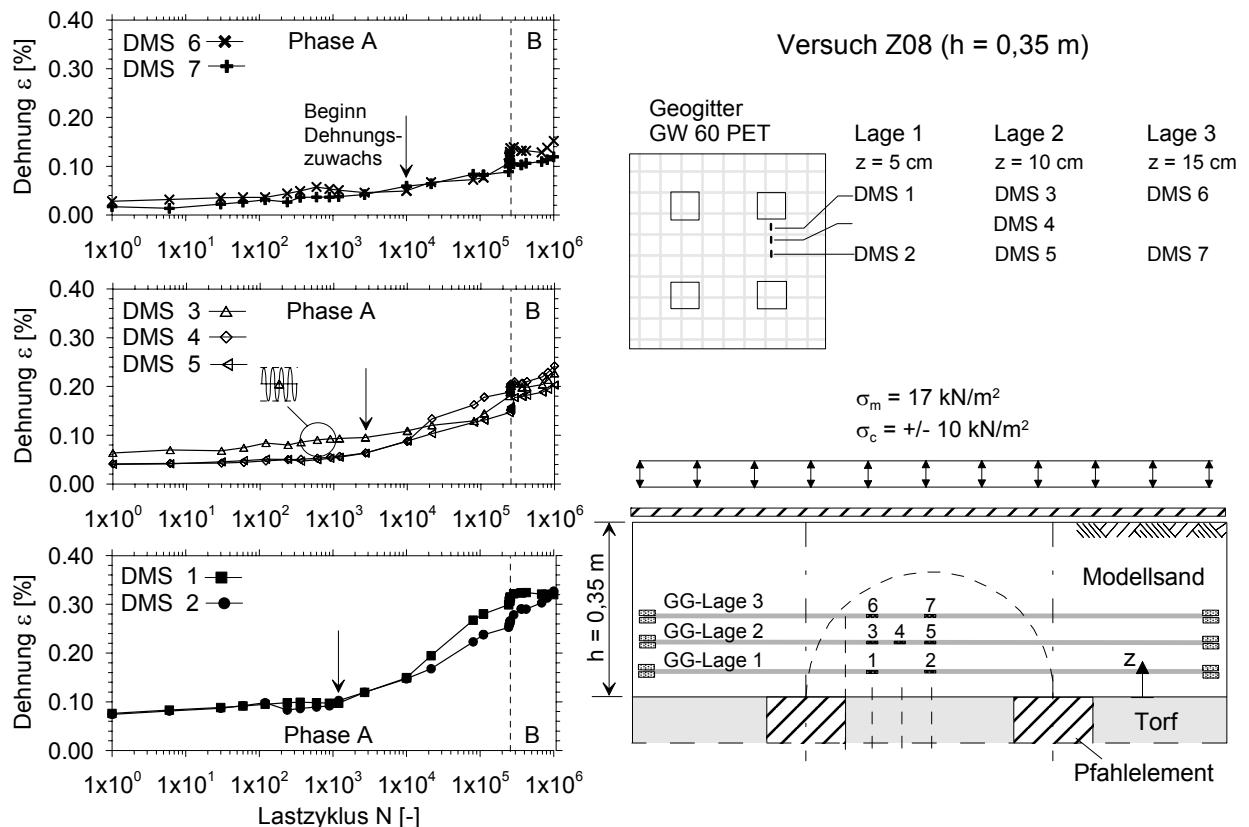


Bild 5.27: Geogitterdehnungen während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6 im Pfahlkopfzwischenbereich für verschiedene Höhenlagen (links) sowie Positionen der DMS (rechts) für Versuch Z08

Bild 5.27 veranschaulicht die Wirkungsweise einer dreilagigen Bewehrungsführung. Die größten Zugkräfte treten in der untersten Bewehrungslage auf. Mit zunehmender Höhenlage der Bewehrung nimmt die Beanspruchung stark ab. Der Membraneffekt stellt sich im untersten Geogitter am deutlichsten ein, höherliegende Gitter verlieren an Effektivität. Bei dreilagiger Geogitteranordnung kann in etwa mit einer Dehnungsbeanspruchung im Verhältnis $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{Mitte}} : F_{G,\text{oben}} = 1,0 : 0,65 : 0,35$ gerechnet werden.

Bild 5.27 zeigt, dass sich eine signifikante Dehnungszunahme in den einzelnen Bewehrungslagen leicht zeitversetzt einstellt. Ähnliche Beobachtungen machte Zaeske (2001), der eine zeitversetzte Beanspruchung eines hochliegenden Geogitters gegenüber einem tiefliegenden Geogitter feststellte. Diese Differenz begründet Zaeske (2001) mit der zeitlichen Ausbildung von Scherfugen die sich von den Kanten der Pfahlköpfe beginnend in die Sandschicht hinein ausbreiten und eine tiefliegende Bewehrung früher erreichen.

Zusammenfassend sind in Bild 5.28 die im Pfahlzwischenbereich gemessenen maximalen Dehnungen in der untersten Geokunststofflage für die Versuche Z04 bis Z09 einander gegenübergestellt.

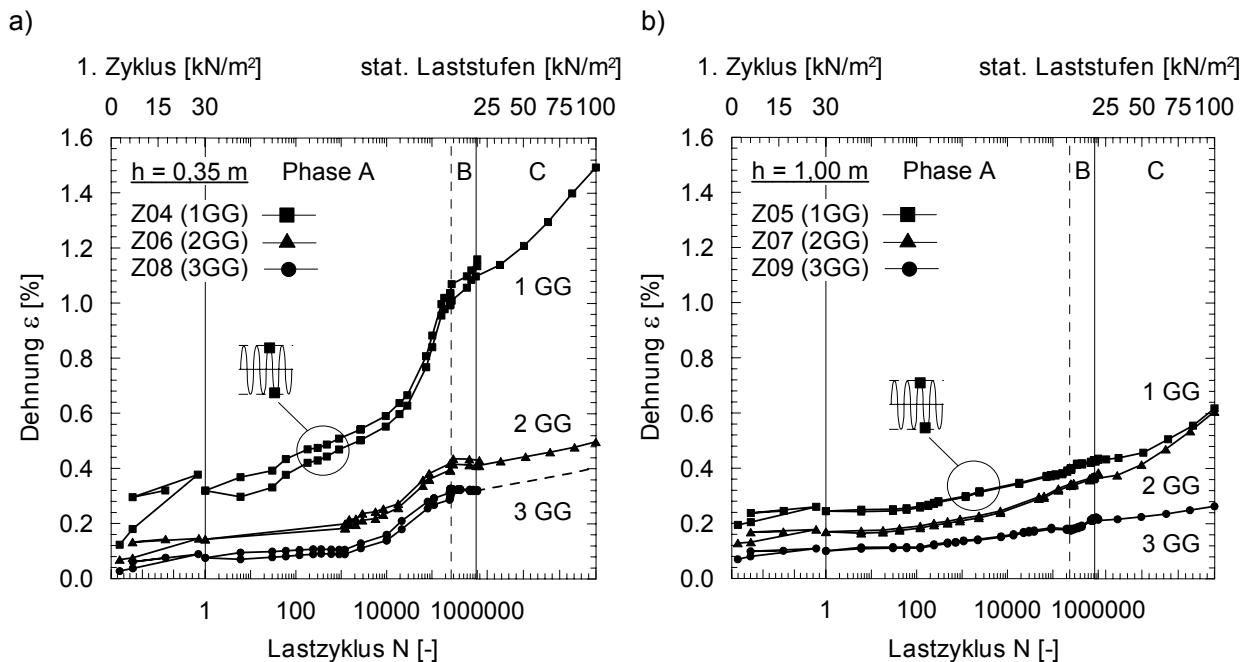


Bild 5.28: Maximale Geogitterdehnung im Pfahlzwischenbereich in der untersten Geokunststofflage während der Phasen A bis C nach Tabelle 5.1 für die Versuche Z04 bis Z09; a) Überdeckungshöhe $h = 0,35 \text{ m}$; b) Überdeckungshöhe $h = 1,00 \text{ m}$

Bereits für den unbewehrten Fall konnte die Überdeckungshöhe als Haupteinflussparameter für ein stabiles Bodengewölbe unter zyklischen Belastungen identifiziert werden. So ergab

sich bei einer Höhe von $h = 1,00$ m (Versuch Z03) nur eine geringe Gewölbereduktion während der zyklischen Lastphasen (siehe Bild 5.18b). Aus diesem Grund fallen die gemessenen maximalen Geogitterdehnungen in den geokunststoffbewehrten Versuchen mit einer Einbauhöhe von $h = 1,00$ m (Bild 5.28b) von vornherein geringer aus als bei einer Höhe von $h = 0,35$ m (Bild 5.28a).

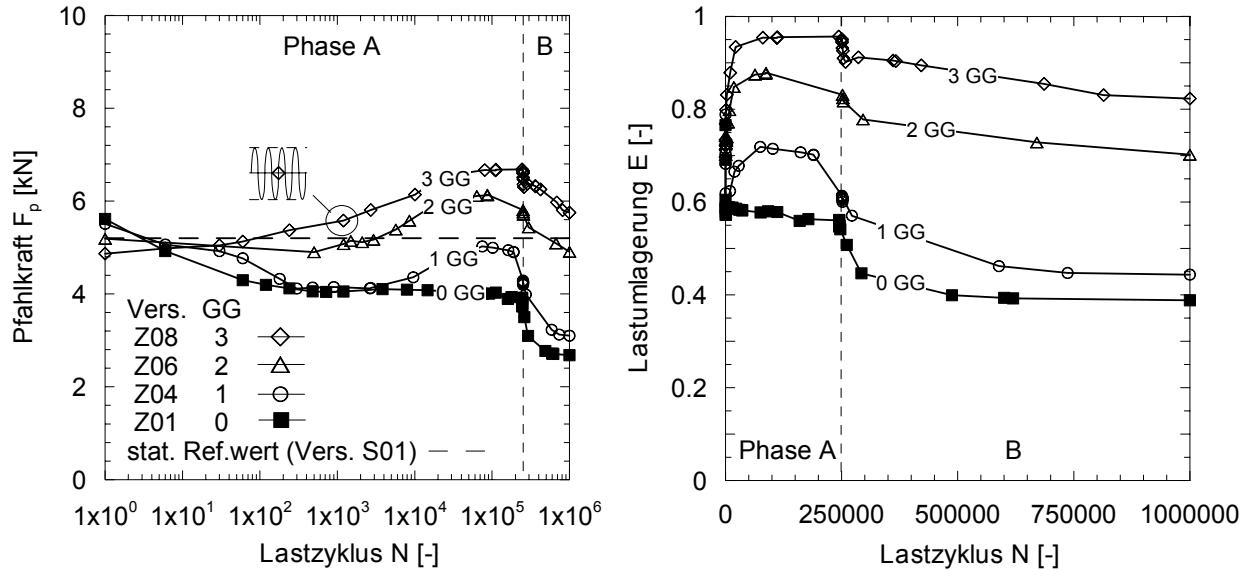
Im unbewehrten Versuch mit einer geringen Überdeckungshöhe von $h = 0,35$ m (Versuch Z01) war eine deutliche Gewölbereduktion festzustellen, siehe Bild 5.17. Der in Bild 5.28a festzustellende starke Anstieg der Geogitterdehnungen während der zyklischen Lastphasen ist ein Hinweis darauf, dass auch nach Einlegen der Bewehrungslagen eine Gewölberückbildung stattfindet, die zu erhöhten Spannungen auf das Geogitter führt.

Ein direkter Vergleich der Messergebnisse in Bild 5.28 ist auch in diesem Fall nur mit Vorbehalt möglich, da die Gleichwertigkeit der Systeme durch die unterschiedliche Anzahl an Geogitterlagen nicht gegeben ist. Dennoch erkennt man, dass sich die Beanspruchung in der untersten Geogitterlage bei Einbau einer höher liegenden zweiten und auch dritten Bewehrungslage verringert. Es ist möglich, dass sich durch die mehrlagige Geogitteranordnung im bewehrten Bodenbereich ein Strukturverbund zwischen Modellsand und Geogitter eingestellt hat, der eine Lastumlagerung auf die Pfähle begünstigt.

Die Tatsache, dass die Geogitterdehnungen während der zyklischen Belastung ansteigen, kann ein Hinweis darauf sein, dass die Geogitter zusätzliche vertikale Spannungen aufnehmen und auf die Pfähle umlagern. Die Ergebnisse der Pfahlkraftmessungen bestätigen diese Vermutung, siehe Bild 5.29. Mit zunehmender Einbauhöhe und Anzahl der eingelegten Geogitter steigt die Lastumlagerung auf die Pfähle. Im günstigsten Fall (Versuch Z09, Einbauhöhe $h = 1,00$ m und 3 Lagen GW 60 PET) werden, bezogen auf den Mittelspannungsdurchgang, Lastumlagerungswerte von bis zu 90 % erreicht. Ein Vergleich der Erddruckmessergebnisse für diesen Fall zeigt, dass die Torfschicht am Ende der zyklischen Phase B deutlich entlastet ist (siehe hierzu auch Spannungsmessergebnisse, Bild 5.30).

Da sich in den höher liegenden Bewehrungslagen der Membraneffekt nur sehr gering einstellt (Bild 5.27), kann die erhöhte Lastumlagerung nicht ausschließlich auf die Membranwirkung zurückgeführt werden. Mit zunehmender Anzahl an Bewehrungslagen wird das System oberhalb der Pfahlkopfebene offenbar innerlich stabilisiert, so dass sich Abscherverformungen im Bereich der Pfahlköpfe nur noch sehr gering einstellen. Der dreifach bewehrte Bodenbereich oberhalb der Pfahlköpfe scheint zu einer eher plattenartigen Lastabtragung auf die Pfähle zu führen.

a) Einbauhöhe $h = 0,35 \text{ m}$



b) Einbauhöhe $h = 1,00 \text{ m}$

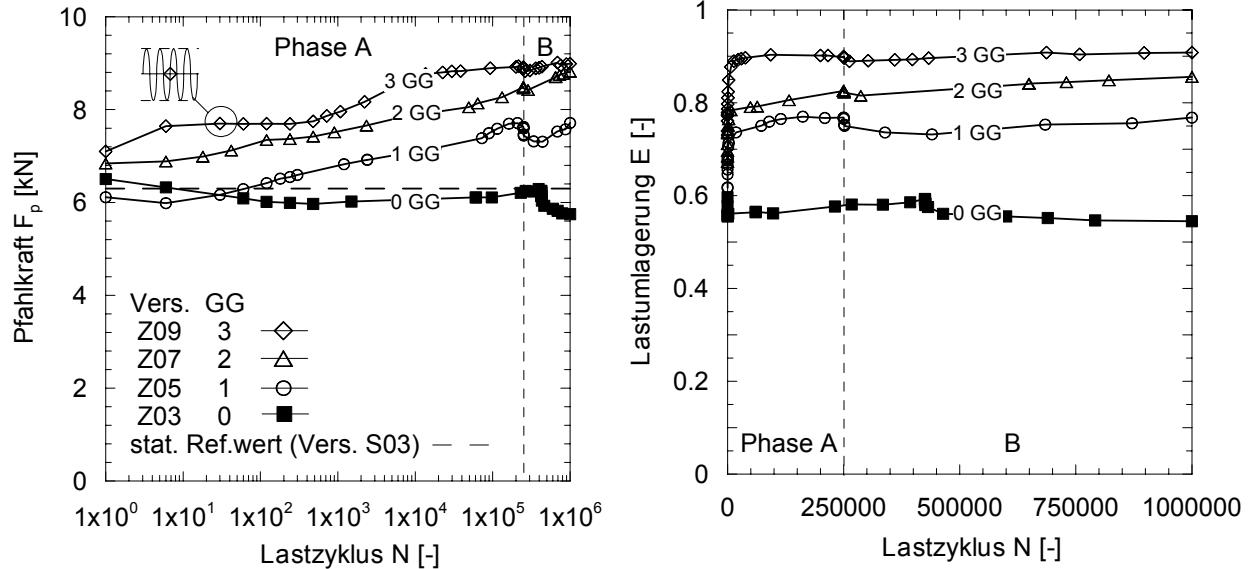
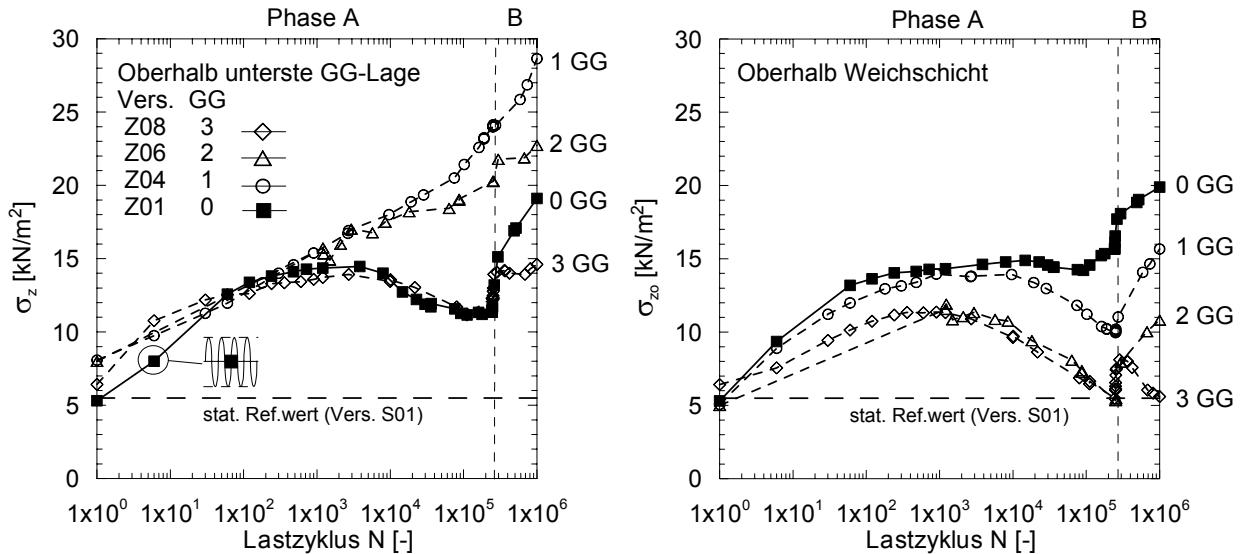


Bild 5.29: Pfahlkräfte F_p und äquivalente Lastumlagerung E während der zyklischen Lastphasen A und B nach Bild 5.6 in den Versuchen Z01 bis Z09

In Bild 5.30 sind die Messergebnisse der Erddrucksensoren dargestellt, die direkt auf der untersten Geogitterlage sowie unterhalb der untersten Geogitterlage platziert waren. Die gemessene vertikale Spannung unterhalb des Geokunststoffes entspricht dabei näherungsweise der mittragenden Wirkung der Weichschicht. Die Differenz der Messwerte ober- und unterhalb entspricht der vom untersten Geogitter durch Membranwirkung abgetragenen vertikalen Spannung. Entgegen den Erwartungen kann insbesondere für geringe Einbauhöhen ($h = 0,35 \text{ m}$) durch die eingelegten Geokunststofflagen eine Gewölberückbildung nicht verhindert werden. Vielmehr steigen die vertikalen Spannungen oberhalb der Geokunststoffe

stark an. Die vertikalen Spannungen unterhalb der Geokunststoffe verkleinern sich hingegen und die mittragende Bettungswirkung der Torfschicht geht mit zunehmender Versuchsdauer verloren.

a) Einbauhöhe $h = 0,35$ m



b) Einbauhöhe $h = 1,00$ m

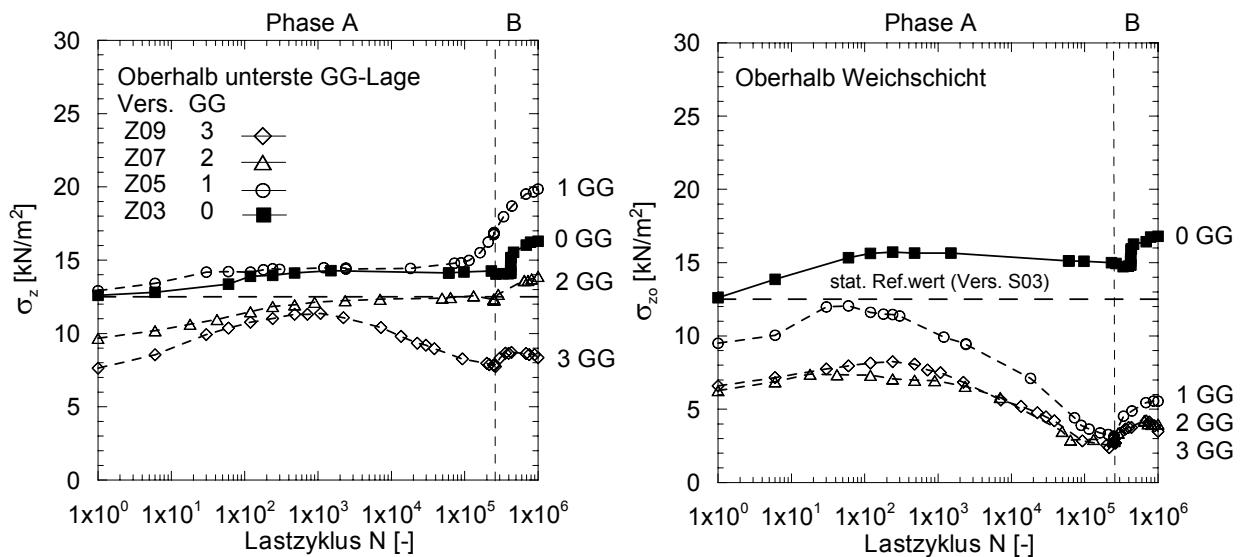


Bild 5.30: Vertikale Spannungen σ_z während der zyklischen Lastphasen A und B nach Bild 5.6 im Bereich der untersten GG-Lage in den Versuchen Z01 bis Z09

Weiteren Aufschluss über die Art der Lastabtragung bei ein- und dreilagiger Bewehrungsführung liefern die Spannungsmessungen, die in verschiedenen Höhenlagen in der Diagonalenmitte und im Pfahlzwischenraum durchgeführt wurden. Es zeigt sich, dass oberhalb der untersten Geokunststofflage in allen Versuchen mit geringer Überdeckungshöhe ($h = 0,35 \text{ m}$) die Gewölbewirkung zurückgeht, siehe Bild 5.31.

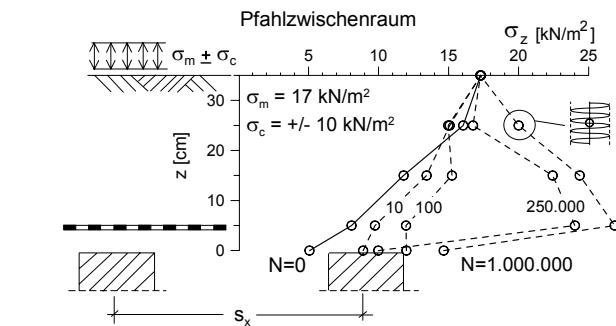
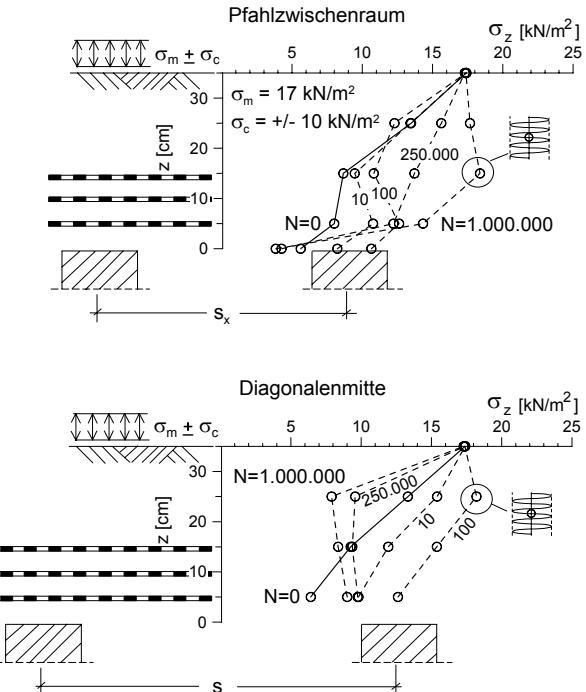
a) Versuch Z04 ($h = 0,35 \text{ m}$, 1 GG-Lage)b) Versuch Z08 ($h = 0,35 \text{ m}$, 3 GG-Lagen)

Bild 5.31: Vertikale Spannungen im Pfahlzwischenraum und in Diagonalenmitte der Versuche Z04 und Z08 während der Phasen A und B nach Bild 5.6

Weil sich die Geogitter vorwiegend zwischen den Pfählen spannen, kommt es im Pfahlzwischenbereich zu Verspannungen zwischen Lastplatte und Bewehrung. Das Geogitter wirkt hier wie eine Systemversteifung und zieht (wie die Pfahlköpfe) Spannungen an. Da sich die in Diagonalenmitte befindlichen Geogitterflächen in die Pfahlzwischenbereiche einhängen, sind die Durchhänge in Diagonalenmitte größer, siehe auch Bild 5.32.

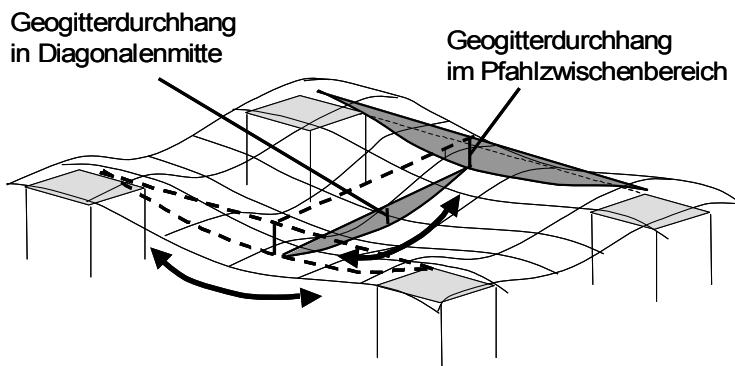


Bild 5.32:
Qualitative Darstellung des
Geogitterdurchhangs infolge
vertikaler Belastung

Infolge der größeren Nachgiebigkeit kann sich der Geokunststoff in Diagonalenmitte der Auflast wieder entziehen, was zu einem teilweisen Bestehenbleiben des Gewölbes auch unter nichtruhenden Beanspruchungen führen kann, siehe Bild 5.31b.

Bild 5.33 veranschaulicht noch einmal qualitativ die Art der Systemversteifung und die daraus resultierende Gewölbeausbildung im Vergleich zu einem unbewehrten System. Die durch die Geogitterlagen erreichte Systemversteifung führt zu einer eher linienförmigen Lagerung der Gewölbe.

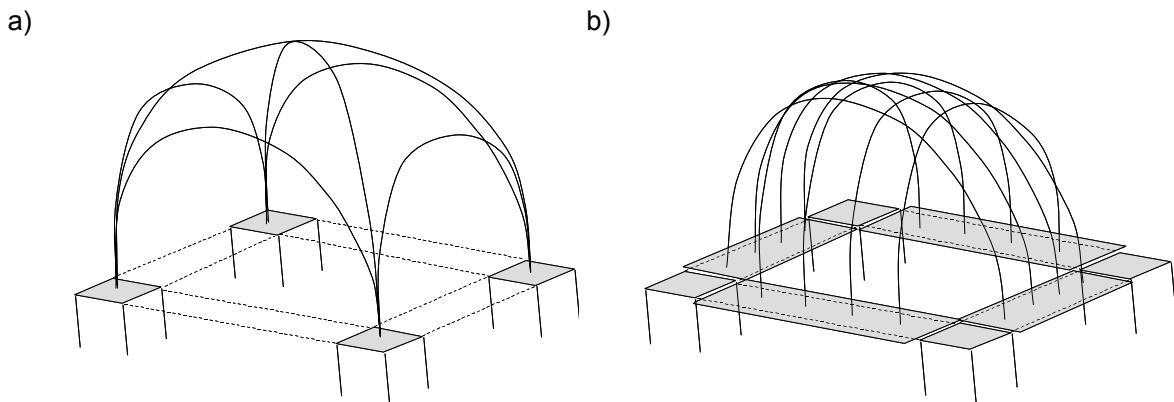


Bild 5.33: Vergleich der Gewölbeausbildung im unbewehrten (a) und im bewehrten (b) Fall

Bild 5.34 zeigt die plastischen Verformungen der Geogitter nach Ausbau aus dem Versuchstand (Versuch Z08). Aus den Verformungen kann ein Scherflächenwinkel von $70^\circ - 80^\circ$ abgeleitet werden. Die Aufstandsfläche der Bewehrung wird mit zunehmender Höhenlage größer, die zu überbrückende lichte Weite geht hingegen zurück.

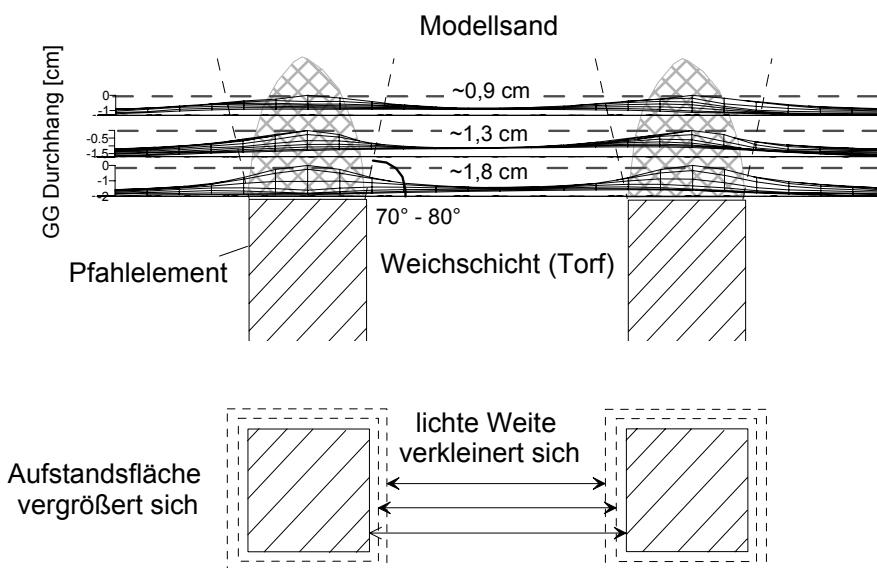


Bild 5.34: Plastische Verformung der Geogitter nach Versuchsende (Versuch Z08)

Bild 5.35 verdeutlicht noch einmal den Einfluss der Überdeckungshöhe auf die Stabilität des Gewölbes unter zyklisch-dynamischen Belastungen. Unabhängig von der Anzahl der Geogitterlagen bleibt bei großer Überdeckungshöhe ($h = 1,00 \text{ m}$) die Gewölbeausbildung durchgängig bestehen.

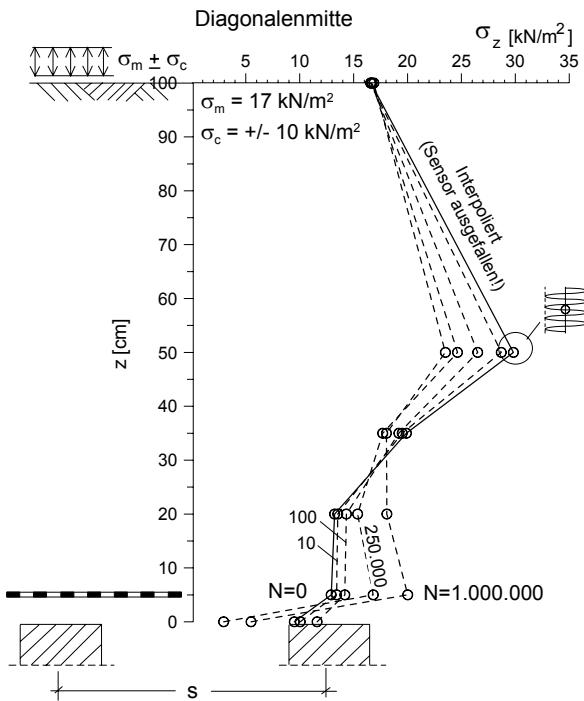
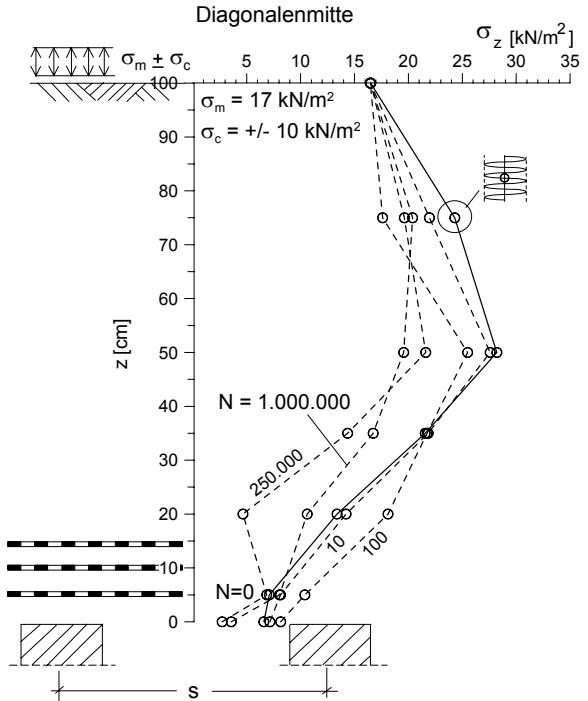
a) Versuch Z05 ($h = 1,00 \text{ m}$, 1 GG-Lage)b) Versuch Z09 ($h = 1,00 \text{ m}$, 3 GG-Lagen)

Bild 5.35: Vertikale Spannungen in Diagonalenmitte der Versuche Z05 und Z09 während der Phasen A und B nach Bild 5.6

Abschließend können aus den ein- bis dreifach bewehrten zyklischen Modellversuchen mit dem Belastungsschema I nach Bild 5.6 folgende Zwischenergebnisse zusammengefasst werden, siehe auch Bild 5.36:

- Auch bei Anordnung von Bewehrungslagen kommt es bei Versuchsbeginn zu ähnlichen Weichschichtverformungen und Systemsetzungen (Kornumlagerungen) wie im unbewehrten Fall. Das bewehrte Bodenpaket wird von oben in die Pfahlköpfe hineingedrückt. Im Bereich der Pfahlköpfe bilden sich durch Kornumlagerungen Scherfugen aus. Durch diese Verformungen werden Zugkräfte im Geogitter aktiviert.
- Mit zunehmender Versuchsdauer und zunehmender Aktivierung des Membraneffektes behindern die Geogitter die weitere Ausbildung der Scherfugen, reduzieren dadurch den Einstanzvorgang und die Setzungen und erhöhen die Lastumlagerung auf die Pfähle. Insbesondere die unterste Geogitterlage unterliegt hierbei einer Einstanzbeanspruchung im Bereich der Pfahlköpfe.

- Die Lastabtragung erfolgt im Geogitter immer in Richtung der Gitterstruktur. Die maximalen Zugkräfte treten in den Pfahlzwischenbereichen auf.
- Der Membranen-Effekt verringert sich bei hochliegenden Bewehrungen deutlich. Die Beanspruchung der Geogitterlagen erfolgt (von unten nach oben) etwa im Verhältnis:
 - $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{oben}} = 1 : 0,65$ bei zweilagiger Bewehrung,
 - $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{Mitte}} : F_{G,\text{oben}} = 1 : 0,65 : 0,35$ bei dreilagiger Bewehrung.
- Für ein Überdeckungshöhen-Stützweitenverhältnis $h / s \geq 1,5$ sind erneut stabile Bodengewölbe festzustellen.
- Die Gewölbereduktion bei Überdeckungshöhen-Stützweitenverhältnis $h / s = 0,5$ kann durch Einlegen von Geogitterlagen verringert werden.
- Die mittragende Wirkung der Weichschicht verringert sich während der zyklischen Belastung.

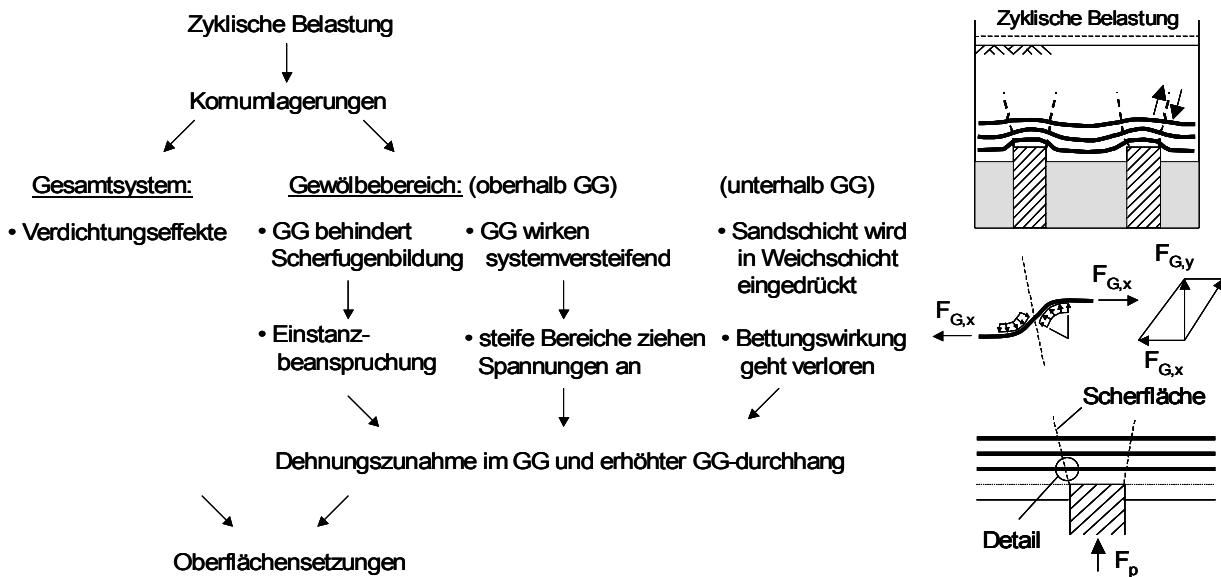


Bild 5.36: Auswirkungen einer zyklischen Belastung im Überblick – bewehrtes System

5.3.4 Untersuchung des Einflusses der Dehnsteifigkeit (Versuche Z10 und Z11)

Die Modellversuche Z10 und Z11 wurden unter Verwendung des dehnsteifen Geogitters GW 180 PVA durchgeführt, welches in einer Höhe von $z = 5$ cm oberhalb der Pfahlköpfe eingelegt wurde. Die Wirkungsweise des Gitters im Vergleich zu einer dreilagigen Bewehrungsanordnung mit GW 60 PET ist nachfolgend anhand der gemessenen Oberflächensetzungen und Gitterdurchhänge dargestellt. Dabei ist anzumerken, dass die in der Summe eingelegte Gesamtzugfestigkeit ($180 \text{ kN/m} = 3 \times 60 \text{ kN/m}$) in beiden Fällen gleich ist, die Dehnsteifigkeit der PVA-Geogitterlage jedoch die Gesamtdelnsteifigkeit der drei PET-Geogitterlagen ($3800 \text{ kN/m} > 3 \times 850 \text{ kN/m}$; bezogen auf Kurzzeitdehnsteifigkeit, siehe Tabelle 4.4) übertrifft.

Insgesamt ergeben sich bei den Versuchen mit einlagigem, dehnsteifen PVA-Geogitter geringere Oberflächensetzungen (Bild 5.37), wobei ein Unterschied jedoch erst ab ca. 100.000 Lastzyklen zu erkennen ist.

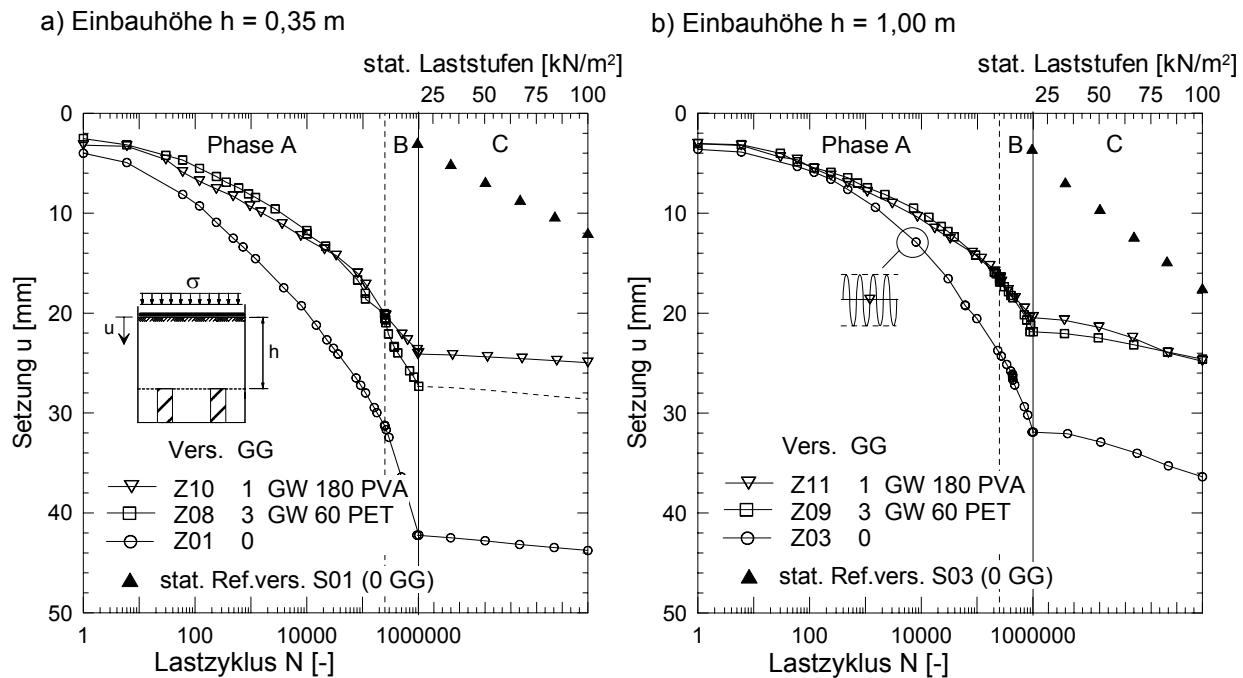


Bild 5.37: Vergleich der Setzungen der Lastplatte während der Phasen A bis C nach Bild 5.6 für die Fälle „unbewehrt 0 GG“, „einlagig GW 180 PVA“, „dreilagig GW 60 PET“ sowie Ergebnisse der statischen Referenzversuche

Ursache für die geringere Setzung ist die größere Dehnsteifigkeit des PVA-Gitters, die zu einem geringeren Gitterdurchhang führt (Bild 5.38) und kleinere Weichschicht- und Oberflächensetzungen zur Folge hat. Durch den geringen Abstand zur Pfahlkopfebene kann sich der Membraneffekt deutlich einstellen.

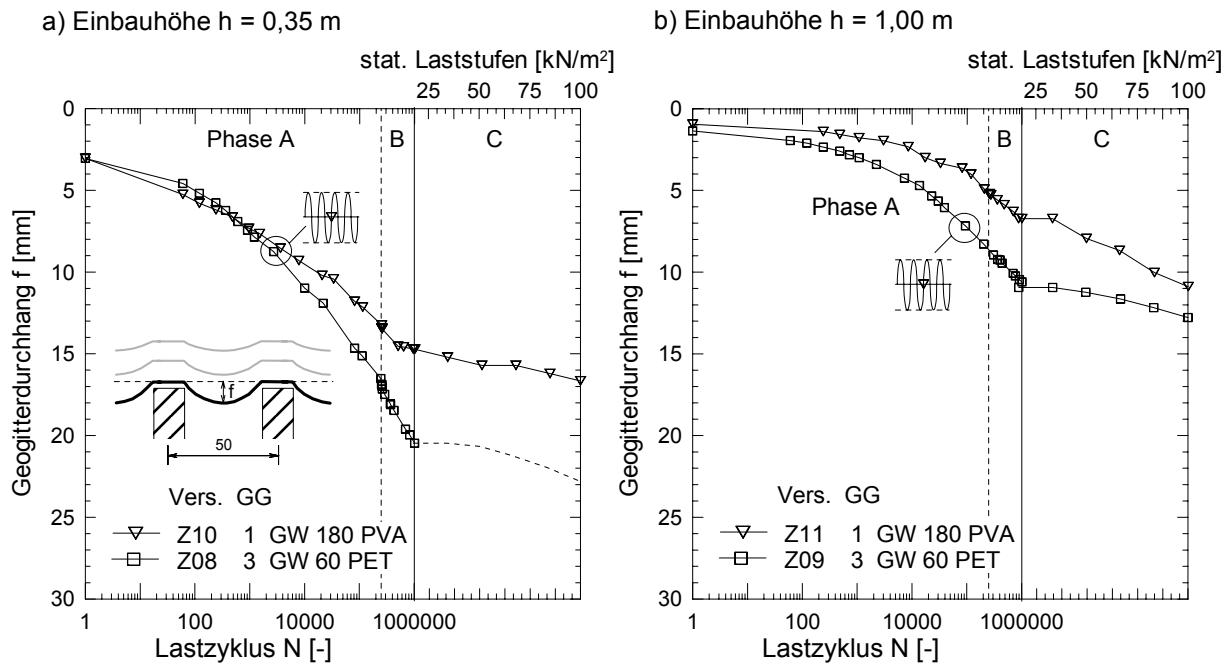


Bild 5.38: Durchhang der untersten Geogitterlage im Pfahlzwischenraum in den Versuchen Z08 bis Z11

Die gemessenen vertikalen Spannungen im Pfahlzwischenbereich oberhalb der einlagigen PVA-Geokunststofflage liegen generell höher als im dreilagig PET-bewehrten System, siehe Bild 5.39. Die große Dehnsteifigkeit des GW 180 PVA führt insbesondere in den stark verspannten Pfahlzwischenbereichen zu einer Systemversteifung und zieht hier Spannungen an.

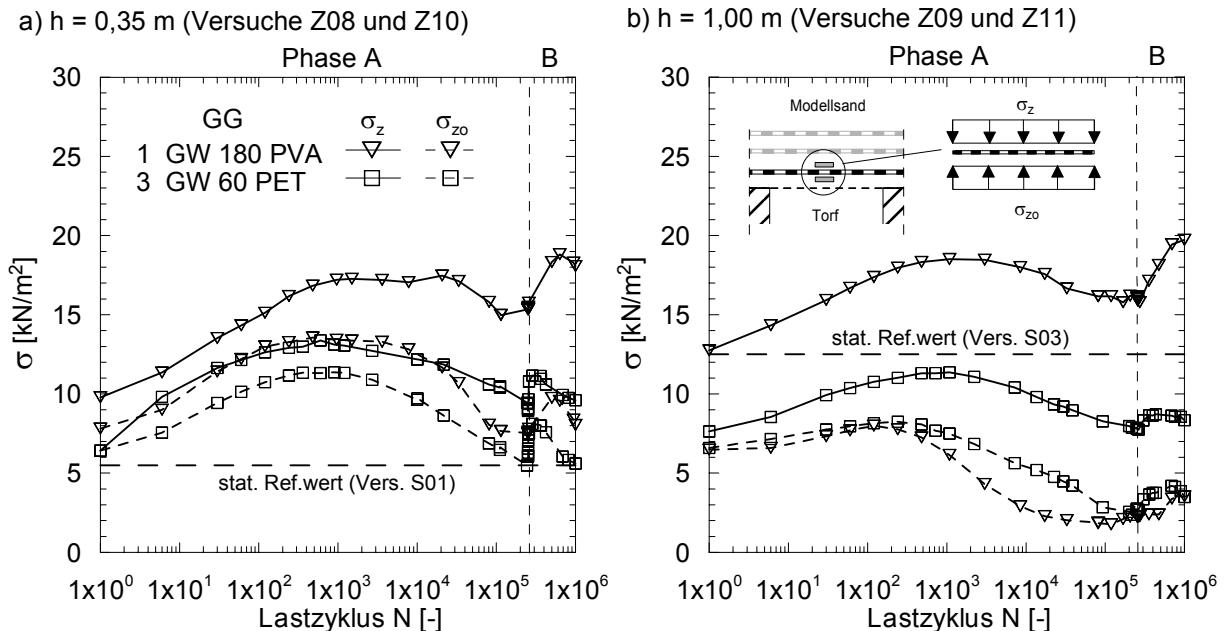


Bild 5.39: Vertikale Spannungen im Bereich der untersten Geogitterlage (Pfahlzwischenraum) während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6 in den Versuchen Z08 bis Z11

Da vertikale Spannungen im dreilagig bewehrten System auch über die beiden höherliegenden Bewehrungslagen auf die Pfähle abgetragen werden, sind die Spannungen oberhalb der untersten Bewehrungslage geringer. Die Entlastung der Torfschicht unterhalb der Geokunststofflage ist in beiden Fällen gleichwertig (Bild 5.39).

Die maximalen Geogitterdehnungen am Ende der zyklischen Phase B lagen bei 0,34 % ($h = 0,35 \text{ m}$) und bei 0,42 % ($h = 1,00 \text{ m}$). Die während der zyklischen Belastungsphase aufgetretenen Zusatzdehnungen lagen in beiden Versuchen bei etwa 0,15 % und fielen somit gegenüber dem dreilagigen PET-System geringer aus.

5.3.5 Untersuchung eines Bettungsausfalls (Versuche Z12 und Z13)

Die Modellversuche Z12 und Z13 untersuchten die Auswirkungen eines Bettungsausfalls auf das Tragverhalten. Durchgeführt wurden die Versuche mit einer dreilagig angeordneten Geogitterbewehrung GW 60 PET. Der Bettungsausfall wurde vereinfacht durch Weglassen der Weichschicht (Torf) simuliert, so dass die unterste Geogitterlage direkt auf den Pfahlköpfen auflag. Zur Minimierung der Abscherbeanspruchung wurde auf den Pfahlköpfen ein Schutzvlies angeordnet. Um ein Durchrieseln des Modellsandes zu verhindern, war dasselbe Vlies auch auf der untersten Geogitterlage platziert (Bild 5.40).

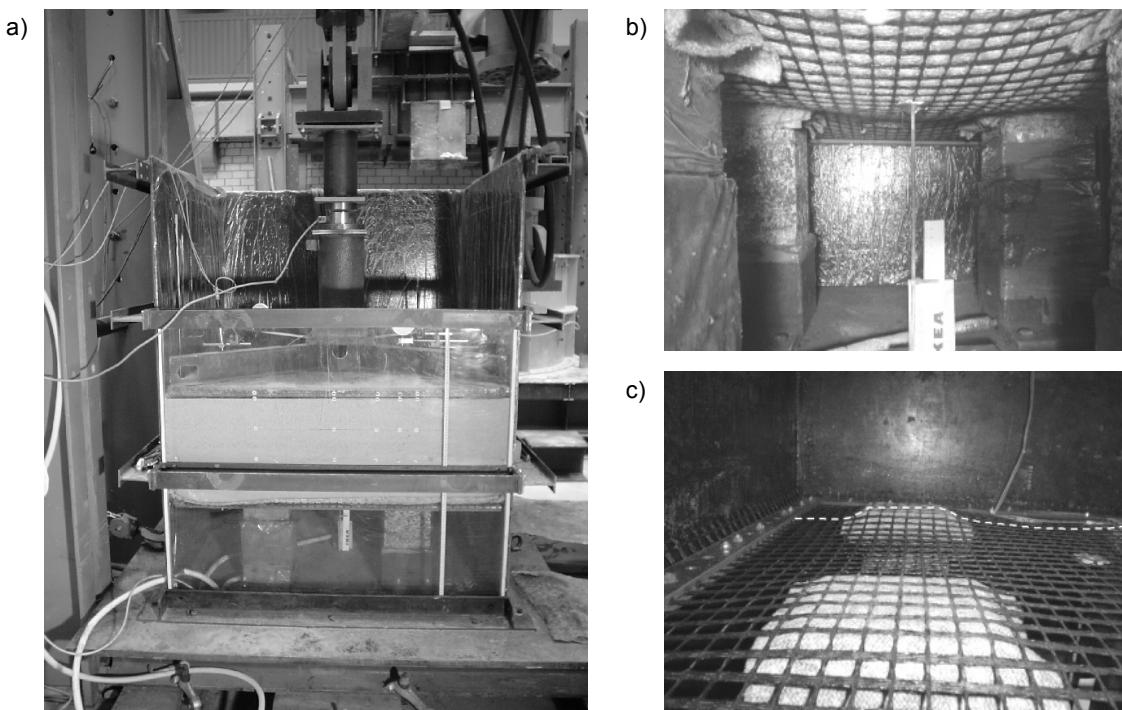


Bild 5.40: Fotos zu Versuch Z12 – a) Gesamtansicht; b) Geogitterdurchhang während des Versuchs; c) Plastische Verformungen nach Versuchsende

Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf die Betrachtung der Gewölbeausbildung im Modellsand sowie die Ausbildung der Membranzugkräfte in den einzelnen Bewehrungslagen. Die durchgeführten Spannungsmessungen zeigen, dass die Bettungsausfallsituation die Gewölbereduktion im Fall $h = 0,35$ m deutlich verstärkt, siehe Bild 5.41.

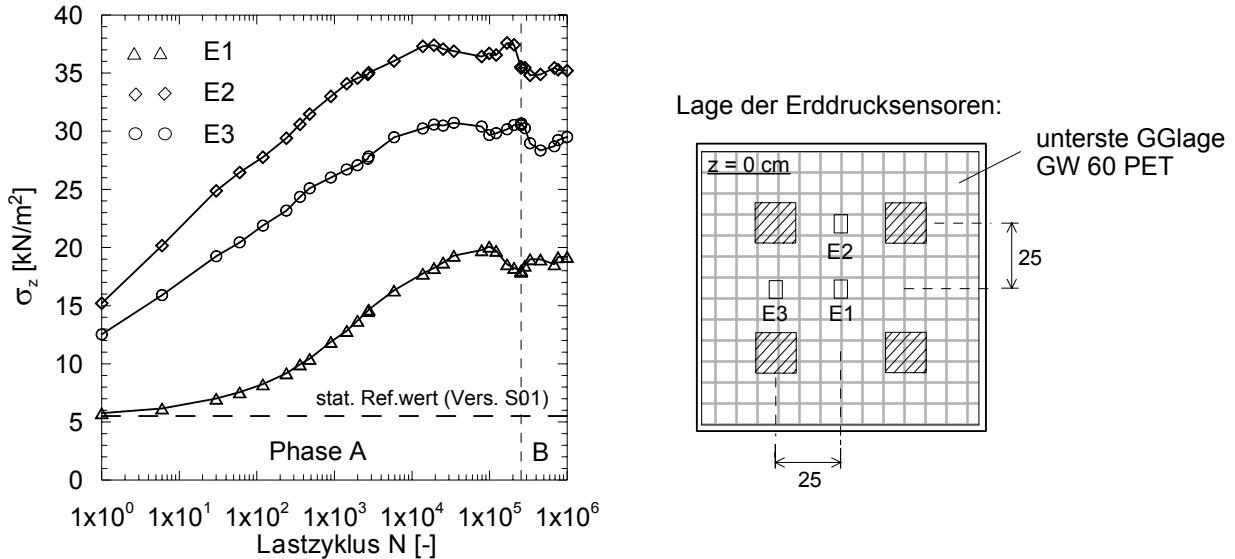


Bild 5.41: Gemessene vertikale Spannung σ_z oberhalb der untersten Geogitterlage in Versuch Z12 während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6

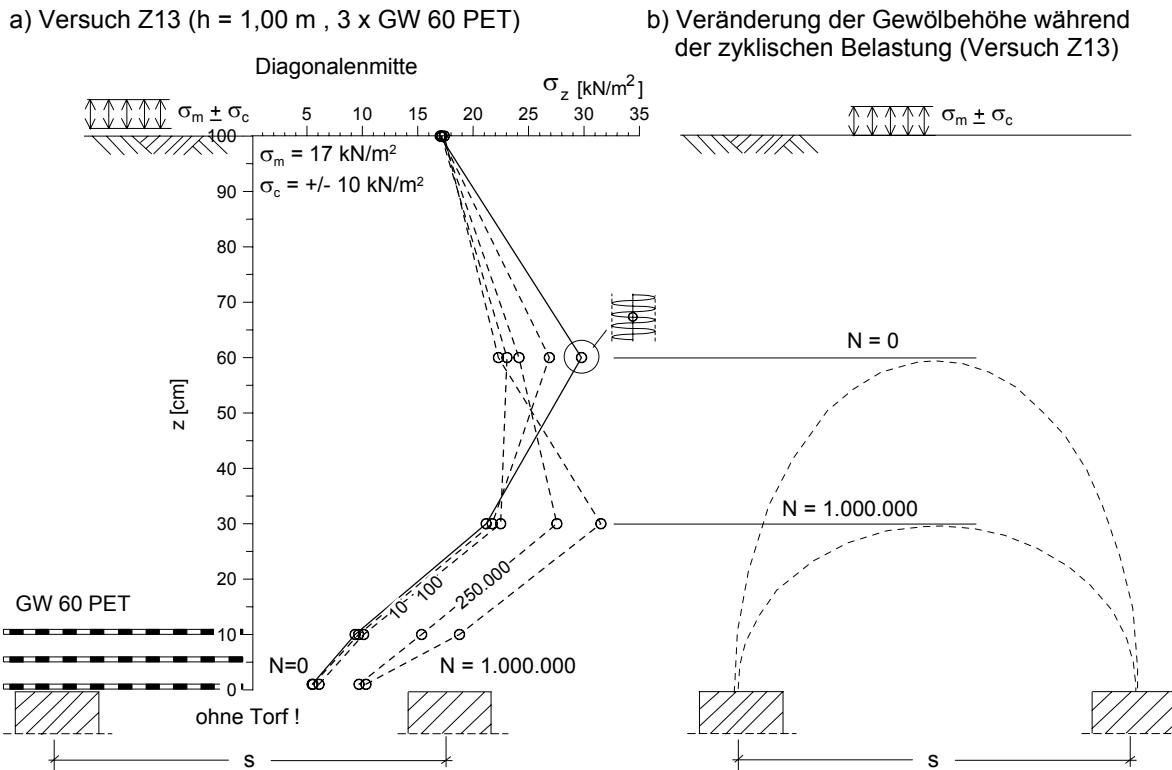


Bild 5.42: Vertikale Spannungen in Diagonalenmitte in Versuch Z13 während der Phasen A und B nach Bild 5.6 und qualitative Darstellung der Gewölbehöhe

Auch in diesem Fall sind große Spannungskonzentrationen im Bereich der Pfahlzwischenräumen und eine geringere Belastung in Diagonalenmitte festzustellen. Der Anstieg der Spannungen in Diagonalenmitte (Sensor E1) erfolgt zeitversetzt erst nach etwa 100 Lastzyklen.

Für die Einbauhöhe $h = 1,00$ m ist während der gesamten Zyklik eine Gewölbeausbildung erkennbar (Bild 5.42a). Im Anschluss an Phase B ist die Gewölbehöhe jedoch deutlich reduziert, siehe Bild 5.42b.

Durch den Wegfall der Bettungswirkung kommt es in den einzelnen Geogitterlagen bereits während des 1. Lastzyklus zu um den Faktor 4 vergrößerten Dehnungen, siehe Bild 5.43. Wieder ist festzustellen, dass sich in der untersten Lage die Membranzugkräfte am stärksten einstellen und die Dehnungen über die Höhe in der zweiten und dritten Lage abnehmen. Die Dehnungsverteilung (hier bezogen auf DMS 2) etwa im Verhältnis $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{Mitte}} : F_{G,\text{oben}} = 1,0 : 0,65 : 0,35$ wird bestätigt. Die unterste Geogitterlage unterliegt insbesondere im Bereich der Pfahlkopfaußenkante einer sehr starken Dehnungsbeanspruchung; siehe auch Einstanzverformungen in Bild 5.40c. Der dort applizierte DMS 1 fiel in beiden Versuchen Z12 und Z13 bereits während des ersten Lastzyklus aus, so dass keine genaueren Aussagen möglich sind. Für diesen Bereich ist eine Beanspruchung $>> 0,5\%$ zu erwarten.

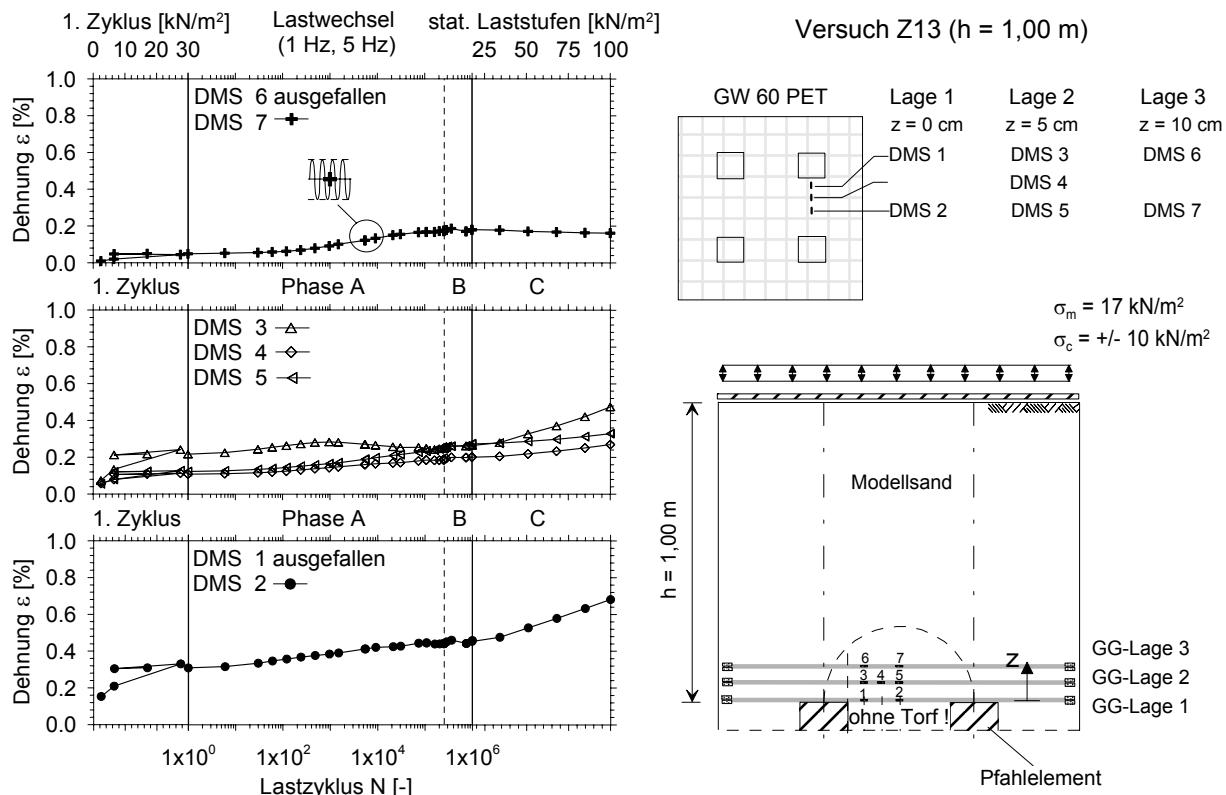


Bild 5.43: Geogitterdehnungen im Pfahlzwischenbereich in verschiedenen Höhenlagen für Belastung nach Bild 5.6 (links) sowie Positionen der DMS (rechts); Versuch Z13

5.3.6 Untersuchung des Einflusses der Lastmittelstellung (Versuche Z14 – Z16)

Versuche Z14 bis Z16 wurden mit einer erhöhten Lastmittelstellung durchgeführt. Die Mittelspannung lag bei $\sigma_m = 50 \text{ kN/m}^2$, die Spannungsamplitude betrug $\sigma_c = +/- 10 \text{ kN/m}^2$, siehe Bild 5.44.

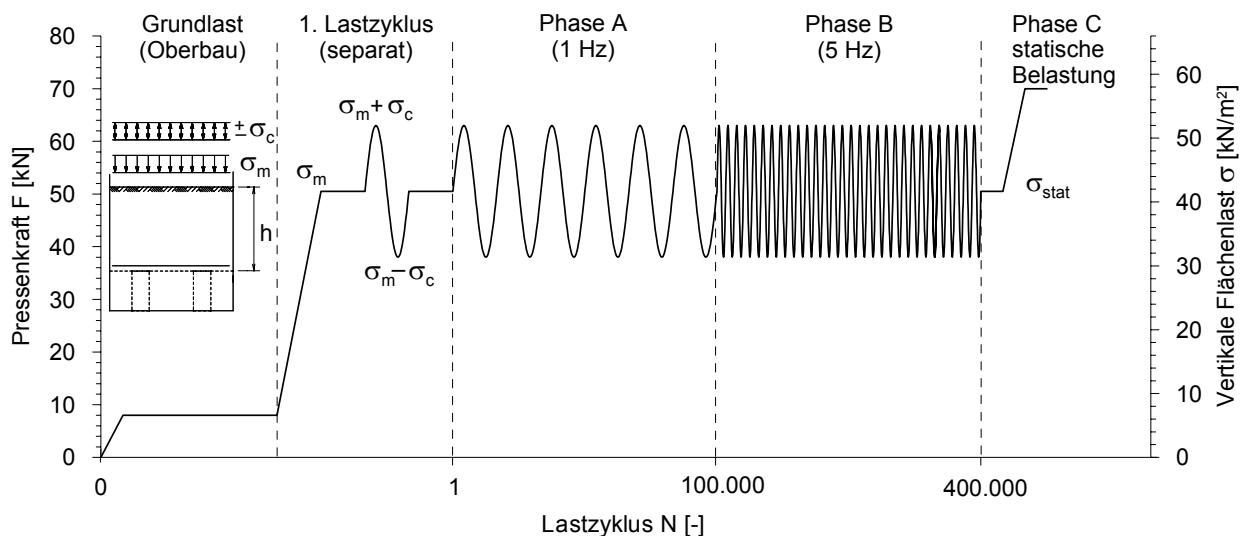


Bild 5.44: Belastungsschema „erhöhte Lastmittelstellung“ für die Versuche Z14 bis Z16

Bild 5.45 zeigt, dass eine erhöhte Mittelspannung positive Auswirkungen auf die Gewölbe stabilität hat. Die gemessenen Lastplattensetzungen sind deutlich geringer. Durch die erhöhte Mittelspannung werden die Gewölbe überdrückt und scheinen stabiler zu werden, so dass eine nichtruhende Belastung geringere Auswirkungen besitzt. Die Pfahlkraft- und Spannungsmessungen bestätigen eine geringere Gewölbereduktion.

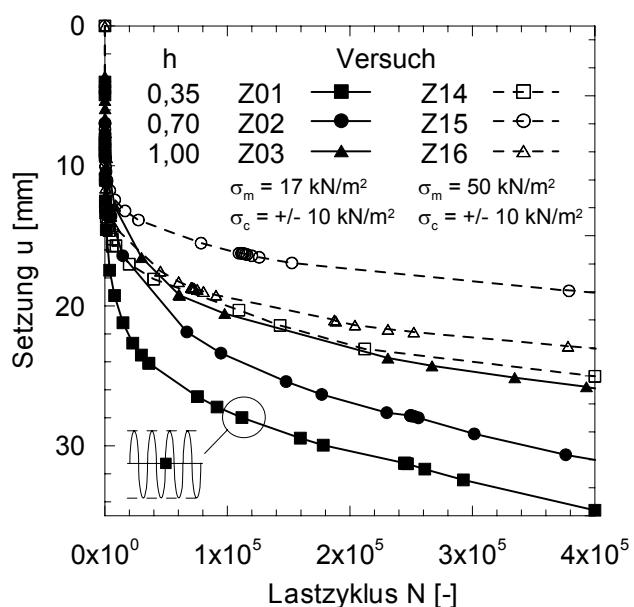


Bild 5.45:

Vergleich der gemessenen Lastplattensetzungen in den Versuchen Z01 bis Z03 mit den Versuchen Z14 bis Z16 bezogen auf den Mittelspannungsdurchgang

5.3.7 Untersuchung des Einflusses der Lastamplitude (Versuche Z17 und Z18)

Abweichend von Belastungsschema I wurden die Versuche Z17 und Z18 (unbewehrt) mit dem in Bild 5.46 dargestellten Belastungsverlauf durchgeführt, welcher durch eine Aufweitung der Belastungsamplitude gekennzeichnet ist. Die auf das System einwirkenden drei Spannungsamplituden wurden mit einer Belastungsfrequenz von 1 Hz und einer Dauer von 200.000 Lastzyklen aufgebracht. Amplitude 2 entsprach dabei den Auflastverhältnissen aus Belastungsschema I. Amplitude 1 hingegen war halb so groß und Amplitude 3 doppelt so groß wie Amplitude 2.

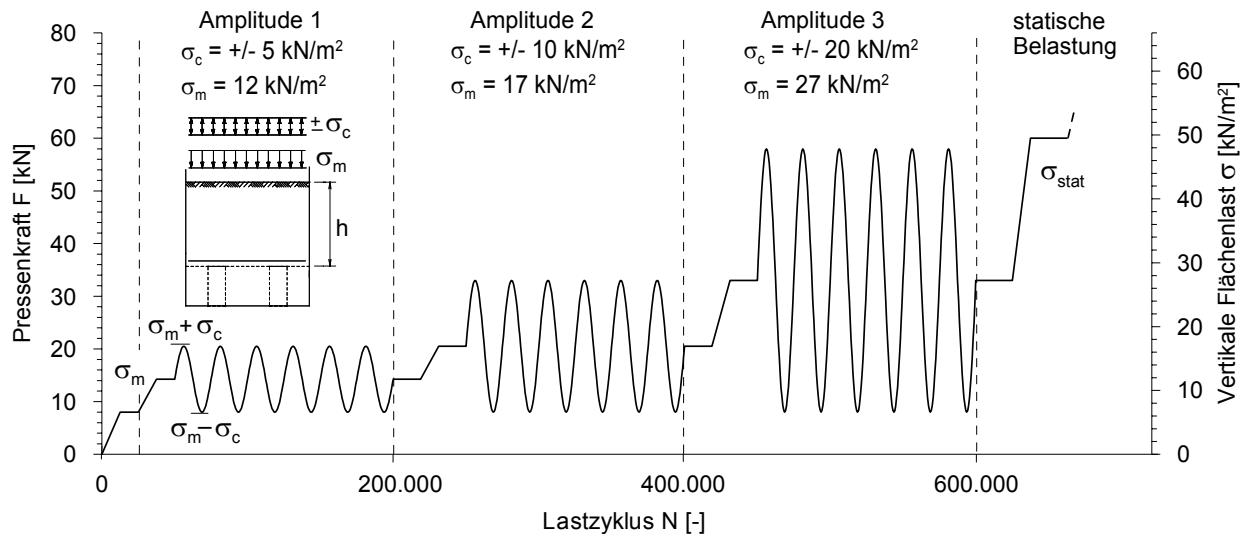


Bild 5.46: Belastungsschema „Amplitudenaufweitung“ für die Versuche Z17 und Z18

Die Auswirkungen von Amplitude 1 sind für beide Systemhöhen hinsichtlich der Problematik der Gewölberückbildung unter nichtruhenden Belastungen als unkritisch anzusehen. Die gemessenen Setzungen sind größtenteils auf Verdichtungssetzungen innerhalb des Korngefüges zurückzuführen (Bild 5.47). Eine Gewölbereduktion tritt in beiden Fällen kaum ein, stattdessen ist für den Fall $h = 1,00$ m sogar eine zusätzliche Gewölbestabilisierung festzustellen (Bild 5.48b).

Bei Amplitude 2 steigen die Setzungen für eine Einbauhöhe $h = 0,35$ m sprunghaft an und eine Gewölbereduktion ist deutlich zu erkennen. Dagegen ist für die Einbauhöhe $h = 1,00$ m ein sprunghaftes Ansteigen der Setzungen erst für Amplitude 3 bemerkbar.

Insgesamt ist festzustellen, dass sich mit zunehmender Lastamplitude die Gewölbereduktion verstärkt und die Einbauhöhe einen entscheidenden Einfluss auf das Systemverhalten unter nichtruhenden Beanspruchungen besitzt.

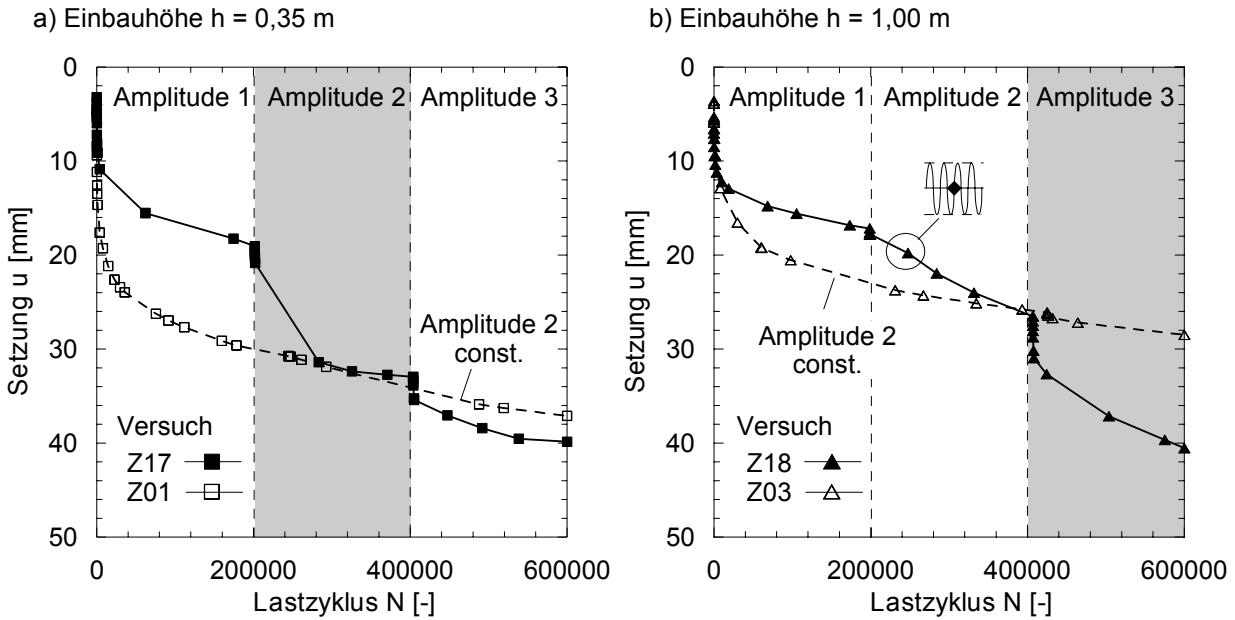


Bild 5.47: Ergebnis der Setzungsmessungen in den Versuchen Z17 (a) und Z18 (b) für das Belastungsschema nach Bild 5.46

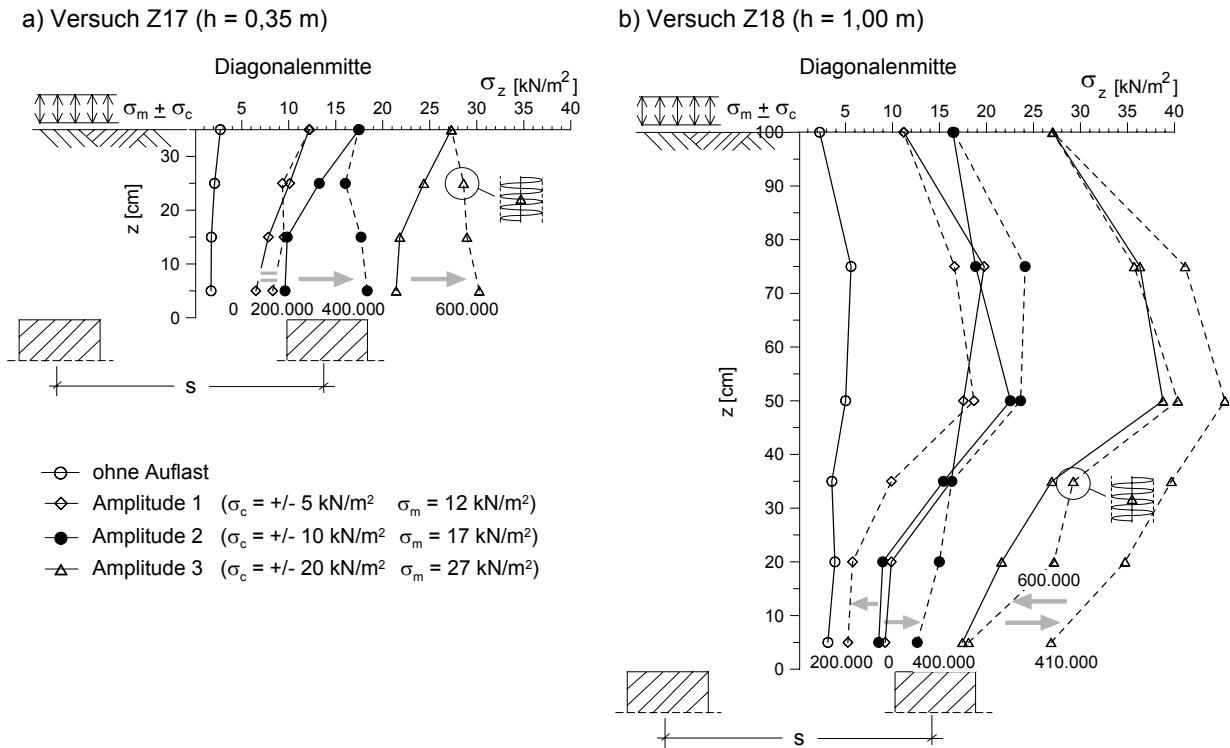


Bild 5.48: Ergebnis der Spannungsmessungen in den Versuchen Z17 (a) und Z18 (b) für das Belastungsschema nach Bild 5.46

5.3.8 Untersuchung des Belastungsschemas II

In den bisherigen Modellversuchen wurde das System einer zyklischen Dauerbelastung (Belastungsschema I nach Bild 5.6) ausgesetzt. Ziel des Belastungsverlaufes war, die Auswirkungen einer „langzeitigen zyklischen Belastung“ mit Frequenzen $f \leq 5$ Hz auf das Systemverhalten zu simulieren.

In der Realität wird ein GEP-Bauwerk in der Regel intermittierend zyklisch-dynamisch belastet, z.B. wird ein Eisenbahnbauwerk etwa alle 15 Minuten durch eine ca. 20 Sekunden lange Zugüberfahrt beansprucht. Das bereits in Abschnitt 5.2.3 vorgestellte Belastungsschema II (siehe Bild 5.7) untersucht die Auswirkungen intermittierender, „kurzzeitiger zyklisch-dynamischer Belastungen“. Für Lastschema II sollte ein ähnliches Systemverhalten zu beobachten sein wie für Lastschema I. In welchem Umfang sich durch die zeitliche Verzögerung eine Gewölberückbildung einstellt, wird nachfolgend exemplarisch anhand der Ergebnisse des Versuchs Z11 ($h = 1,00$ m, einlagig GW 60 PET) dargestellt.

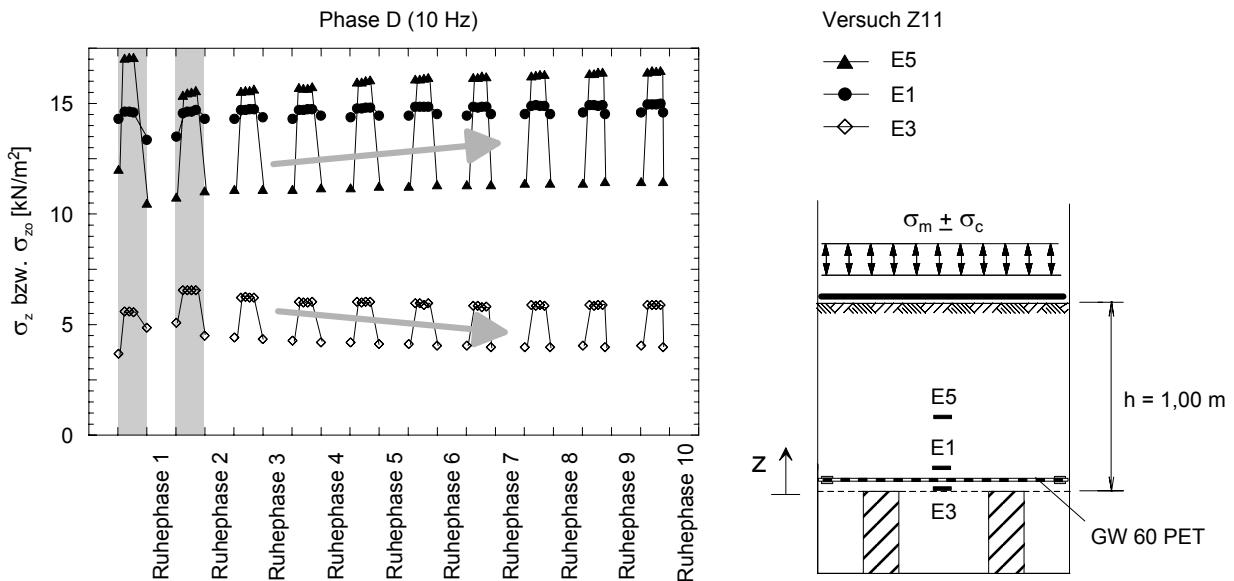


Bild 5.49: Gemessene vertikale Spannungen während Belastungsschema II in Versuch Z11

Bild 5.49 zeigt, dass auch während einer intermittierenden Zyklus oberhalb des Geogitters die vertikalen Spannungen sukzessiv ansteigen. Unterhalb des Geogitters kommt es nach einem anfänglichen Anstieg zu einem Absinken der Bettungsspannung. Nach Ende der Zyklus bauen sich die Spannungen während der Ruhephase mit der Zeit ab.

Es ist anzunehmen, dass auch unter „realen“ Belastungsabfolgen eine Gewölbereduktion eintreten kann. Ihr Ausmaß ist jedoch abhängig von den zeitlichen Abständen der nichtruhenden Belastungen. Sind diese kurz, so kann es zu einem Ansteigen der vertikalen Spannungen

kommen. Sehr lange zeitliche Abstände hingegen führen zu keiner ausgeprägten Gewölbere duktion, stattdessen werden die inneren Spannungen im Körnergerüst über Spannungsumlagerungen abgebaut und führen ausschließlich zu Systemverformungen.

5.3.9 Untersuchung des Einflusses der Geogitterstruktur (Versuche Z19 bis Z21)

Die Versuche Z19 bis Z21 wurden ergänzend zum Modellversuchsprogramm zur Gewölbe ausbildung am Pfahlrasterausschnitt (Versuche Z01 bis Z18) durchgeführt mit dem Ziel, den Einfluss der Geogitterstruktur zu untersuchen. Im Vergleich zu den bisher verwendeten Geogittern vom Typ GW (ummantelte Einzelfäden mit Knotenpunktverwebung) weisen die in den Versuchen Z19 bis Z21 verwendeten Geogitter vom Typ GL (gereckte monolithische Flachstäbe mit Knotenpunktverschweißung) eine größere Formstabilität auf, d.h. eine größere Biegesteifigkeit der Einzelstege und größere Steifigkeit der Knotenpunkte. Untersuchungen nach *Bussert (2006)* weisen darauf hin, dass die Produktstruktur das Gesamttragverhalten einer geogitterbewehrten Konstruktion im Gebrauchslastbereich beeinflussen kann.

Durchgeführt wurden die Modellversuche mit den Polyester-Geogittern GL 30 PET sowie GL 60 PET. Es handelt sich hierbei um gelegte, biaxiale Geogitter aus gereckten, monolithischen Flachstäben mit verschweißten Knoten. Die Struktur des Geogitters GL 60 PET und die Zugkraft-Dehnungslinie sind in Bild 5.50 beispielhaft dargestellt. Die wesentlichen Material kennwerte sind in Tabelle 5.4 zusammengefasst und die Isochronenkurven können Anhang C entnommen werden.

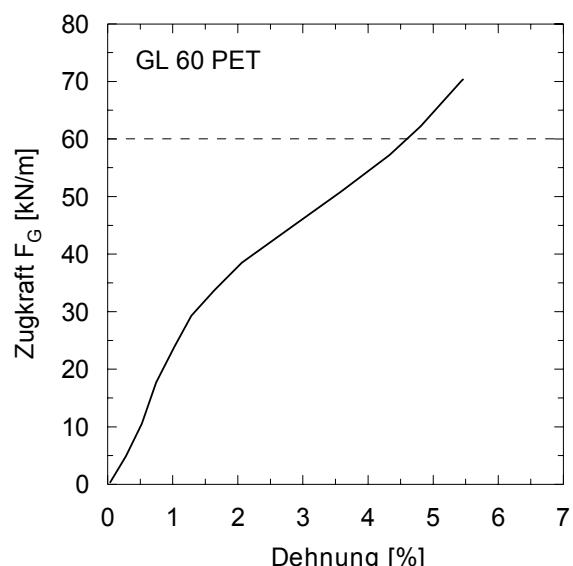
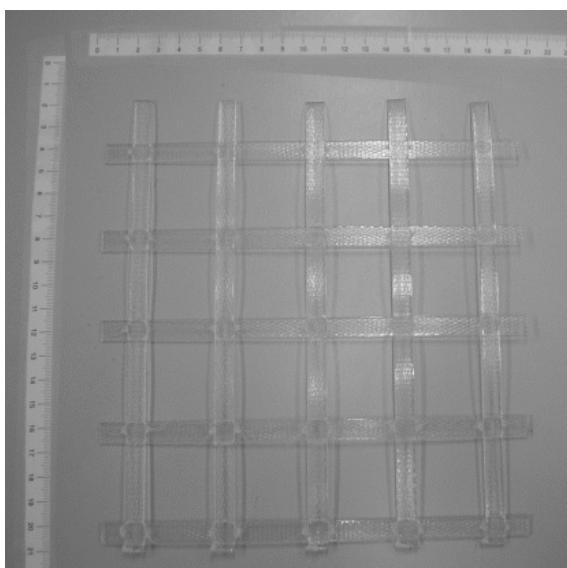
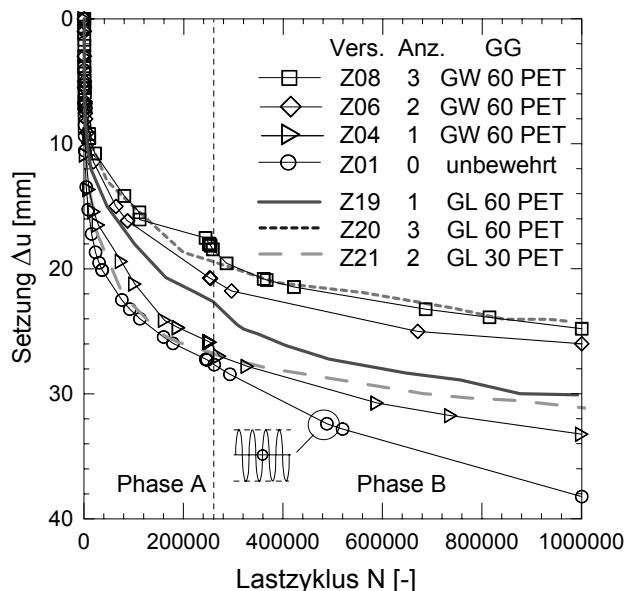


Bild 5.50: Struktur des Geogitters GL 60 PET sowie Zugkraft-Dehnungslinie

Tabelle 5.4: Materialkennwerte der Geogitter GL 30 PET und GL 60 PET

Technische Daten	Einheit	GL 30 PET	GL 60 PET
Material	[-]	PET (Polyester)	PET (Polyester)
Nennfestigkeit (längs / quer)	[kN/m]	30	60
Höchstzugkraft $F_{G,max}$ gemessen	[kN/m]	34,5	69
Bruchdehnung bzgl. $F_{G,max}$	[%]	5,4	5,4
mittlere Dehnsteifigkeit bzgl. $F_{G,max}$	[kN/m]	625 (bei 5,4 %)	1250 (bei 5,4 %)
mittlere Dehnsteifigkeit bzgl. Gebrauchslastbereich	[kN/m]	925 (bei 2,0 %)	1850 (bei 2,0 %)
Größe der Öffnungen	[mm]	36 x 34	31 x 35
Stegoberfläche je m ²	[m ² /m ²]	0,25	0,40

Der Einfluss der Produktstruktur wird nachfolgend gezielt für die zyklischen Belastungsphasen A und B nach Bild 5.6 untersucht. Um einen direkten Vergleich zwischen den einzelnen Versuchskonfigurationen zu ermöglichen, sind die Messergebnisse, mit Ausnahme der Pfahlkraftmessungen, auf den Zeitpunkt nach dem ersten Lastzyklus bezogen. D.h. bei den dargestellten Setzungs-, DMS- und Erddruckmessergebnissen handelt es sich um Zuwächse oder Abnahmen, die speziell während der zyklischen Lastphasen auftraten. Die aus möglichen Einbauschwankungen resultierenden Anfangsdifferenzen werden hierdurch minimiert.

**Bild 5.51:**

Setzung der Lastplatte während zyklischer Phasen A und B nach Bild 5.6 für Geogitter GW 60 PET ein- bis dreilagig, Geogitter GL 60 PET ein- und dreilagig sowie Geogitter GL 30 PET zweilagig

Bild 5.51 zeigt eine Gegenüberstellung der Setzungsmessungen bei Verwendung der Geogittertypen GW 60 PET, GL 60 PET und GL 30 PET für verschiedene Versuchskonfigurationen. Die Versuchsergebnisse aus Abschnitt 5.3.2 werden qualitativ und quantitativ bestätigt. Mit zunehmender Geogitteranzahl und erhöhter, „verbauter“ Dehnsteifigkeit reduzieren sich erwartungsgemäß die Systemsetzungen unter zyklisch-dynamischer Belastung. Die Setzungen sind bei ein- und dreilagiger Bewehrung mit Geogittern vom Typ GL 60 PET im Vergleich zu den GW 60 PET Geogittern tendenziell geringer. Bei der Aufteilung der Dehnsteifigkeit in Versuch Z21 wird gegenüber Versuch Z19, nach etwa 500.000 Lastzyklen, ein ähnliches Setzungsverhalten beobachtet. Es fällt auf, dass das kleine Stegoberflächenverhältnis des Geogitters GL 30 PET von 25 %, welches nicht auf den in den Modellversuchen verwendeten feinkörnigen Modellsand abgestimmt war, zu einem anfänglich ungünstigen Strukturverbund führte.

In Bild 5.52 sind die gemessenen Pfahlkräfte bei ein- und dreilagiger Bewehrung mit Geogittern vom Typ GW 60 PET sowie GL 60 PET dargestellt. Mit zunehmender Geogitteranzahl und erhöhter, verbauter Dehnsteifigkeit steigt die Lastumlagerung auf die Pfähle an. Die Messwerte der Geogitter GL 60 PET liegen wieder oberhalb der Geogitter GW 60 PET.

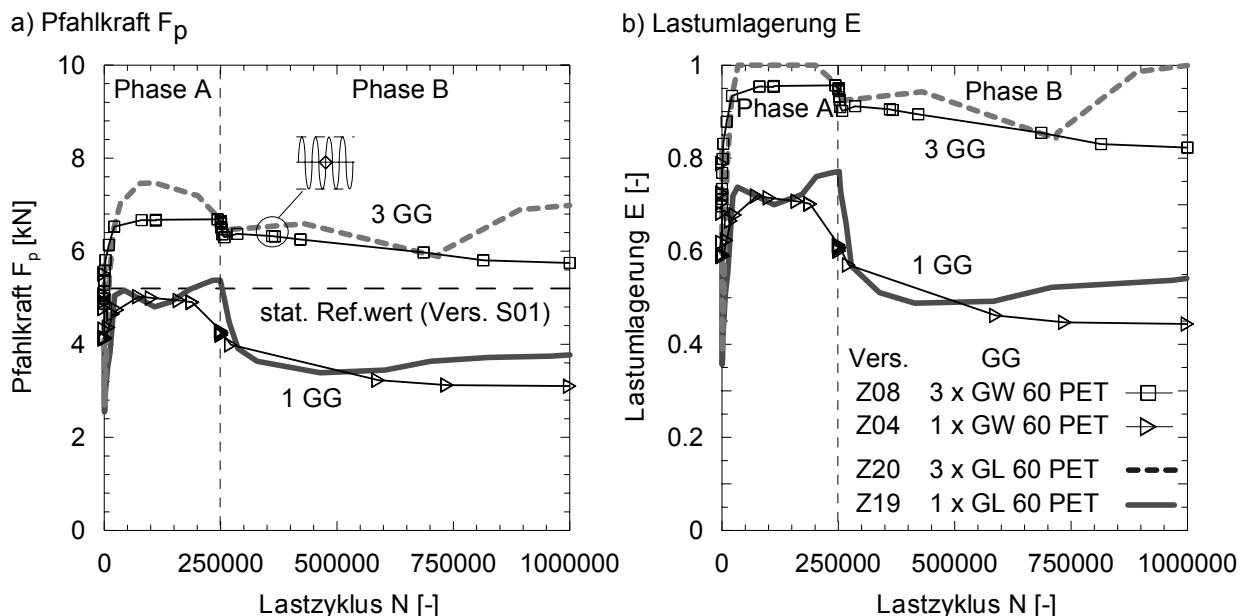


Bild 5.52: Gemessene mittlere Pfahlkraft F_p und äquivalenter Lastumlagerungswert E während der Phasen A und B nach Bild 5.6 bei ein- und dreilagiger Bewehrung mit Geogittern vom Typ GW 60 PET und GL 60 PET

Bei einlagiger Bewehrung ist der Spannungsanstieg oberhalb der Geokunststoffbewehrung während der Zyklik für beide Geogittertypen nahezu gleich (Bild 5.53a). Die Weichschicht wird für Geogitter GL 60 PET hingegen geringer beansprucht (Bild 5.53b). Diese Beobach-

tung stimmt mit den geringeren Setzungen (Bild 5.51) und der größeren Lastumlagerung auf die Pfähle (Bild 5.52) für Geogitter GL 60 PET überein.

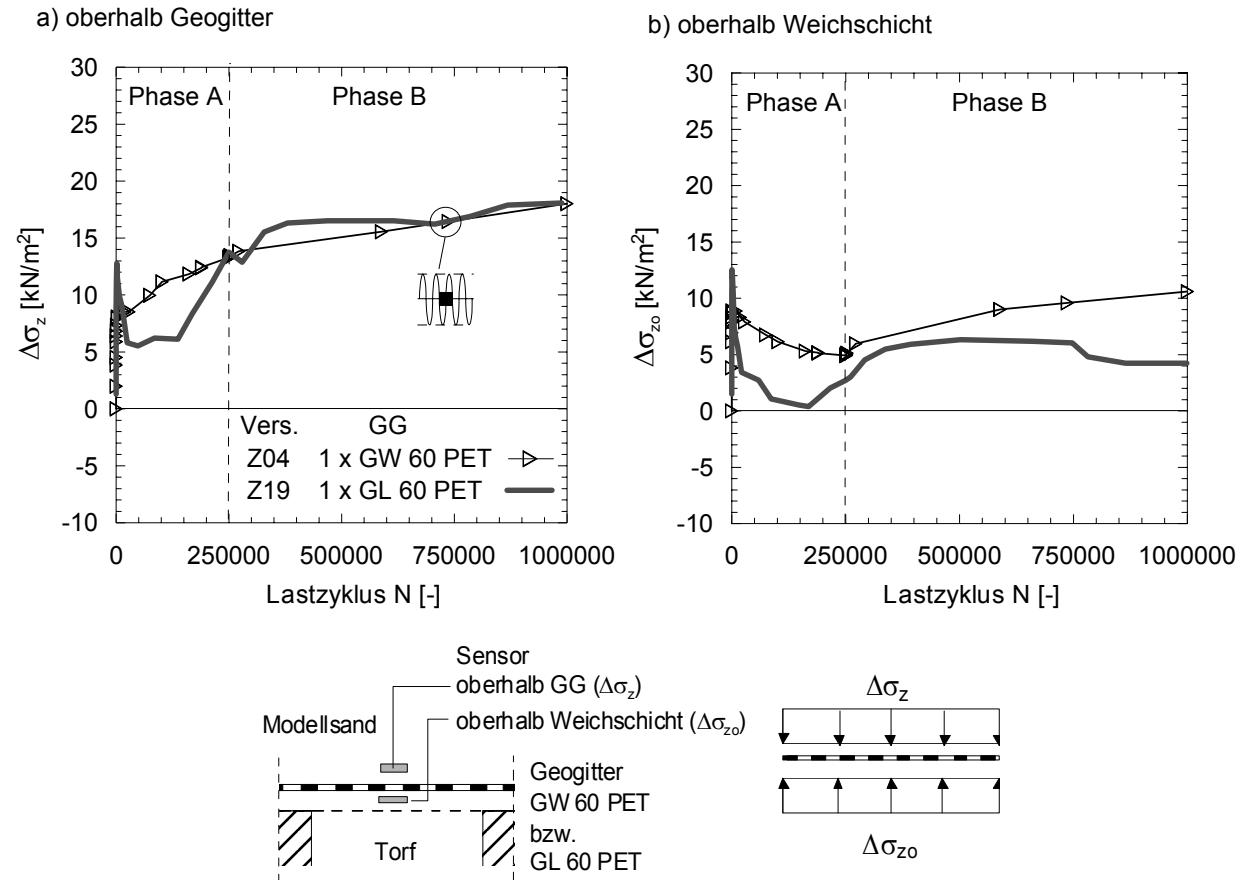


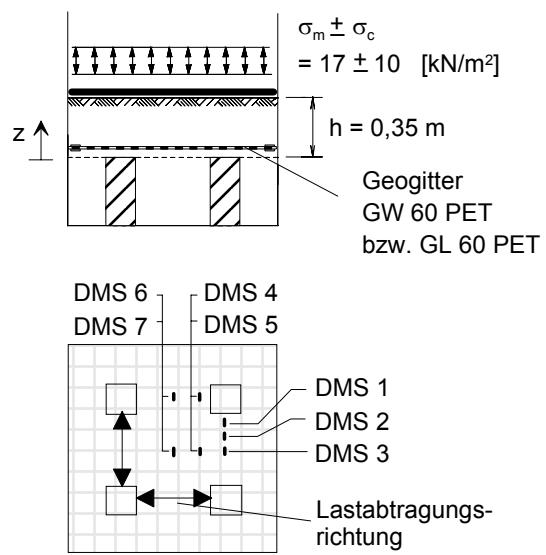
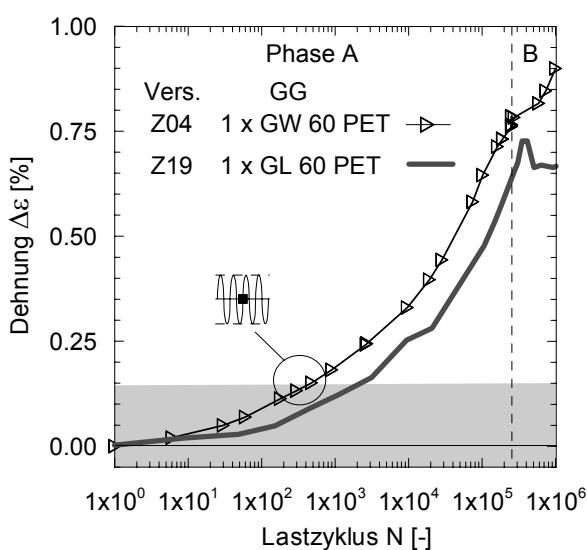
Bild 5.53: Spannungsanstieg ober- und unterhalb der Bewehrungslage während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6 für Geogitter GW 60 PET und GL 60 PET bei einlagiger Bewehrung

Bild 5.54 zeigt eine Gegenüberstellung der während der zyklischen Phasen A und B gemessenen Dehnungszuwächse bei einlagiger Bewehrung mit Geogittern vom Typ GW 60 PET und GL 60 PET. Auch für das Geogitter GL 60 PET zeigt sich eine deutliche Lastabtragung über die Pfahlzwischenräume. Die Kurvenverläufe sind qualitativ gleich. Quantitativ ist der Dehnungsanstieg im Pfahlzwischenbereich (DMS 1, 2, 3) bei Geogitter GL 60 PET geringer. Auffällig ist, dass für Geogitter GL 60 PET an den Messpositionen (DMS 4, 5) die Dehnungen nach 100.000 Lastzyklen deutlich ansteigen. Die an der Lastabtragung beteiligte Breite ist bei Geogitter GL 60 PET größer.

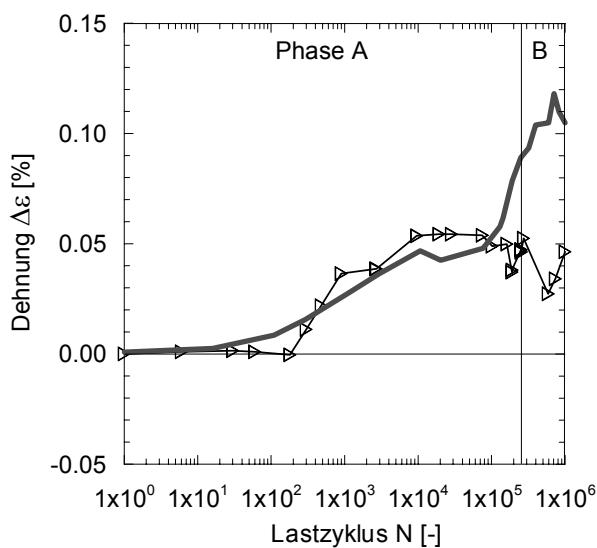
Ein signifikanter Unterschied, der ausschließlich auf die Produktstruktur zurückzuführen ist, ist bei der hier untersuchten Versuchskonfiguration mit starrer Lastplatte unter langzeitiger zyklisch-dynamischer Belastung nicht eindeutig festzustellen. Die Versuche weisen darauf

hin, dass bei vornehmlich vertikaler Beanspruchung eines Geogitters und membranartiger Lastabtragung insbesondere die verbaute Dehnsteifigkeit einen großen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten hat. Ebenso kann der durch eine mehrlagige Bewehrungsanordnung aktivierte Strukturverbund das Systemverhalten positiv beeinflussen. Eine weitergehende Unterscheidung zwischen den Einflüssen aus der Dehnsteifigkeit, dem Strukturverbund und der Produktstruktur ist mit der vorhandenen Versuchsdichte nicht möglich. Zur Differenzierung der Einflussparameter sind ggf. weiterführende Versuche erforderlich.

a) max. ε (DMS 1 bis 3)



b) max. ε (DMS 4 und DMS 5)



c) max. ε (DMS 6 und DMS 7)

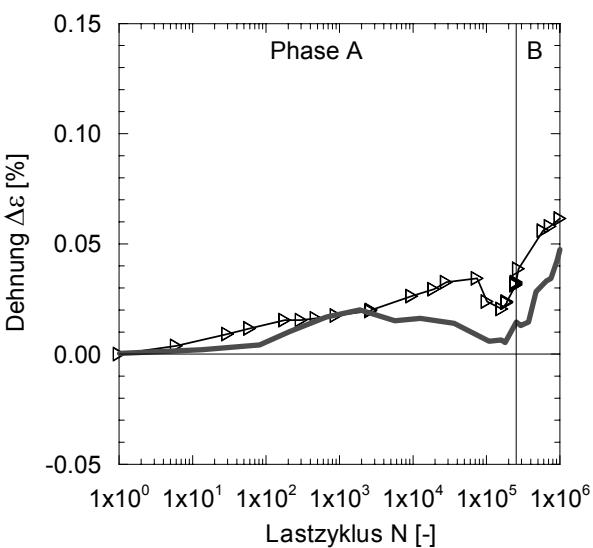


Bild 5.54: Anstieg der Geokunststoffdehnungen während der Phasen A und B nach Bild 5.6 für Geogitter GW 60 PET und Geogitter GL 60 PET bei einlagiger Bewehrung

5.4 Zusammenfassende Bewertung der Modellversuchsergebnisse zur Gewölbeausbildung unter nichtruhender Belastung

5.4.1 Qualitative Beurteilung

Mit Hilfe der Modellversuche ist eine Identifizierung der Haupteinflussgrößen für eine Gewölbereduktion infolge zyklisch-dynamischer Einwirkungen möglich. Tabelle 5.5 gibt einen Überblick über diese und bewertet sie qualitativ hinsichtlich der Gewölbestabilität.

Tabelle 5.5: Qualitative Bewertung der Haupteinflussgrößen

Parameter	Zyklik	Anz. GG	Gewölbestabilität bzw. Lastumlagerung			max. GG-Dehnung (Lastschema I)	
Einbauhöhe h [m]			0,35	0,70	1,00	0,35	1,00
Verhältnis h/s [-]			0,5	1,0	1,42	0,5	1,42
Frequenz f [Hz]	1 Hz	0 GG	-	0	0		
	5 Hz		--	-	0		
Amplitude σ_c [kN/m^2]	+/- 5		0		+		
	+/- 10		-		0		
	+/- 20		--		-		
Mittelspannung σ_m [kN/m^2]	17		-		0		
	50		0		+		
Anzahl Geogitter n [-]	1 bzw. 5 Hz	1 GW 60 PET	-		0	1,15	0,44
	+/- 10	2 GW 60 PET	0		+	0,42	0,38
		3 GW 60 PET	+		+	0,32	0,22
Bettungsausfall		1 GW 180 PVA	+		+	0,34	0,42
		3 GW 60 PET	--		-	>>0,5 (*)	>>0,5 (*)

(*) max. beanspruchte DMS während des Versuchs ausgefallen

-- = deutlich schlechter - = schlechter 0 = keine Auswirkungen + = besser

Insbesondere geringe Einbauhöhen, große Frequenzen und große Lastamplituden führen zu einer Gewölbereduktion. Eine günstige Auswirkung hat eine große Überdeckungshöhe, da ein Abbau der zyklisch-dynamischen Last durch innere Reibungskräfte über die Tiefe der Über-

deckung erfolgen kann. Darüber hinaus kann durch die Verlegung horizontaler Geogitterlagen das Systemverhalten deutlich verbessert werden.

5.4.2 Beurteilung der Gewölbeausbildung unter zyklisch-dynamischer Belastung im unbewehrten GEP-System

Zur weiteren Auswertung der Versuchsergebnisse wird das Verhältnis Lastumlagerung vor nichtruhender Beanspruchung zur minimalen Lastumlagerung während der nichtruhenden Beanspruchung als Gewölbereduktionsfaktor κ eingeführt.

$$\kappa = \frac{E_{stat}}{E_{zykl}} \quad (5.2)$$

mit:
 E_{stat} Gewölbereduktionsfaktor (GRF)
 E_{zykl} Lastumlagerung (statisch) vor zyklischer Phase
 E_{zykl} minimale Lastumlagerung während zyklischer Phase

Die sich unter statischer Belastung σ_{stat} bei vollständiger Gewölbeausbildung einstellende Lastumlagerung E_{stat} kann dabei aus den Pfahlkraftmessungen σ_{zs}^{stat} gemäß Gleichung (5.3) sowie aus den Spannungsmessungen σ_{zo}^{stat} gemäß Gleichung (5.4) abgeleitet werden, siehe auch Bild 5.55a. Die Ermittlung der infolge zyklisch-dynamischer Beanspruchung vermindernden Lastumlagerung E_{zykl} (Gewölbereduktion) erfolgt analog, siehe Gleichungen (5.5) und (5.6) sowie Bild 5.55b.

$$E_{stat} = \frac{\sigma_{zs}^{stat} \cdot A_S}{(\gamma \cdot h + \sigma_{stat}) \cdot A_E} \quad (5.3)$$

$$E_{stat} = 1 - \sigma_{zo}^{stat} \cdot \frac{A_E - A_S}{(\gamma \cdot h + \sigma_{stat}) \cdot A_E} \quad (5.4)$$

$$E_{zykl} = \frac{\sigma_{zs}^{zykl} \cdot A_S}{(\gamma \cdot h + \sigma_{zykl}) \cdot A_E} \quad (5.5)$$

$$E_{zykl} = 1 - \sigma_{zo}^{zykl} \cdot \frac{A_E - A_S}{(\gamma \cdot h + \sigma_{zykl}) \cdot A_E} \quad (5.6)$$

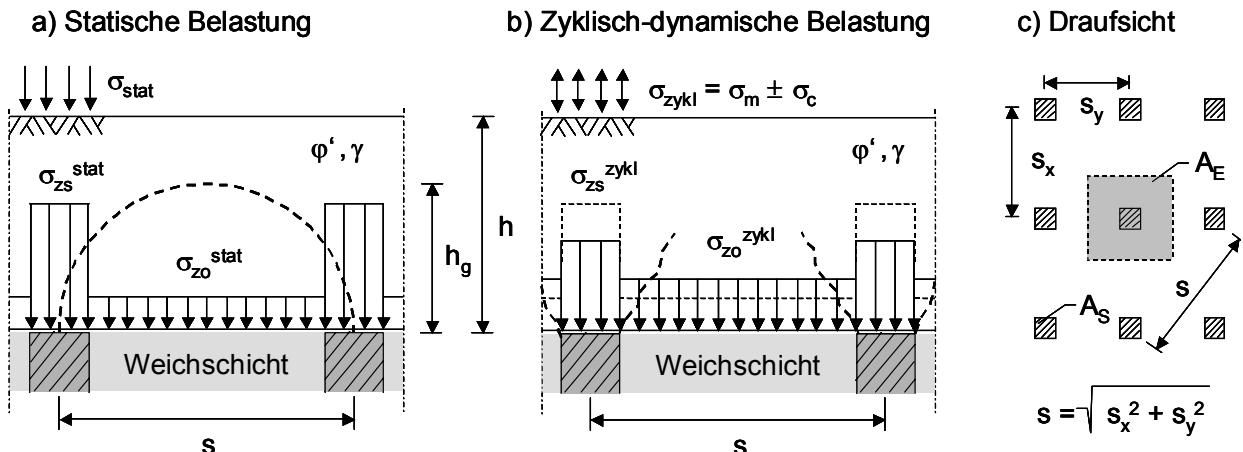


Bild 5.55: Spannungsumlagerung in der Aufstandsebene bei (a) statischer und (b) zyklisch-dynamischer Belastung sowie (c) Systemdraufsicht für ein Rechteckraster

Wertet man die unbewehrten zyklischen Modellversuche (Z01, Z02, Z03, Z17, Z18) für diese Vorgehensweise aus, so kann der Gewölbereduktionsfaktor κ über das Geometrieverhältnis h/s in Abhängigkeit der Frequenz f und der Amplitude σ_c dargestellt werden, siehe Bild 5.56. Die ermittelten Kurven für den Gewölbereduktionsfaktor κ beziehen sich dabei auf den Zeitpunkt des Mittelspannungsdurchgangs.

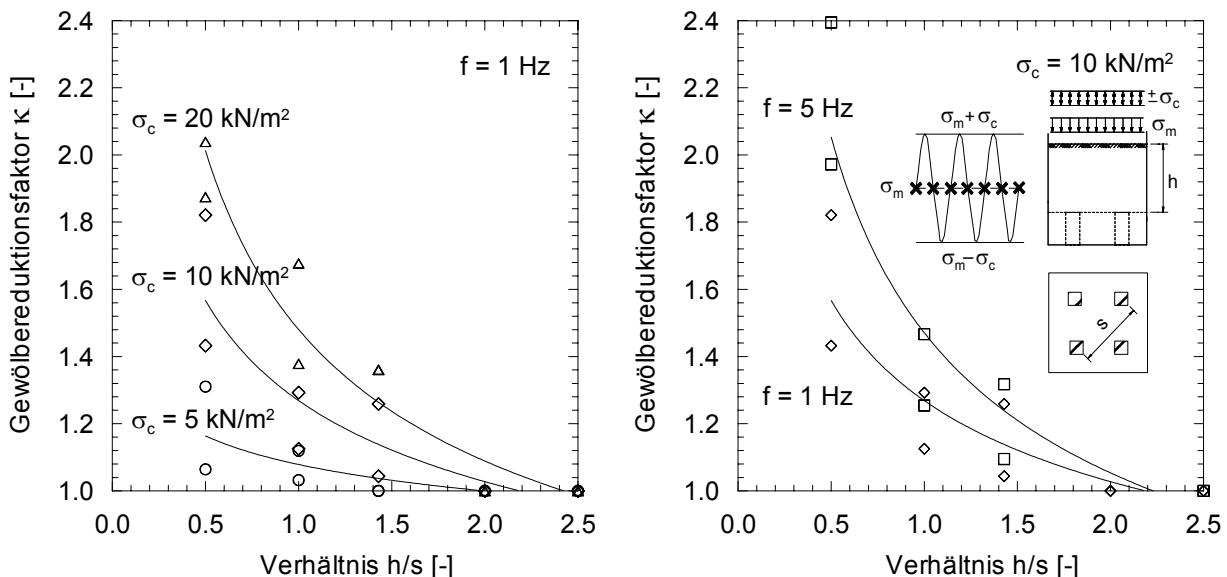


Bild 5.56: Gewölbereduktionsfaktor κ für den Zeitpunkt des Mittelspannungsdurchgangs in Abhängigkeit des Verhältnisses h/s , der Amplitude σ_c und der Frequenz f

Da für die praktische Bemessung des Systems der Zeitpunkt des Maximalspannungsdurchgangs maßgebend ist, wurden in analoger Vorgehensweise die Versuche für den Maximaldurchgang ausgewertet, siehe Bild 5.57.

Mit Hilfe der Diagramme ist eine quantitative Beurteilung der Gewölberückbildung in Abhängigkeit der Systemgeometrie und der zyklisch-dynamischen Belastungsrandbedingungen möglich.

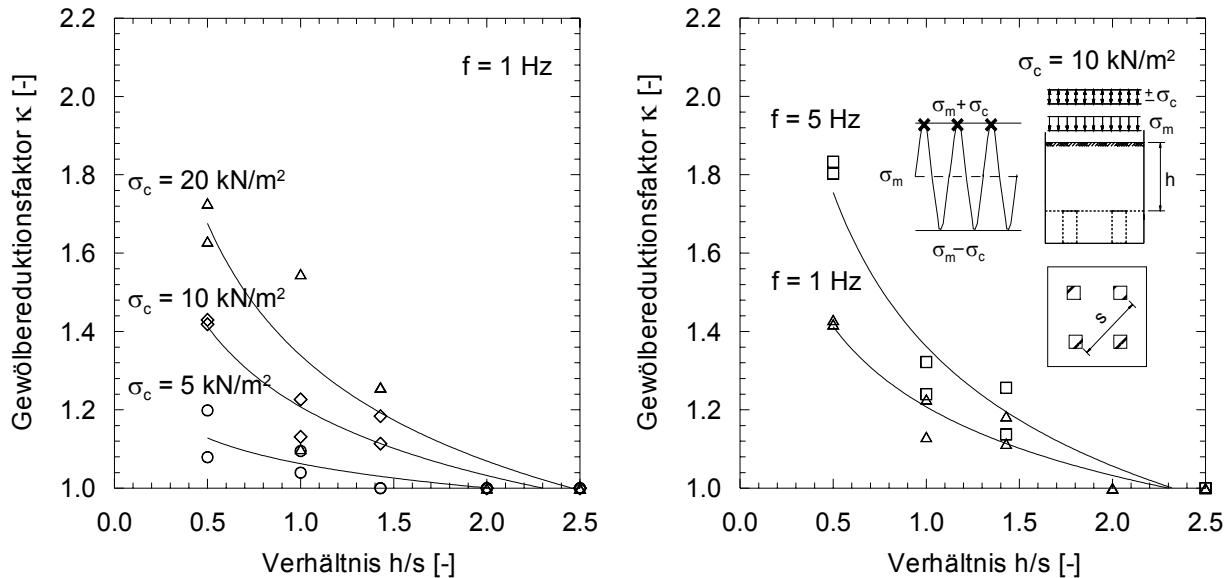


Bild 5.57: Gewölbereduktionsfaktor κ für den Zeitpunkt des Maximalspannungsdurchgangs in Abhängigkeit der Frequenz f , der Amplitude σ_c und des Verhältnisses h/s

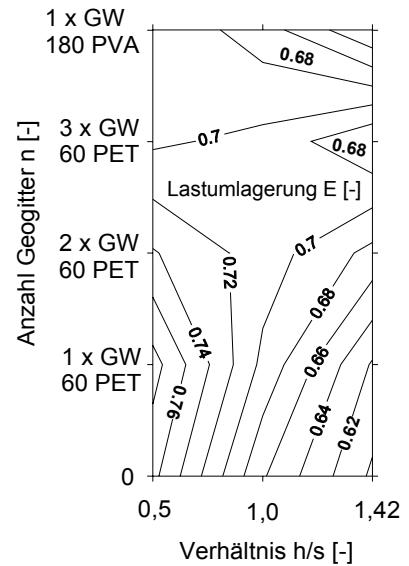
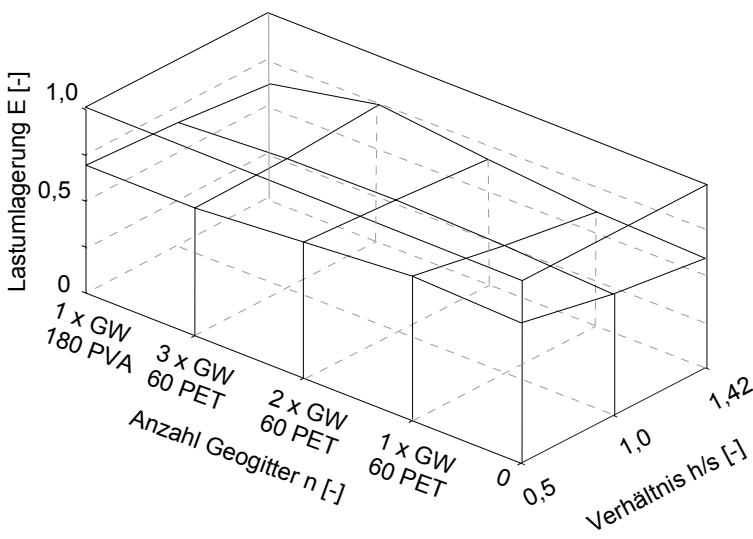
Aufbauend auf den aus den Modellversuchen abgeleiteten Diagrammen für den Gewölbereduktionsfaktor wird in Abschnitt 8 ein vereinfachtes analytisches Verfahren beschrieben, mit dem die infolge nichtruhender Beanspruchung erhöhten vertikalen Spannungen auf die Weichschicht bestimmt werden können. Grundlage für das Verfahren bildet das analytische Gewölbemodell nach Zaeske (2001).

5.4.3 Beurteilung der Wirkungsweise einer ein- bis dreilagigen Geogitterbewehrung unter zyklisch-dynamischer Belastung

Durch das Einlegen horizontaler Geogitterlagen kann die Gewölberückbildung unter zyklisch-dynamischen Belastungen vermindert werden. Die Geogitter bewirken eine Systemversteifung im Bereich der Pfahlkopfebene. Sie spannen sich insbesondere in den Pfahlzwischenbereichen (vgl. Bild 5.33) und erzeugen eine zusätzliche linienförmige Auflagerung zwischen den Pfahlköpfen die zu einer größeren Gewölbestabilität führt. Mit zunehmender Geogitterlagenanzahl und zunehmender Dehnsteifigkeit der eingebauten Bewehrung nimmt dieser Effekt zu. Bild 5.58 zeigt die Lastumlagerung vor und im Anschluss an die zyklische Belastung nach Lastschema I für verschiedene Bewehrungssituationen. Das dreilagig

GW 60 PET bewehrte System und das einlagig GW 180 PVA bewehrte System führen zu einer eindeutigen Erhöhung der Lastumlagerung.

a) vor zyklischer Belastung



b) nach zyklischer Phase B

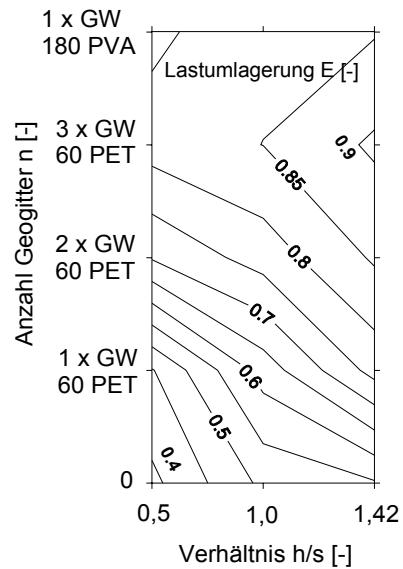
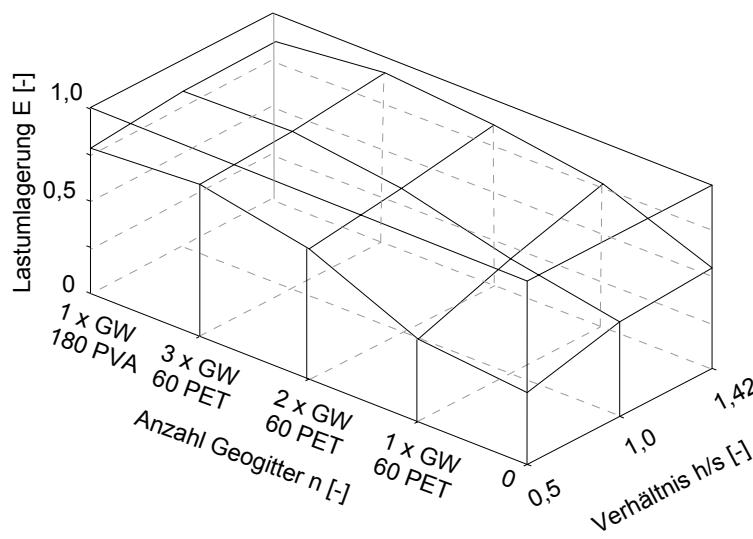
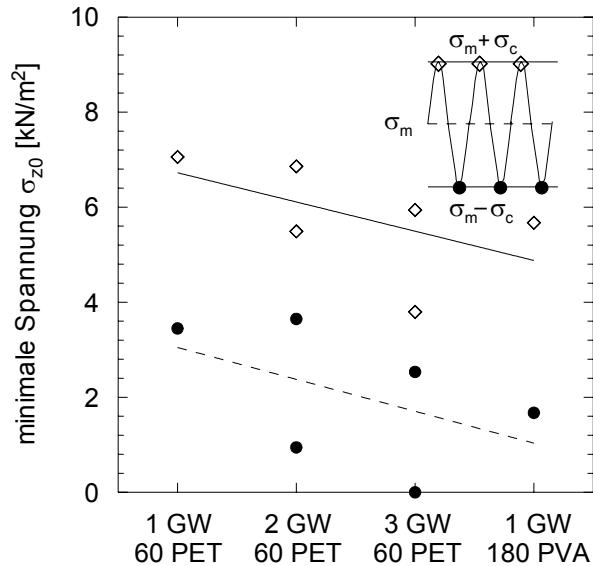


Bild 5.58: Lastumlagerung auf die Pfähle für verschiedene Bewehrungsanordnungen bezogen auf den Mittelspannungsdurchgang; (a) vor zyklischer Belastung und (b) im Anschluss an Belastungsphase B (5Hz) nach Lastschema I

Mit zunehmender Versuchsdauer verstärkt sich in den einzelnen Bewehrungslagen der Membraneffekt und die Lastumlagerung auf die Pfähle wird erhöht (siehe auch Abschnitt 5.3.3). Die mittragende Bettungswirkung der Weichschicht geht mit zunehmender Versuchsdauer verloren. Bild 5.59 zeigt die während der Versuche gemessene minimale Spannung auf die Weichschicht. Für die Zeitpunkte der Systementlastung, d.h. die sinusförmige Belastung

entspricht der Grundlast ($\sigma_m - \sigma_c$), ist teilweise ein vollständiger Bettungsausfall festzustellen. Zum Zeitpunkt der Maximallaststellung ($\sigma_m + \sigma_c$) tritt ein Bettungsausfall in den Modellversuchen hingegen noch nicht ein.

a) Einbauhöhe $h = 0,35 \text{ m}$ bzw. $h/s = 0,5$



b) Einbauhöhe $h = 1,00 \text{ m}$ bzw. $h/s = 1,42$

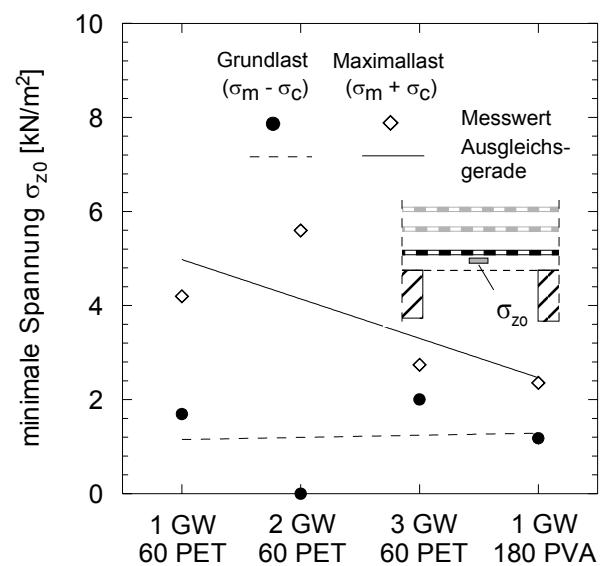


Bild 5.59: Gemessene minimale Spannung oberhalb der Weichschicht während der zyklischen Phasen A und B nach Bild 5.6

Für mehrlagige Bewehrungsanordnungen konnte unter statischen und zyklisch-dynamischen Belastungen eine deutliche Abnahme der Geogitterbeanspruchung über die Höhe festgestellt werden. Die prozentuale Verteilung der Beanspruchung ist in Abschnitt 5.3.3 erläutert.

Neben elastischen Geogitterdehnungen wurden insbesondere plastische Verformungen festgestellt. Als Ursache für den Anstieg der Geogitterdehnungen während der zyklischen Belastung konnten Kriecheffekte, eine erhöhte vertikale Belastung infolge Gewölbereduktion sowie ein mit der Zeit eintretender Bettungsverlust identifiziert werden.

Während der zyklisch-dynamischen Belastung traten darüber hinaus große Systemverformungen auf, die auf Verdichtungseffekte im Boden sowie auf die Geogitterverformungen und die Weichschichtsetzungen selber zurückzuführen waren.

Im Vergleich zu den unbewehrten Modellversuchen konnten die Systemverformungen durch das Einlegen von Geogittern um bis zu 50 % reduziert werden, siehe Abschnitte 5.3.3, 5.3.4 und 5.3.9.

6 Modellversuche am Dammquerschnitt

6.1 Versuchsrandbedingungen, Zielsetzung und Versuchsprogramm

Der Modellversuchsstand M2 bildet den Böschungsbereich einer GEP-Dammkonstruktion im ebenen Verformungszustand ebenfalls etwa im Maßstab 1:3 ab, siehe hierzu auch Bild 5.1. Zielsetzung der Versuche ist die Identifizierung der Ausbreitung der nichtruhenden Belastung im Dammkörper und der Spreizdruckentwicklung im Böschungsbereich. Bild 6.1 zeigt den Versuchsstand mit den gewählten Randbedingungen und der eingebauten Messtechnik.

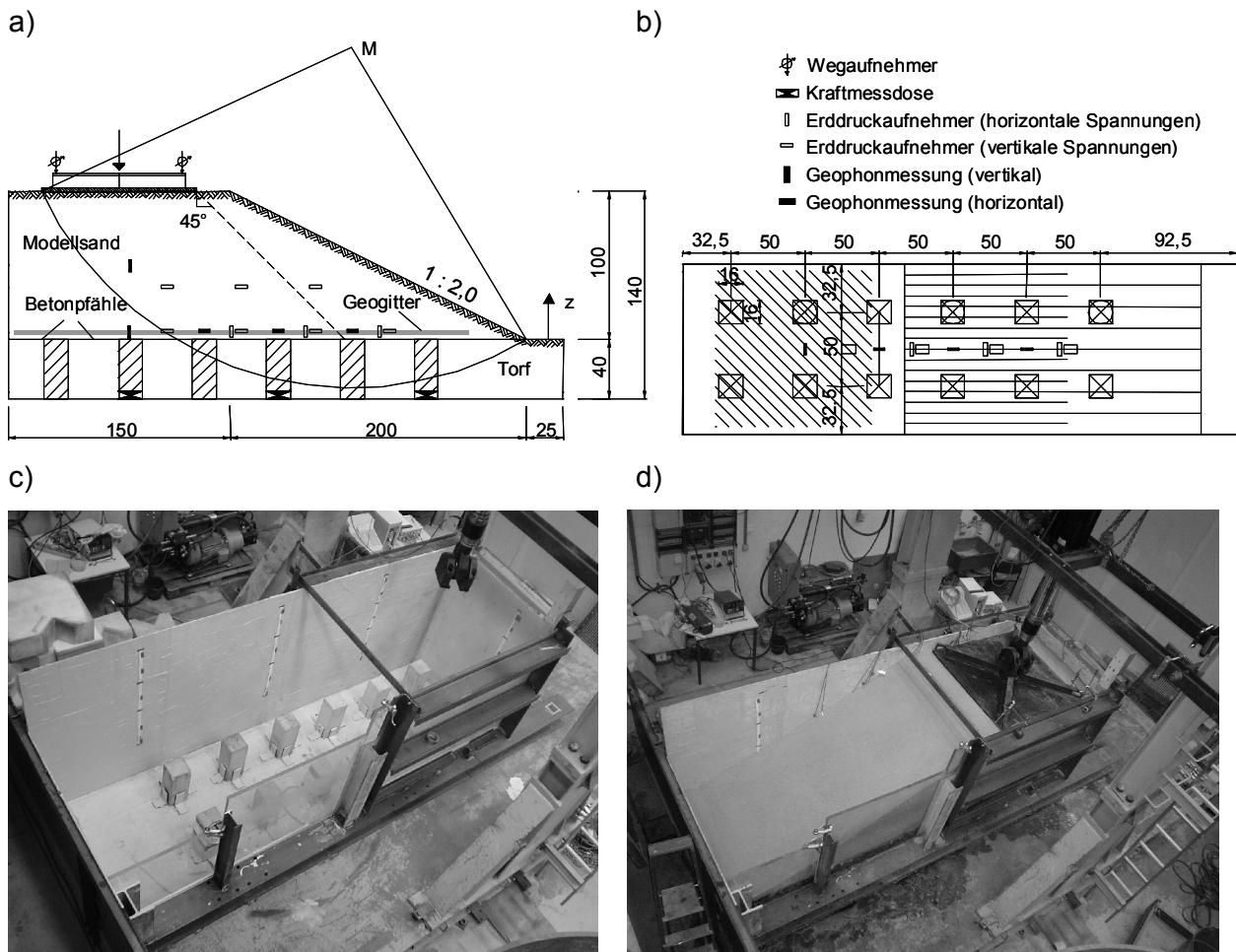


Bild 6.1: Modellversuchsstand M2 – Dammquerschnitt; a) Schnitt; b) Draufsicht; c) Ansicht vor Versuchseinbau; d) Ansicht eingebauter Versuch vor Versuchsbeginn

Der Versuchskasten besteht aus einer rechteckigen Grundplatte mit den Abmessungen 3,25 m x 1,15 m, auf der 12 quadratische Betonpfähle (Beton C 12/15) mit Seitenlängen von 16 cm und Höhen von 40 cm mittels Stahlprofilen fixiert sind. Analog zu Modellversuchsstand M1 wurde der Bereich zwischen den Pfahlelementen zur Simulation der setzungsempfindlichen Bodenschicht mit Torf verfüllt und der oberhalb der Pfahlkopfebene befindliche

Dammaufbau mit PSS/FSS vereinfacht durch einen homogenen Modellsandaufbau simuliert. Die verwendete Messtechnik (Erddruck-, Kraft-, Wegsensoren) entsprach den Versuchen aus Modellversuchsstand M1, siehe Abschnitt 5. Zusätzlich fanden Schwingungsmessungen mit Hilfe von Geophonen und eine vereinfachte, fotobasierende Messmethode zur Bestimmung der Systemverformungen statt.

Insgesamt wurden zwei Versuche (D01 und D02) durchgeführt, die sich durch die Anzahl der eingebauten Geokunststofflagen (GW 60 PET) unterschieden. Beide Versuche wurden sowohl zyklisch als auch statisch belastet. Da im Vordergrund dieser Untersuchungsreihe das Systemverhalten unter statischen Lasten am Gesamtsystem stand, wurde nur eine kurze zyklische Belastungsphase durchgeführt. Dadurch konnte die zyklische Vorbeanspruchung des Systems gering gehalten werden, gleichzeitig waren aber auch qualitative Aussagen zum zyklischen Systemverhalten möglich. Das gewählte Belastungsschema III ist in Bild 6.2 dargestellt.

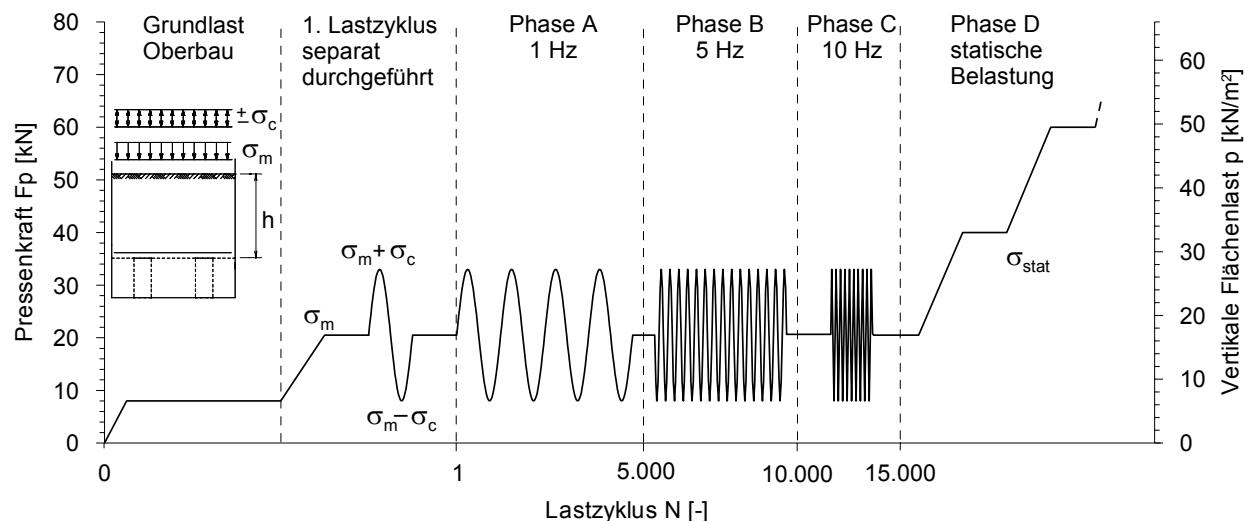


Bild 6.2: Belastungsschema III für die Modellversuche M2 am Dammquerschnitt (Versuche D01 und D02)

Zusätzlich zu diesen beiden Versuchen wurde ein Ergänzungsversuch (D03) zur Untersuchung der Lastabtragung im Geogitter bei Anordnung der Pfahlelemente in einem Dreieckraster durchgeführt. Der Mittelbereich des Versuchsstandes wurde hierfür durch eine Stahlwand vom Rest des Versuchsstandes abgetrennt und das Raster der Tragelemente verändert, siehe auch Abschnitt 6.4.

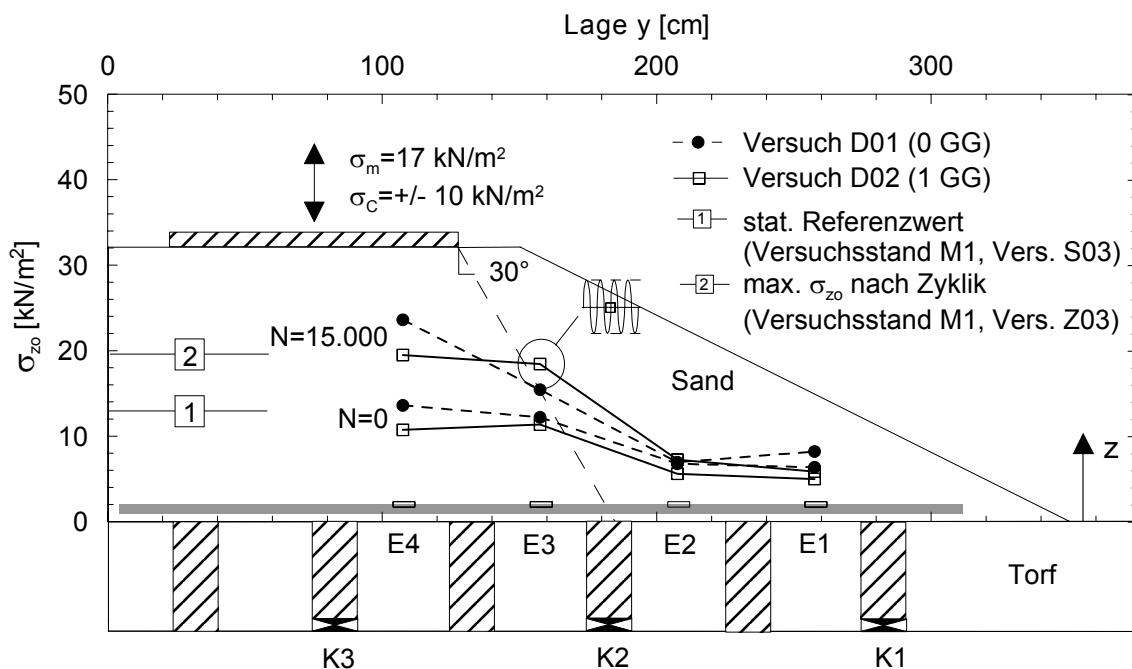
Tabelle 6.1 enthält eine Übersicht zum Versuchsprogramm für Modellversuchsstand M2.

Tabelle 6.1: Übersicht über das Modellversuchsprogramm für Modellversuchsstand M2

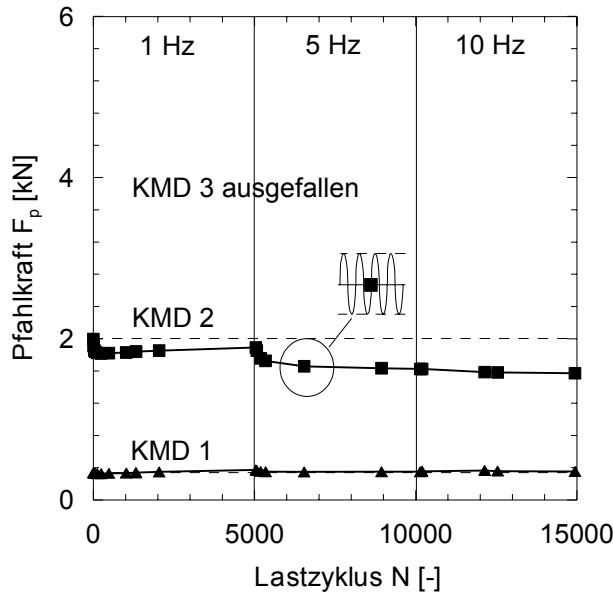
Nr.	Höhe h [cm]	Anzahl GG und Typ [-]	Belastungs- schema	$\sigma_m (\pm \sigma_c)$ [kN/m ²]	f [Hz]	Anmerkung
D01	100	0	III	17 (± 10)	1, 5, 10	Versuche zur Spreizdruckproblematik
D02	100	1 GW 60 PET	III	17 (± 10)	1, 5, 10	
D03	70	1 GW 60 PET	statisch	–	–	Pfähle im Dreieckraster

6.2 Untersuchung der Lastausbreitung im Böschungsbereich bei zyklischer Belastung (Phase A bis C) in den Versuchen D01 und D02

In den Versuchphasen A bis C unterlag das Dammsystem einer zyklischen Belastung mit Frequenzen von 1, 5 und 10 Hz. Analog zu den Versuchen nach Abschnitt 5 kann eine Geölbereduktion infolge der nichtruhenden Belastung festgestellt werden, siehe Bild 6.3. Die Rückbildung tritt schneller als bei den Versuchen am Pfahlrasterausschnitt ein, da eine seitliche Systemverformung im Böschungsbereich nicht behindert wird und dadurch vermehrt Kornumlagerungen im System stattfinden. Die Last breitet sich unterhalb der Lastplatte unter einem Winkel von etwa 30° aus.

**Bild 6.3:** Vertikale Spannungen oberhalb der Weichschicht bzw. oberhalb der Geogitterlage in den Versuchen D01 und D02 vor Phase A ($N = 0$) und im Anschluss an Phase C ($N = 15.000$) nach Bild 6.2

a) Versuch D01 (0 GG)



b) Versuch D02 (1 GG)

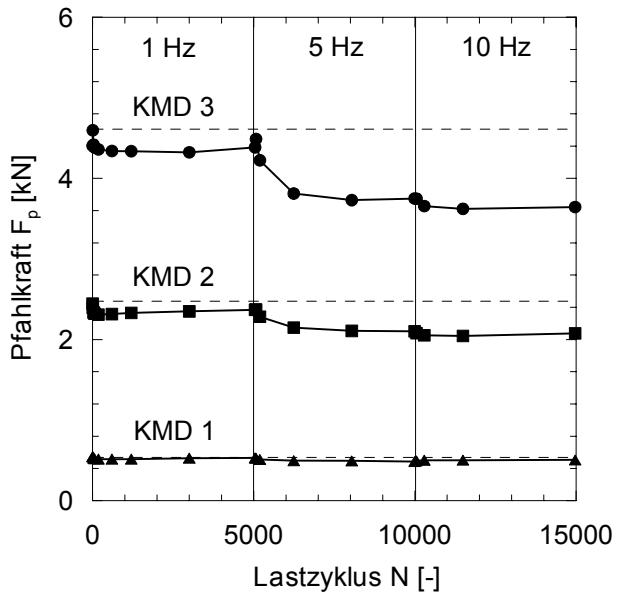


Bild 6.4: Pfahlkräfte während der zyklischen Lastphasen A bis C nach Bild 6.2 in den Versuchen D01 und D02

Aus den Messergebnissen der Pfahlkräfte (Bild 6.4) ist erneut zu erkennen, dass durch die eingelegte Geogitterlage die Lastumlagerung auf die Pfähle insgesamt erhöht wird. Die Pfahlkräfte gehen jedoch mit zunehmender Zyklenanzahl zurück. Insbesondere der Wechsel von der 1 Hz- in die 5 Hz-Belastungsfrequenz führt zu einer Reduzierung der Umlagerung.

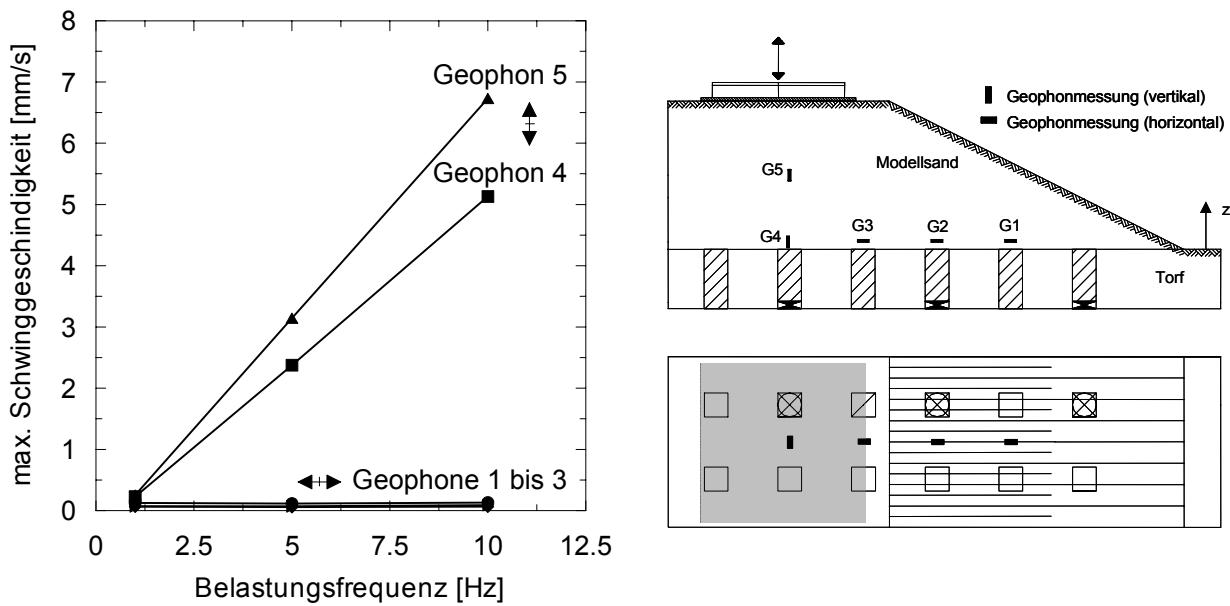


Bild 6.5: Maximale Schwinggeschwindigkeit versus Belastungsfrequenz, Versuch D01

Die in den Bildern 6.5 und 6.6 dargestellten Ergebnisse der Geophonmessungen verdeutlichen die dynamischen Beanspruchungen innerhalb des Systems. Die Messungen fanden in vertika-

ler Richtung unterhalb der Lastpatte in Tiefen von 50 und 95 cm statt sowie an drei Stellen im Böschungsbereich in horizontaler Richtung 5 cm oberhalb der Weichschicht.

Unterhalb des Lasteinleitungsreiches steigt die dynamische Beanspruchung in vertikaler Richtung mit zunehmender Belastungsfrequenz an (Bild 6.5). Durch Dämpfungseffekte innerhalb des Korngefüges findet jedoch ein Abbau über die Tiefe statt.

Es fällt auf, dass eine Anregung der horizontalen Geophone oberhalb der Weichschicht kaum stattfindet. Selbst während der dynamisch ungünstigsten Lastphase C, in der die Belastung mit einer 10 Hz-Erregerfrequenz auf das System aufgebracht wird, sind horizontale Schwinggeschwindigkeiten kaum messbar, siehe Bild 6.6.

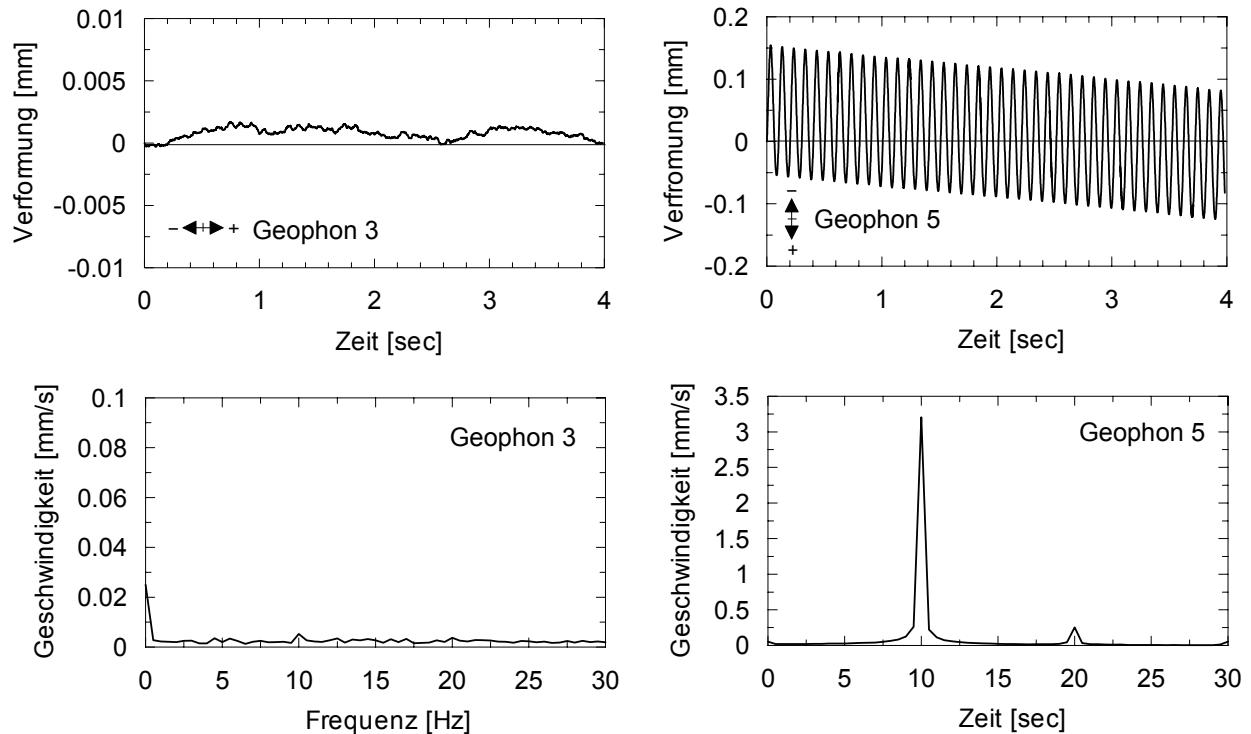


Bild 6.6: Ergebnisse der Schwinggeschwindigkeitsmessungen in Versuch D01 für Geophone 3 und 5 bei einer 10 Hz-Anregung (Phase C nach Bild 6.2)

Eine erste quantitative Bewertung der gemessenen vertikalen Schwinggeschwindigkeiten (Geophone 4 und 5) kann mit Hilfe der Nachweiskriterien der dynamischen Stabilität nach *Hu (2003)* erfolgen, siehe auch Abschnitt 3.5. Hierbei wird aus den gemessenen maximalen Schwinggeschwindigkeiten v die dynamische Scherdehnung γ nach Gleichung (6.1) abgeleitet und den in Bild 6.7 enthaltenen Grenzwerten gegenübergestellt.

Die gemessenen Werte für die 5 und 10 Hz Belastung befinden sich zwischen den Grenzwerten γ_{tl} und $\gamma_{tv,U}$, d.h. dass nach *Hu (2003)* die Konstruktion zwar hinsichtlich kurzzeitiger dy-

namischer Einwirkungen stabil ist, sich jedoch Scherdehnungen einstellen, die über die Zeit zu großen Langzeitsetzungen führen können.

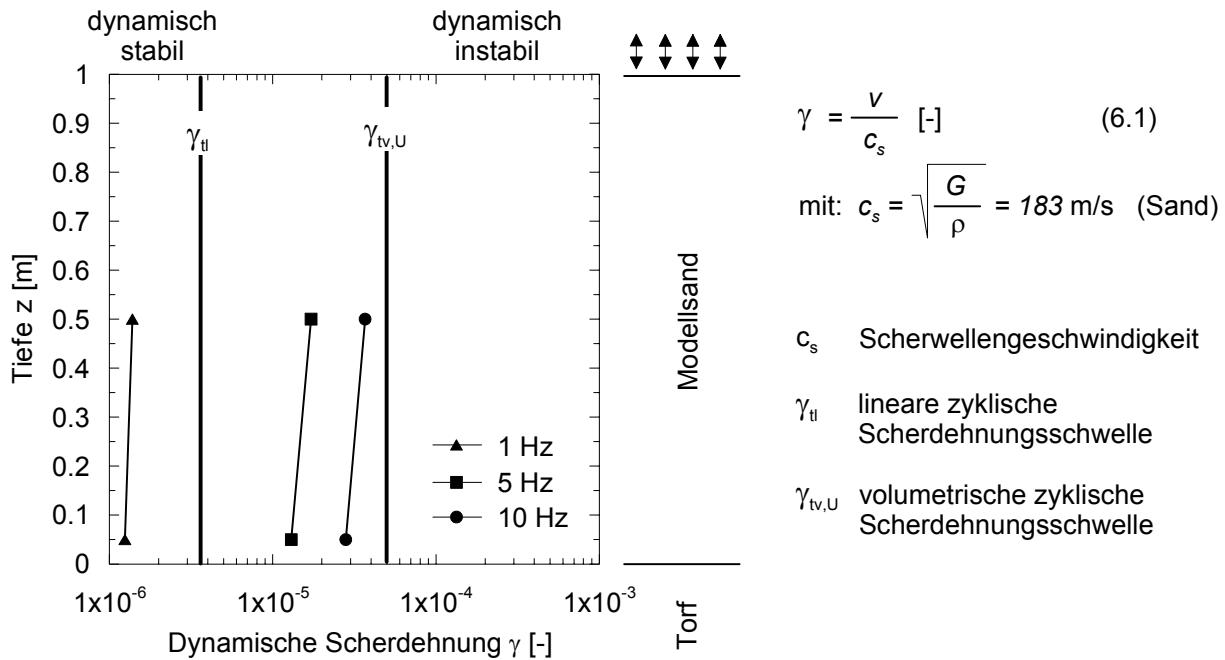


Bild 6.7: Beurteilung der dynamischen Stabilität des Dammmaterials bei den Modellversuchen unter zyklischer Belastung, nach *Hu (2003)*

Die Messwerte für die 1 Hz Belastung liegen im dynamisch stabilen Bereich, in dem sowohl kurzzeitige als auch langzeitige dynamische Einwirkungen vom Boden aufgenommen werden können. Im instabilen Bereich $\gamma > \gamma_{tv,U}$, der im vorliegenden Fall nicht erreicht wird, ist mit großen Scherdehnungen und schließlich einem Versagen schon unter kurzzeitiger zyklisch-dynamischer Einwirkung zu rechnen. Es sei darauf hingewiesen, dass die Kriterien noch nicht allgemein abgesichert und auf die Fragestellung der „Gewölberückbildung“ ggf. nur bedingt anwendbar sind.

6.3 Untersuchung der Spreizdruckentwicklung im Böschungsbereich unter statischer Belastung (Phase D) in den Versuchen D01 und D02

6.3.1 Darstellung ausgewählter Versuchsergebnisse

Im Anschluss an die zyklischen Belastungsphasen entsprechend Bild 6.2 fand in den Modellversuchen D01 und D02 eine statische Belastung statt. Die nachfolgenden Ausführungen erläutern das Verformungsverhalten und die Spreizspannungsausbildung im Böschungsbereich sowie die sich dabei entwickelnden Geokunststoffzugkräfte.

Bild 6.8 zeigt beispielhaft für Versuch D02 ein Ergebnis der fotooptischen Verformungsmessungen. Dargestellt sind die resultierenden Verschiebungen im Böschungsbereich bei einer statischen Höchstbelastung von $\sigma_{\text{stat}} = 100 \text{ kN/m}^2$.

a)



b)

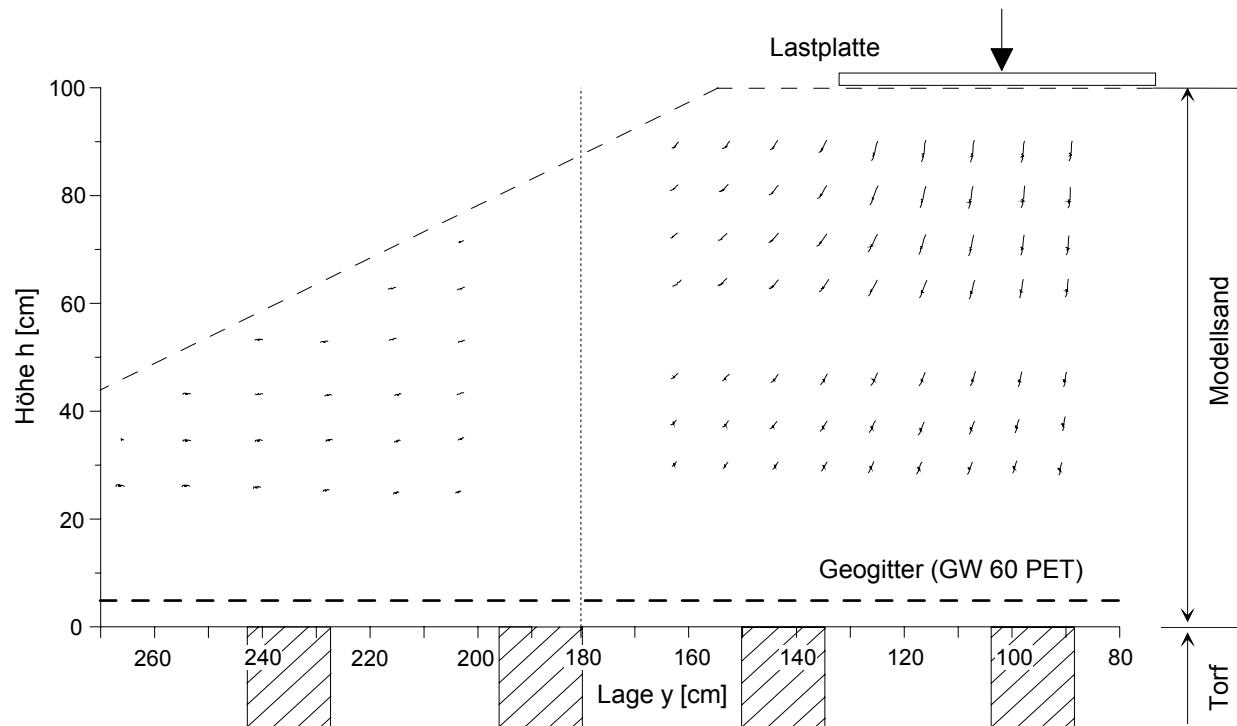


Bild 6.8: Fotooptische Verformungsmessung bei Versuch D02: a) Markierungspunkte im Versuchsstand vor Versuchsbeginn; b) Verformungspfade im Innen- und im Böschungsbereich am Ende der statischen Höchstlast $\sigma_{\text{stat}} = 100 \text{ kN/m}^2$

Man erkennt, dass unterhalb der Lastplatte insbesondere vertikale Setzungen auftreten, die zur Lastplatte hin größer werden, was ein Zeichen für Verdichtungseffekte innerhalb des

Korngefüges ist. Die vertikalen Setzungen in der Nähe des Geogitters entsprechen in etwa denen der Versuche nach Abschnitt 5. Im Böschungsbereich hingegen finden fast ausschließlich horizontale Verformungen statt. Vereinfacht kann angenommen werden, dass sich der in Bild 6.9 dargestellte Verschiebungs- und Bruchmechanismus einstellt. Unterhalb der Lastplatte wird ein Erdkeil eingedrückt, der seinerseits den im Bild 6.9 eingezeichneten Gleitkörper seitlich wegdrückt. Der Gleitkörper rutscht dabei oberhalb der Geokunststofflage in Richtung des Böschungsfußes ab, wobei sich innerhalb des Körpers passive Zonen ausbilden. Durch den Reibungsverbund zwischen Geokunststoff und Füllboden können hierbei Zugkräfte im Geokunststoff hervorgerufen werden.

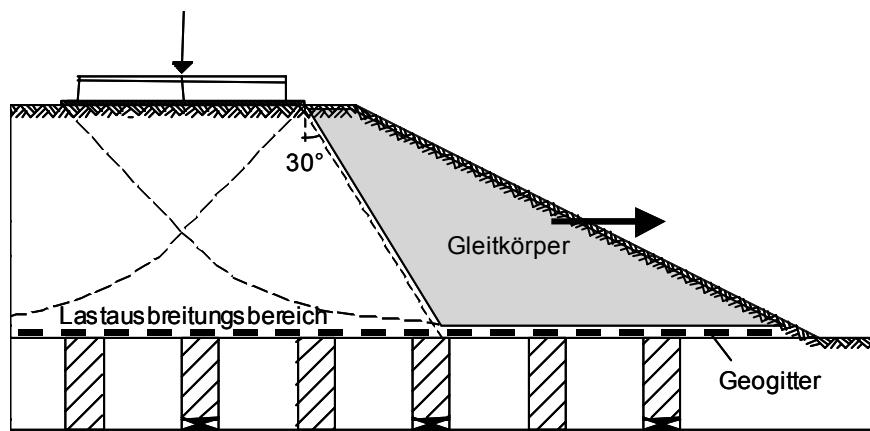


Bild 6.9: Vereinfachte Darstellung des sich einstellenden Bruchmechanismus in Anlehnung an Prandtl (1920)

Bild 6.10 zeigt die während der statischen Belastung gemessenen horizontalen Spannungen oberhalb der Geogitterbewehrung.

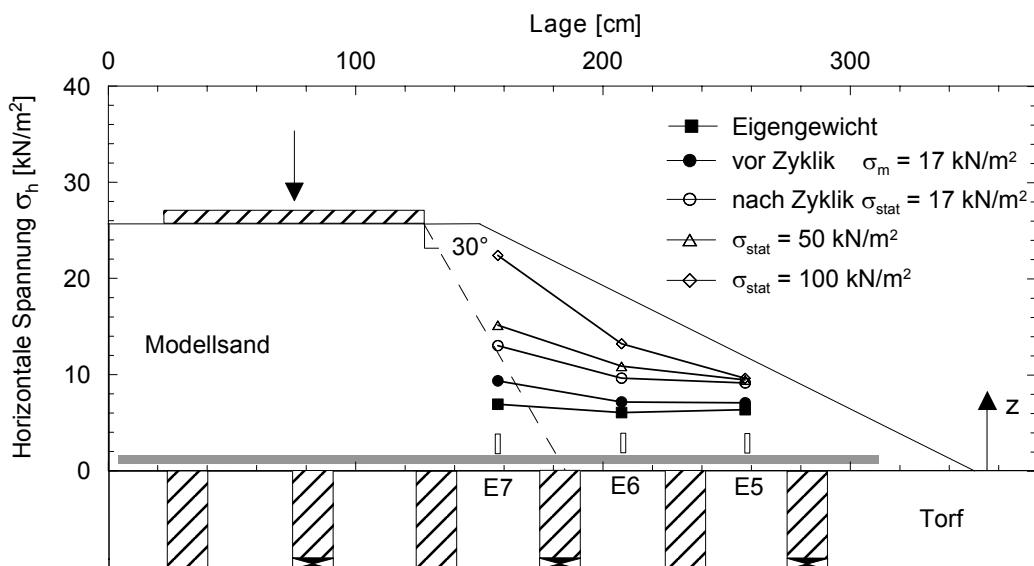


Bild 6.10: Horizontale Spannung σ_h oberhalb des Geogitters während der statischen Phase D nach Bild 6.2 für Versuch D02

In den Erddrucksensoren E5 und E6 außerhalb des direkten Lastausbreitungsbereiches werden horizontale Spannungen gemessen, die oberhalb des theoretisch berechneten Erdruckdrucks $e_{oh} = \gamma \cdot z \cdot (1 - \sin\varphi)$ liegen. Die erhöhten Spannungen können auf folgende Einflüsse zurückgeführt werden:

- Die seitliche „Aufschiebung“ des Böschungsbereiches (Bild 6.9) führt zur Ausbildung passiver Erddruckbereiche.
- Die Geogitterzugkraft wird im Böschungsbereich durch Verbundspannungen in den Modellsand eingeleitet. Die sich hierbei im Modellsand ausbildenden Verankerungsgewölbe führen in der direkten Umgebung des Geogitteres zu erhöhten Horizontalspannungen.

Dehnungsmessungen am Geogitter fanden in Versuch D02 an jeweils fünf Stellen im Pfahlzwischenraum sowie in der Diagonalenmitte statt. Analog zu den Modellversuchen nach Abschnitt 5 zeigt sich, dass das Geogitter hauptsächlich über die Pfahlzwischenbereiche die Lasten abträgt und im Bereich der Diagonalenmitte nur geringe Dehnungen auftreten, siehe Bild 6.11. Der aus den Spannungsmessergebnissen abgeleitete Lastausbreitungswinkel von 30° wird durch die Dehnungsmessungen bestätigt.

Hierbei muss angemerkt werden, dass es sich bei den in Bild 6.11 dargestellten Dehnungen nicht um die Maximalbeanspruchungen im Geogitter handelt. Die Hauptbeanspruchungen treten im Geogitter im Bereich der Pfahlköpfe auf und werden durch Umlenkkräfte verursacht. Ihr Wert kann bis zum Zweifachen der Werte des Mittelbereiches betragen.

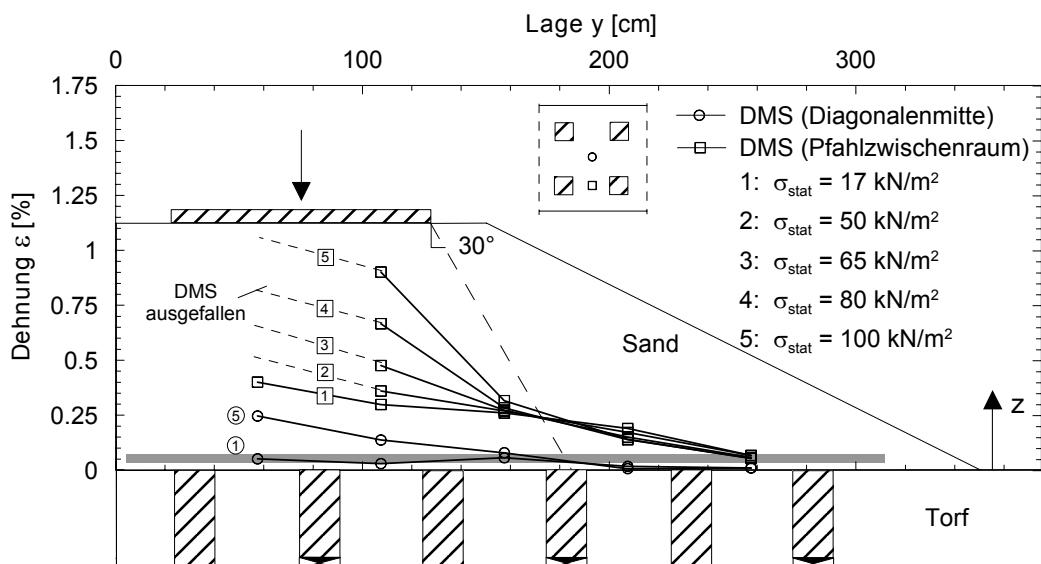


Bild 6.11: Dehnungen im Geogitter GW 60 PET während der statischen Phase D nach Bild 6.2 für Versuch D02

6.3.2 Zusammenstellung und Bewertung von Ansätzen zur Berücksichtigung von Spreizkräften im Böschungsbereich

6.3.2.1 Allgemeines

Die Aufnahme der Spreizkräfte, die im Bereich der Dammböschung auftreten, ist bei Dammbauwerken, Deponien oder Halden nachzuweisen. Bei der Abtragung der horizontalen bzw. sohlparallelen Kräfte, die für das Gleichgewicht des Systems erforderlich sind, entstehen Schubspannungen an der Dammaufstandsfläche, siehe auch Bild 6.12a.

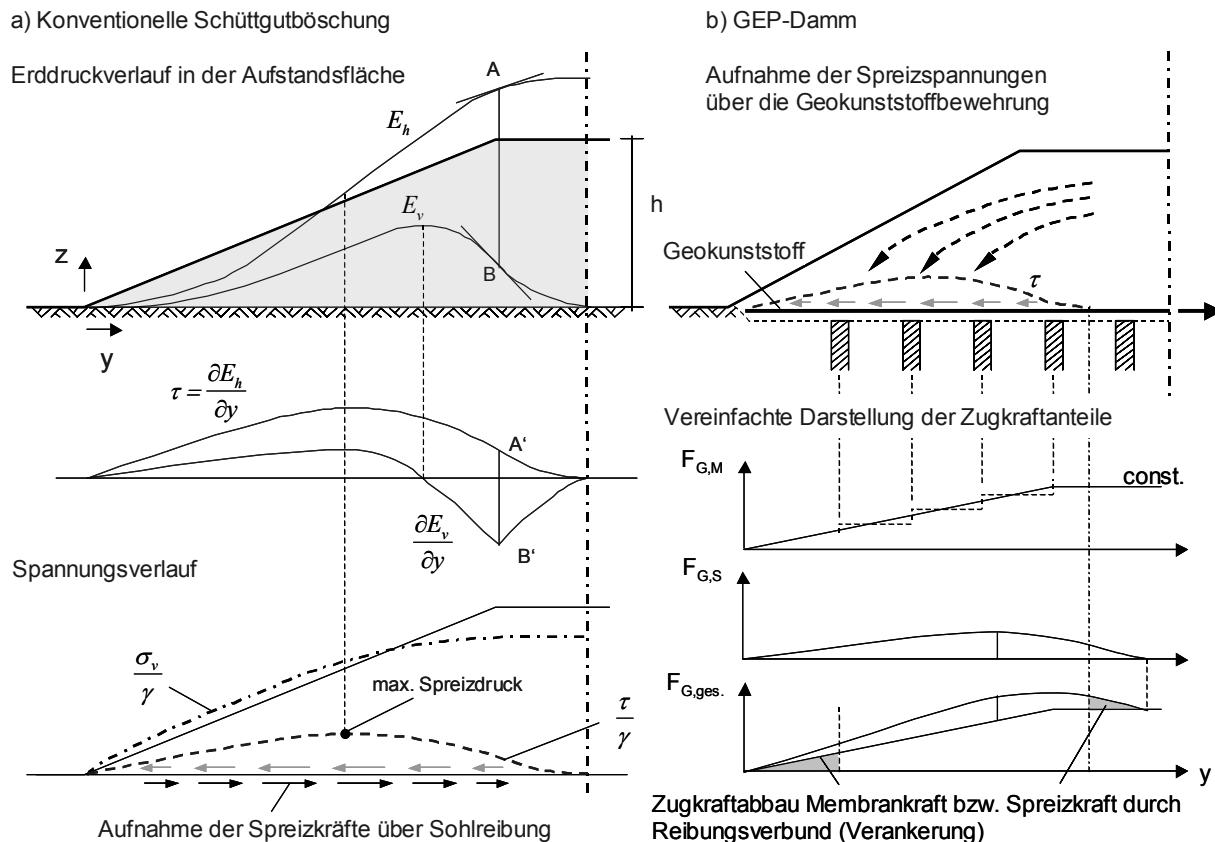


Bild 6.12: Spreizdruckproblematik bei (a) konventionellen Schüttgutböschungen und (b) GEP-Dämmen

Reicht die vorhandene Sohlreibung in der Aufstandsfläche nicht aus, um die Schubspannungen aufzunehmen, kann es zu einem Systemversagen in lokal begrenzten Bereichen oder auch zu einem globalen Versagen kommen, bei dem die Stabilität des Gesamtsystems nicht mehr gegeben ist. Der Spreizsicherheitsnachweis kann bei Deponien mit den Verfahren nach *Rendulic (1938)* oder *Brauns (1980)* geführt werden. Darüber hinaus sind neben den Schubspannungen weiterhin die durch die Spreizkräfte verursachten Horizontalverformungen zu untersuchen, z.B. mit Hilfe des Verfahrens nach *Tölke (1990)*; siehe auch Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2: Überblick über Ansätze zur Schubspannungs- und Verformungsermittlung in der Dammaufstandsfläche bei Schüttgutböschungen

Autor	Rendulic (1938) Engesser (1880)	Brendlin (1962) Brauns (1980)	Tölke (1990)
Skizze			
Anmerkung	<p>Graphisches Verfahren zur Schubspannungsermittlung. Erweiterung für geneigte Aufstandsflächen und durchströmte Dämme siehe Schwarz (1963) und Schormann (1972).</p>	<p>Bestimmung der Schubspannungen auf Grundlage des Mohrschen Spannungskreises. Erweiterung des Ansatzes für durchströmte Dämme von Kast (1985).</p>	<p>Bestimmung der horizontalen Verformungen in der Aufstandsfläche bei Annahme eines isotrop-elastischen Halbraumes und Vorgabe einer Schubbeanspruchung.</p>

Bei GEP-Dämmen können die im Böschungsbereich seitlich gerichteten Spreizkräfte in den i.d.R. unbewehrten Pfahlelementen zu einem Schubbruch- oder Biegeversagen führen. Hauptaufgabe der Geokunststoffbewehrung im Böschungsbereich ist es, die Schubkräfte aufzunehmen und zur Dammmitte rückzuverankern, damit die Pfahlbeanspruchung minimiert wird.

Hinsichtlich der Spreizdruckproblematik müssen derzeit bei GEP-Dammsystemen folgende Nachweise geführt werden:

- Nachweis des Geokunststoffes unter Berücksichtigung einer Spreizkraftbeanspruchung,
- Nachweis der Verankerungslänge im Böschungsbereich,
- Nachweis der Beanspruchung der Pfahlelemente.

Beim Nachweis des Geokunststoffes ist neben dem Anteil aus der Membranbeanspruchung des Geogitters $F_{G,M}$ auch ein Anteil aus der horizontalen Spreizkraftbeanspruchung $F_{G,S}$ zu berücksichtigen, siehe Bild 6.12b. Die Bestimmung der im Geokunststoff wirkenden Gesamtzugkraft $F_{G,ges}$ erfolgt dabei entkoppelt und kann nach drei Vorgehensweisen erfolgen. Einen Überblick über die derzeit vorhandenen Berechnungsansätze gibt Tabelle 6.3.

Tabelle 6.3: Überblick über analytische Ansätze zur Spreizkraftberücksichtigung bei GEP-Dämmen

Autor	Klassische Erddrucktheorie (KET)	Love et al. (2003)	Ochiai et al. (1996) bzw. Geduhn et al. (2005)
Skizze			
Formeln*	$F_{G,ges} = F_{G,M} + F_{G,S}$ mit: $F_{G,S} = E_{ah}$ $E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h - z) + q \right) \cdot (h - z) \cdot K_{ah}$	$F_{G,ges} = \max \begin{cases} F_{G,M} \\ F_{G,S} = E_{ah} \end{cases}$	$F_{G,ges} = F_{G,M} + F_{G,S}$ $F_{G,S} = E_{ah} - R$ $R = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot n \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot \tan \varphi'$
Anmerkung	Bestimmung der aktiven Erddruckkraft für den Schnitt durch die Böschungsschulter und pauschale Addition mit der Membrankraft; siehe auch BS 8006 (1995).	Annahme einer reibungsfreien Lagerung des Dammkörpers; Kräftegleichgewicht am geschnittenen Teilsystem und Ansatz des Maximums von Membrankraft oder Erddruckkraft nach KET.	Ansatz einer mitwirkenden Sohlreibungskraft unterhalb der Geogitterlage und Abminderung der nach KET bestimmten Erddruckkraft. Geduhn et al. (2005) enthält Ansatz für Verformungsabschätzung.

* Anmerkung: Abweichend von DIN 1054 wird die Geokunststoffzugkraft mit „F“ bezeichnet.

Bei allen Verfahren wird in einem ersten Berechnungsschritt der Zugkraftanteil aus Membranwirkung $F_{G,M}$ unter Berücksichtigung einer Gewölbeausbildung im Dammkörper separat berechnet. Die hierfür zur Verfügung stehenden analytischen Verfahren sind in Tabelle 2.1a/b zusammengestellt, wobei nachfolgend nur das in *Empfehlung 6.9 (2006)* enthaltene Gewölbe- und Membranmodell nach Zaeske (2001) herangezogen wird.

Ebenso wird bei allen Verfahren in einem zweiten Berechnungsschritt die Spreizkraftbeanspruchung $F_{G,S}$ auf Grundlage der klassischen Erddrucktheorie ermittelt. Die Berechnung der Gesamtzugkraft $F_{G,ges}$ erfolgt in den drei Verfahren unterschiedlich. Während BS 8006 (1995) eine Addition beider Anteile empfiehlt, ist nach Love et al. (2003) (bzw. siehe auch Maihold et al., 2003) nur der Maximalwert von beiden Anteilen anzusetzen. Nach Ochiai et al. (1996) kann die Spreizkraftbeanspruchung durch den Ansatz einer mitwirkenden Sohlreibungskraft abgemindert werden, siehe Tabelle 6.3.

Bekannt ist, dass der derzeit geläufigste analytische Ansatz auf Grundlage der klassischen Erddrucktheorie (siehe *BS 8006 (1995)*) insbesondere bei großen Dammhöhen zu stark auf der sicheren Seite liegenden Geokunststoffzugkräften führt. Die durchgeführten Modellversuche D01 und D02 stellen vor diesem Gesichtspunkt ad-hoc Versuche dar und sollen eine Beurteilung der vorhandenen Spreizdruckansätze ermöglichen.

6.3.2.2 Bewertung der Spreizkraftansätze auf Grundlage der Modellversuche D01 und D02

Zur quantitativen Beurteilung der Spreizkraftansätze nach Tabelle 6.3 werden nachfolgend die in den Versuchen gemessenen Geogitterdehnungen den analytisch ermittelten Werten der einzelnen Berechnungsansätze gegenübergestellt. Für die analytische Berechnung wurde das System in einzelne Lamellen unterteilt. Die auf jede Lamelle wirkende vertikale Auflast wurde aus der sich nach *Boussinesq/Gray (1936)* in Höhe der Gewölbespitze ($z = 0,35$ m) ergebenden Spannungsverteilung für eine Streifenlast abgeleitet. Bild 6.13 zeigt das Ergebnis der Spannungsermittlung nach *Boussinesq/Gray* exemplarisch für die Last $\sigma_{\text{stat}} = 17 \text{ kN/m}^2$ und verschiedene Höhenlagen z .

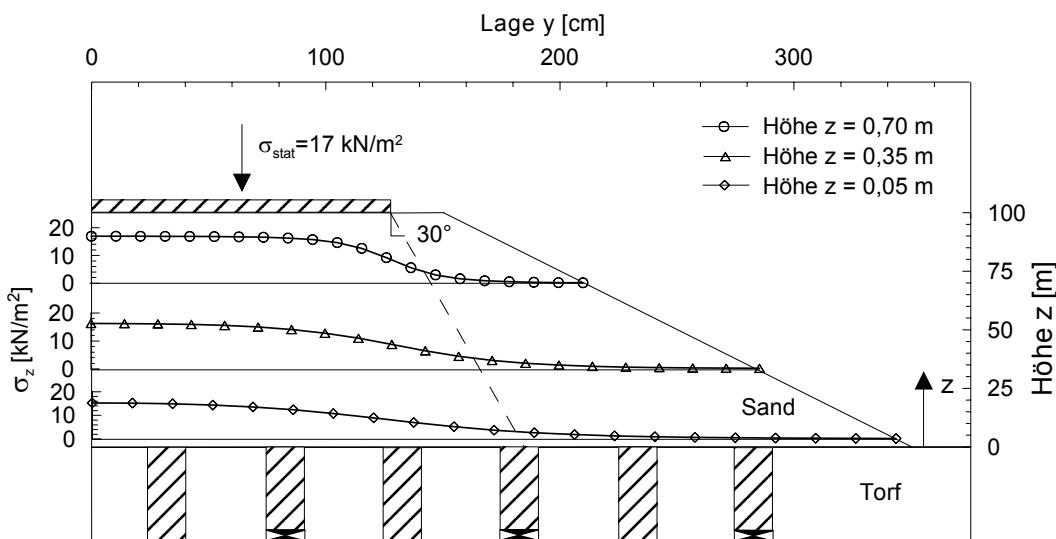


Bild 6.13: Verlauf der vertikalen Spannungen unterhalb einer Streifenlast nach *Boussinesq/Gray (1936)* in verschiedenen Tiefen

Die horizontale Erddruckspannung in der einzelnen Lamelle setzt sich aus dem über die Tiefe linear anwachsenden Anteil aus Bodeneigengewicht und dem Anteil aus der Streckenlast σ_{stat} zusammen. Die Spannungsausbreitung der Streckenlast σ_{stat} wird im Folgenden nach *Weissenbach (1975)* über den Winkel der Scherfestigkeit φ' und den Gleitflächenwinkel $\vartheta_a = 45^\circ + \varphi'/2$ berücksichtigt. Hiermit kann der Verlauf der horizontalen Spannungen für die Lamellenmitte vereinfacht abgeleitet und über die Tiefe dargestellt werden. Bild 6.14 zeigt das Ersatzsystem, das als Grundlage für die analytischen Berechnungen verwendet wurde.

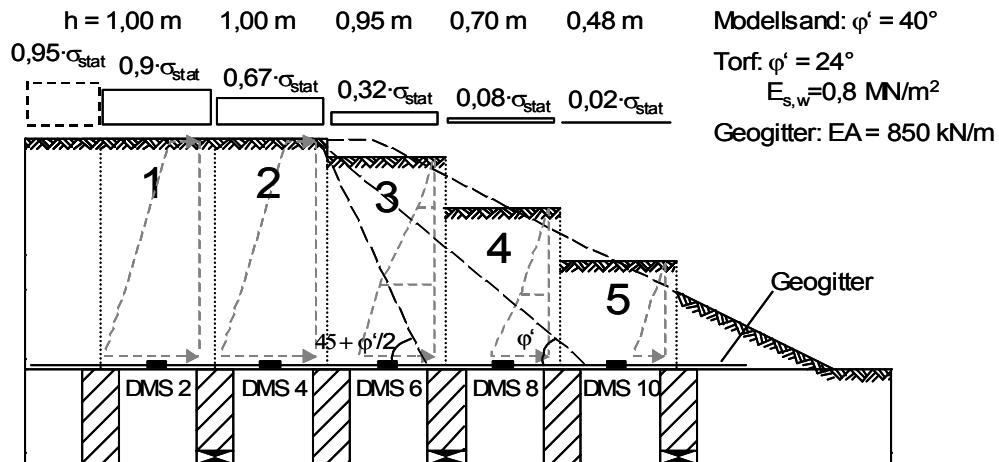


Bild 6.14: Ersatzsystem für die analytischen Vergleichsberechnungen

In Bild 6.15 sind die analytischen Berechnungsergebnisse für drei ausgewählte Auflastspannungen sowie Ergebnisse der DMS-Messungen aus Versuch D02 dargestellt. Da die Dehnungsmessungen im Pfahlzwischenraum stattfanden und nicht im Bereich der stärker beanspruchten Pfahlkopfbereiche, wurden auf der sicheren Seite die Ergebnisse der DMS mit dem Faktor 2 multipliziert und in Bild 6.15 ebenfalls eingetragen. Die Beurteilung der Spreizdruckansätze bezieht sich auf die erhöhten Messwerte.

Man erkennt, dass die Vorgehensweise nach *Zaeske/KET* die Dehnungen im Geokunststoff für alle Auflasten deutlich überschätzt. Die Methode nach *Zaeske/Ochiai* deckt die gemessenen Werte bei mittleren und großen Auflastspannungen gut ab, für kleine Auflastspannungen werden die Dehnungen unterschätzt. *Zaeske/Love* führt zu guten Übereinstimmungen in allen Auflastbereichen.

Aufgrund der Beschränkung der Modellhöhe werden mit den Modellversuchen lediglich Dammbauwerke mit Höhen bis zu 3 m abgedeckt (Modellmaßstab 1:3). Aussagen zur Spreizkraftberücksichtigung bei deutlich höheren Dämmen können nicht abgeleitet werden. Für Dammhöhen bis zu 3 m kann abschließend festgestellt werden, dass das Verfahren nach *Love et al. (2003)* eine realistische, auf der sicheren Seite liegende Geokunststoffbemessung erlaubt.

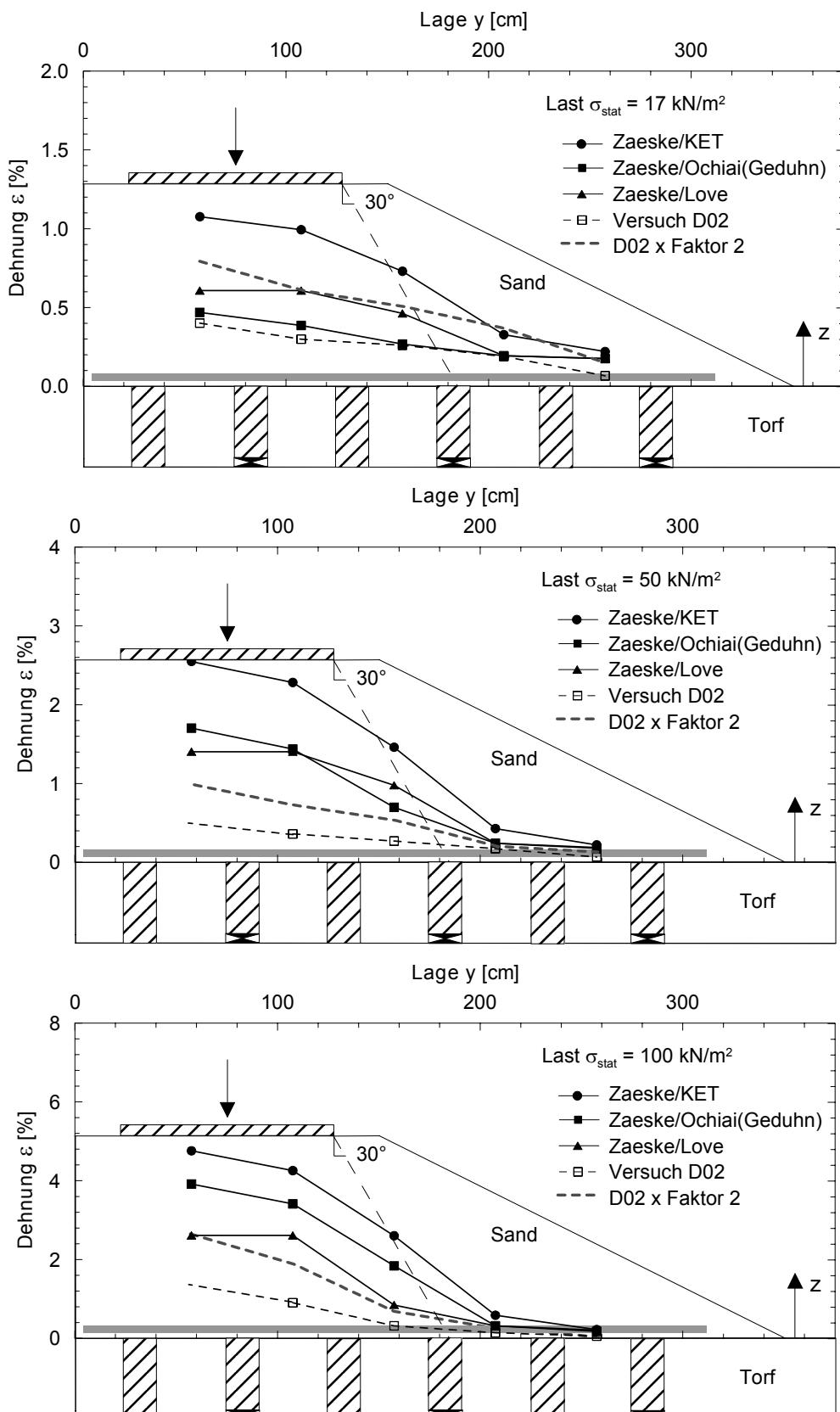


Bild 6.15: Gegenüberstellung von analytisch ermittelten charakteristischen Dehnungen und gemessenen Dehnungen (Versuch D02) für verschiedene Auflastspannungen σ_{stat}

6.3.2.3 Zur Verankerungsproblematik im Böschungsbereich

In der derzeitigen Bemessungspraxis ist es üblich, die erforderliche Verankerungslänge L_A in Dammquerrichtung für die Gesamtkraft aus Membran- und Spreizkraftbeanspruchung (nach *KET*-Ansatz, Tabelle 6.3) unter Berücksichtigung im System wirkender Verkehrslasten nachzuweisen. Dabei ist die Verankerungslänge ab Außenkante der Stützflächen der äußeren Pfahlelemente anzusetzen, siehe *BS 8006 (1995)*. Diese vereinfachte Vorgehensweise führt in der Regel zu sehr großen Verankerungslängen, die teilweise gar nicht oder nur noch durch Umschlagen der Bewehrung realisiert werden können. Ein verbessertes analytisches Verfahren zur Bestimmung der Verankerungslänge bei GEP-Dämmen wird in Abschnitt 8.4 beschrieben.

6.3.2.4 Zur Beanspruchung der Pfahlelemente

Für die Pfahlelemente ist die Verträglichkeit der sich einstellenden horizontalen Verformungen zu überprüfen. Die Verformungen dürfen in den Pfählen nicht zu einem Schubbruch- oder Biegeversagen führen. Für die Abschätzung der Schubbeanspruchung in den Gründungselementen existiert derzeit noch kein analytischer Ansatz. Lediglich *Geduhn et al. (2005)* beschreiben eine vereinfachte Verformungsabschätzung für die Pfahlkopfebene. Aufgrund der Komplexität des Systems ist eine genaue Bestimmung in der Regel nur mit Hilfe numerischer Berechnungen durchführbar.

Die horizontale Beanspruchung der Pfahlelemente wurde in den Modellversuchen am Dammquerschnitt nicht untersucht. Erste numerische Vergleichsberechnungen weisen darauf hin, dass insbesondere bei hohen Dämmen ($h > 4$ m) die Spreizkraftbeanspruchung zu einem Schubversagen in den Pfahlelementen führen kann.

Weitergehende experimentelle und numerische Untersuchungen zur Spreizdruckproblematik sowie zur Pfahlbeanspruchung bei GEP-Dämmen sind in *Fahmy (2007)* zu finden.

6.4 Systemverhalten bei Anordnung der vertikalen Tragelemente im Dreieckraster

In den bisher durchgeführten Modellversuchen nach Zaeske (2001) sowie Abschnitt 5 und 6 waren die Pfahlelemente im Rechteckraster angeordnet. Modellversuche mit einer Dreieckrasteranordnung wurden nicht durchgeführt. Zaeske (2001) geht davon aus, dass unabhängig von der Rasteranordnung die eingelegten Geogitter aufgrund ihrer Struktur immer in Kett- und Schussrichtung (x/y-Richtung nach Bild 6.16) die Lasten auf die Pfahlelemente abtragen und nicht über die kürzere Pfahlzwischenraumverbindung (x'/y'-Richtung nach Bild 6.16). Versuch D03 diente zur Überprüfung der Lastabtragung im Geogitter bei einer Dreieckrasteranordnung. Zur Durchführung des Versuches wurde der Mittelbereich des Versuchsstandes vom Böschungsbereich getrennt und das Raster der Tragelemente verändert. Der Torf wurde vereinfacht durch Schaumstoffplatten mit einer Steifigkeit $E \approx 8 \text{ kN/m}^2$ simuliert. Bild 6.16 zeigt den Versuchsaufbau.

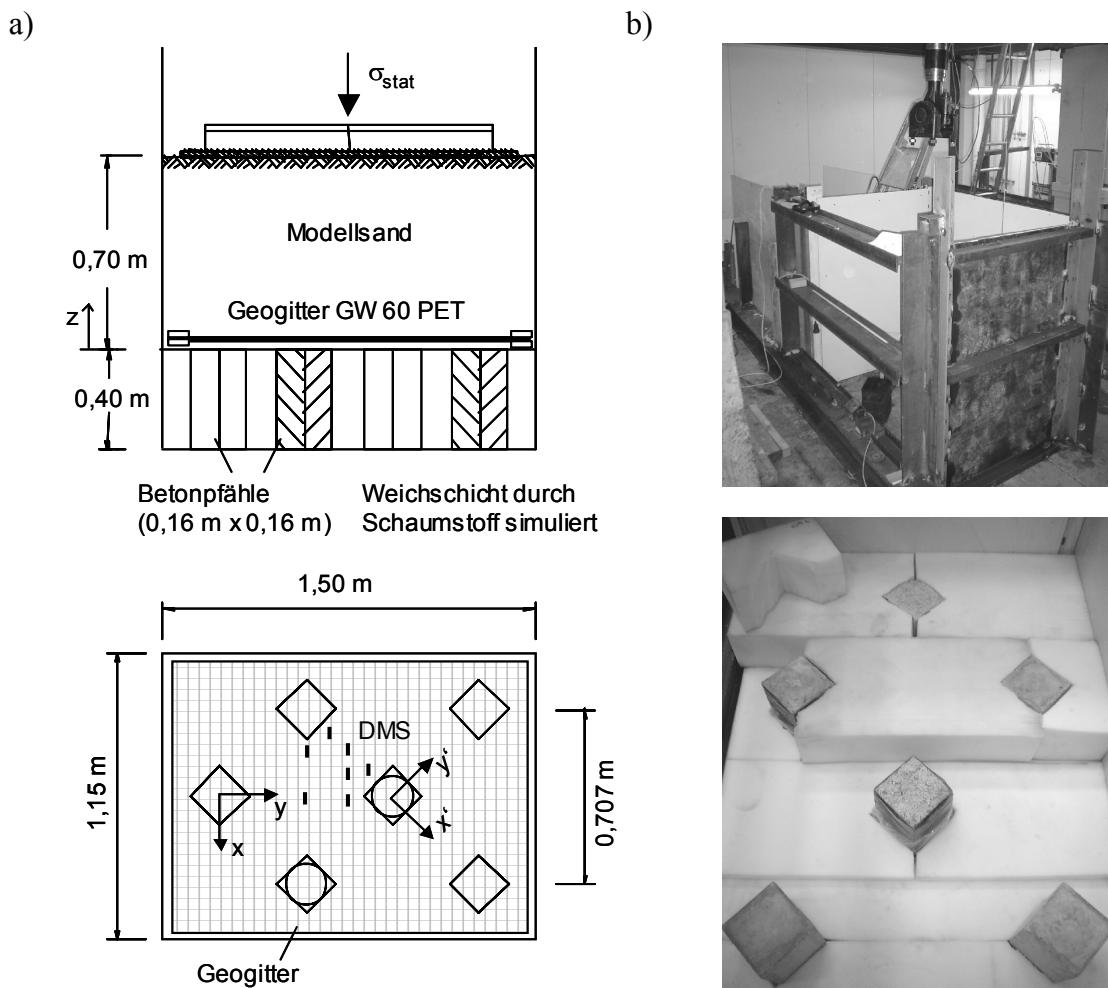


Bild 6.16: Versuchsstand zur Untersuchung eines Dreieckrasters, Versuch D03; a) Schnitt und Draufsicht; b) Ansicht vor Versuchseinbau und eingelegte Schaumstoffplatten

In Bild 6.17 sind die in x-Richtung gemessenen Dehnungen exemplarisch für die statische Laststufe $\sigma_{\text{stat}} = 25 \text{ kN/m}^2$ dargestellt. Aus den Messergebnissen ist zu erkennen, dass ein Dehnungsanstieg im Pfahlzwischenraum nicht stattfindet. Die Abtragung geschieht ausschließlich in Richtung der Gitterstruktur (x/y- Richtung nach Bild 6.16).

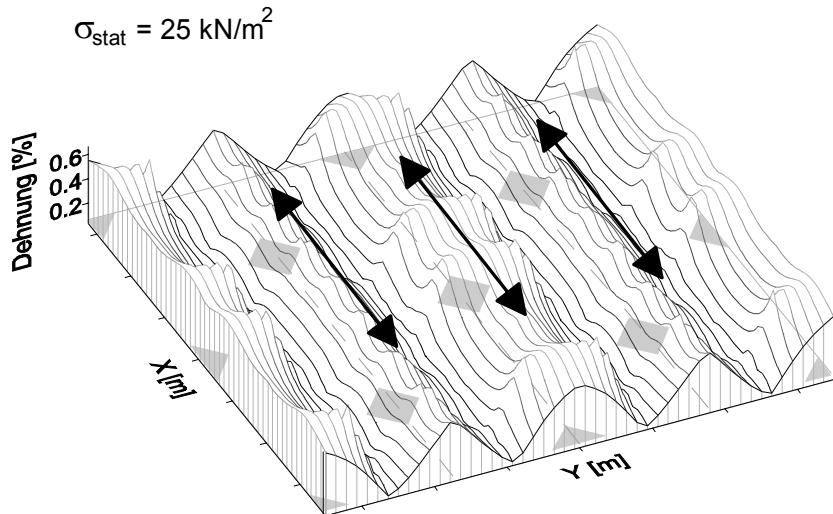


Bild 6.17:

Räumliche Verteilung der Dehnungen in x-Richtung bei Versuch D03 für Auflast $\sigma_{\text{stat}} = 25 \text{ kN/m}^2$

Zur weiteren Untersuchung der Lastabtragung wurden im Anschluss an den Versuch numerische Berechnungen durchgeführt. In den Berechnungsmodellen ist das Geogitter separat als linear-elastisches Seiltragwerk ohne Berücksichtigung der umgebenden Weichschicht und des Modellsandes modelliert. Die einzelnen Seilabschnitte sind gelenkig miteinander verbunden und dreieckrasterförmig gelagert, siehe Bild 6.18.

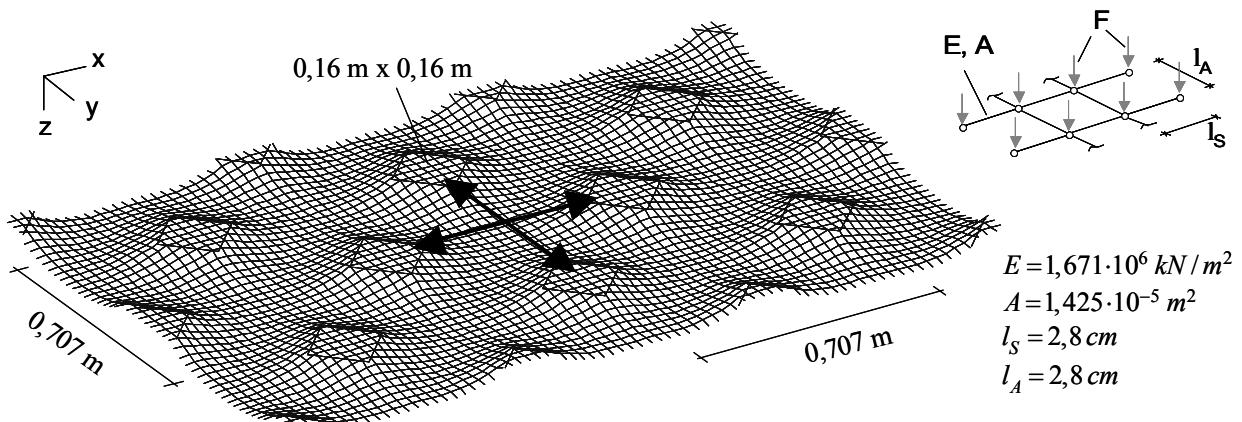


Bild 6.18: Seiltragwerkmodell; Modellgeometrie und Modellkennwerte sowie Verformungsfigur für äquivalente Knotenlasten $F = 19,4 \text{ N}$

Die an den Verbindungsknoten angreifenden Einzellasten (äquivalente Knotenlasten) wurden aus den in Modellversuch D03 gemessenen mittleren Erddräcken ober- und unterhalb des Geogitters abgeleitet unter Berücksichtigung der Seiltragwerksgeometrie (Bild 6.19).

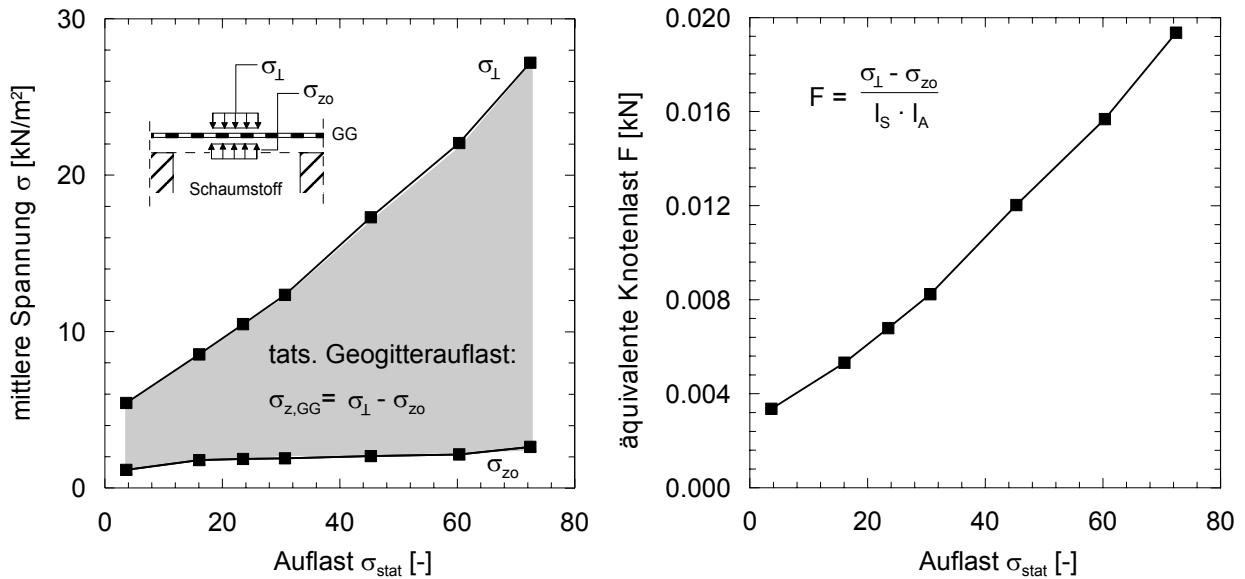


Bild 6.19: Herleitung der äquivalenten Knotenlast für das Seiltragwerkmodell

Bild 6.18 zeigt die Verformungsfigur und Bild 6.20 die Zugkraftverteilung in den Seilabschnitten, die sich für eine äquivalente Knotenlast $F = 19,4 \text{ N}$ ($\sigma_{\text{stat}} = 75 \text{ kN/m}^2$) ergibt. Analog zum Modellversuch ist eine deutliche Lastabtragung in Richtung der Gitterstruktur (x-y Richtung) festzustellen. Die Zugkräfte im Pfahlzwischenraum ($F_{G,x} = F_{G,y} \approx 0,15 \text{ kN}$) betragen nur 20 % der Zugkraft, die in direkter Umgebung der Pfahlköpfen ($F_{G,x} \approx 0,77 \text{ kN}$) berechnet wird.

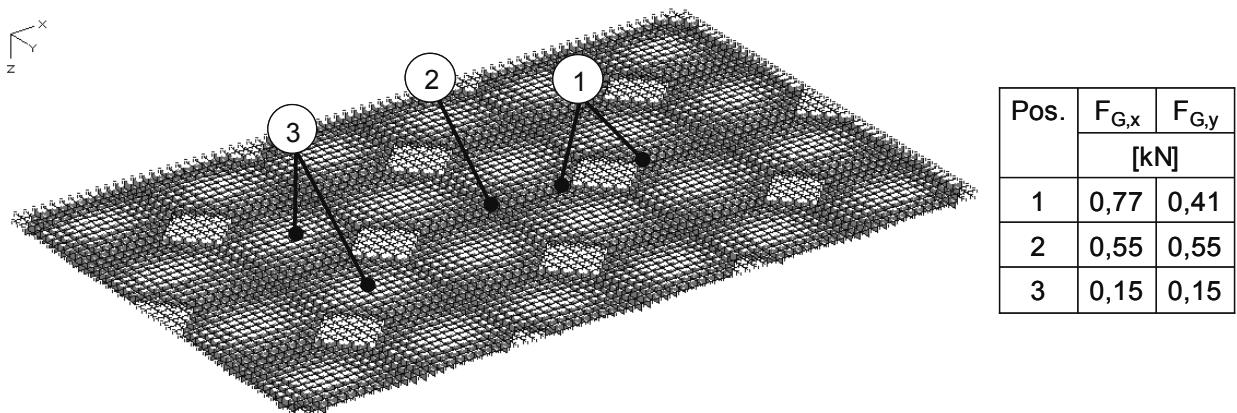


Bild 6.20: Zugkraftverteilung in den Seilelementen für äquivalente Knotenlasten $F = 19,4 \text{ N}$

Ein Vergleich zwischen numerischen Ergebnissen, Versuchsergebnissen und analytisch nach Zaeske (2001) ermittelten Zugkräften ist in Bild 6.21 dargestellt. Die analytische Berechnung nach Zaeske (2001) deckt die numerisch ermittelten, maximalen Dehnungen auf der sicheren Seite liegend ab. Für die DMS-Positionen 3 und 4 ist eine gute Übereinstimmung zwischen Messergebnis und FEM-Berechnung festzustellen. DMS Position 2 hingegen fällt im Modell-

versuch deutlich geringer aus. Da die in der Nähe der Pfahlkopfcke applizierte DMS 1 frühzeitig ausfiel, konnten keine quantitativen Aussagen zur Maximalbeanspruchung der Geogitterlage getroffen werden.

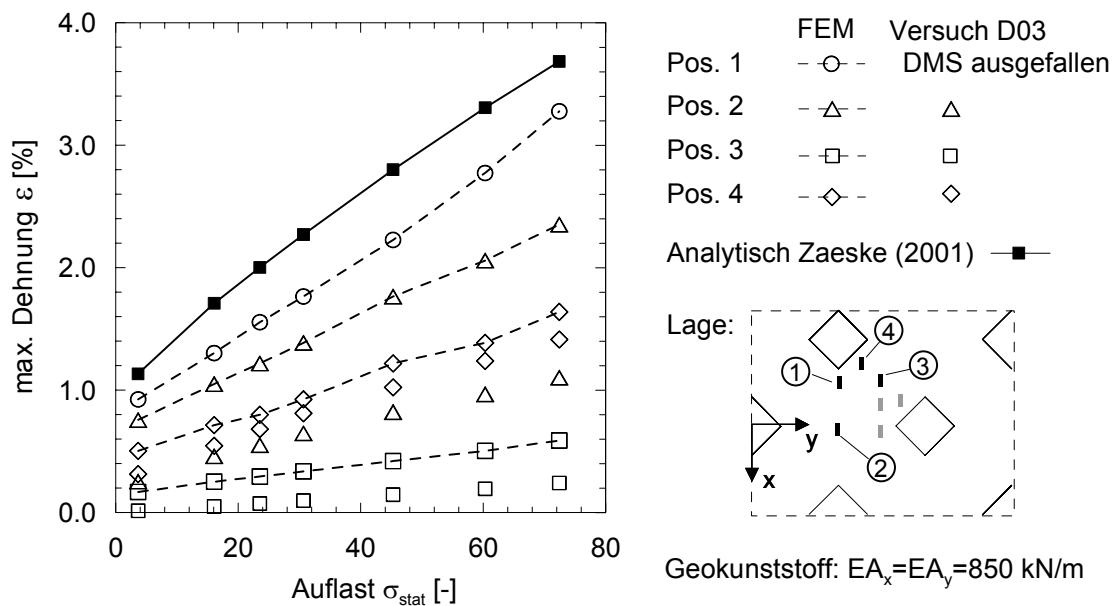


Bild 6.21: Gegenüberstellung analytisch nach Zaeske (2001) berechneter Dehnungen mit numerisch berechneten sowie in Modellversuch D03 gemessenen Dehnungen

Es ist anzumerken, dass die durchgeführte Modellierung der Gitterstruktur (gelenkig verbundene Seilelemente) im FEM-Modell in der Realität in etwa einem Geogitter mit verwebten Knotenpunkten (Geogittertyp GW) entspricht. Ob formstabilere Geogitter, d.h. gestreckte Geogitter oder gelegte Geogitter mit verschweißten Knotenpunkten, ein anderes Tragverhalten aufweisen und die Belastungen wie bei einer echten Membran auch diagonal über die kürzere Verbindung zwischen den Pfählen (x' - y' -Richtung) abtragen können, ist nicht auszuschließen. Weitere Untersuchungen hierzu wurden innerhalb der Arbeit jedoch nicht durchgeführt.

Abschließend können für Geogitter mit verwebten Knotenpunkten folgende Ergebnisse zusammengefasst werden:

- Das Tragverhalten ist vergleichbar mit dem eines punktförmig gelagerten Seiltragwerks.
- Bei dreieckrasterförmiger Lagerung findet die Hauptbeanspruchung im Geogitter in Kett- und Schussrichtung (x - y -Richtung) statt. Eine Lastabtragung über die kürzeste Pfahlverbindung (x' - y' -Richtung) wie bei einer echten Membran ist nicht möglich.
- Das FEM-Modell bildet die im Modellversuch beobachtete Lastabtragung im Geogitter realistisch ab. Quantitativ stimmen numerisch berechnete und gemessenen Dehnungen

nur teilweise überein. Dabei konnte der am stärksten beanspruchte Geogitterabschnitt im Bereich der Pfahlkopfkante im Modellversuch nicht überprüft werden.

- FEM-Modell und analytisches Verfahren nach *Zaeske (2001)* zeigen eine gute Übereinstimmung. Tendenziell werden die Dehnungen nach *Zaeske (2001)* rechnerisch etwas überschätzt.

7 Numerische Berechnung ausgewählter Versuche

7.1 Allgemeine Anmerkungen zur FEM

7.1.1 Zielsetzung und Allgemeines

In den statischen und zyklisch-dynamischen Modellversuchen konnten verschiedene Phänomene beobachtet werden wie z.B. ein konstantes Beanspruchungsverhältnis der Geokunststoffe bei mehrlagiger Bewehrungsführung oder eine Setzungsakkumulation und Gewölberückbildung unter Zyklik, siehe Abschnitte 5 und 6. Ziel der numerischen Modellierung ist die Nachrechnung ausgewählter Versuche mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM). Hierbei soll geklärt werden ob das im Modellversuch beobachtete Systemverhalten unter ruhenden und nichtruhenden Beanspruchungen mit Hilfe von FEM-Modellen realistisch abgebildet werden kann.

Bezüglich der FEM werden nachfolgend nur die wesentlichen Grundlagen erläutert, die für die Methodik dieser Arbeit von Bedeutung sind. Allgemeine Grundlagen und ihre Herleitung sind in ausführlicher Darstellung z.B. in *Zienkiewicz (1977)* zu finden.

Für klassische, statische Problemstellungen existiert eine große Bandbreite an Stoffgesetzen. Eine Zusammenstellung und ausführliche Erläuterung kann z.B. *Schanz (2006)* entnommen werden. In der vorliegenden Arbeit wird auf nachfolgende Stoffgesetze zurückgegriffen:

- Linear elastisches Stoffgesetz: Spannungen und Dehnungen stehen in einem linearen Zusammenhang, sind reversibel und zeitunabhängig. Stoffparameter sind der Elastizitätsmodul E und die Poissonzahl ν .
- Linear elastisch – ideal plastisches Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb: Neben elastischen Verformungen können im Element irreversible plastische Verformungen auftreten. Ob für einen Spannungszustand plastische Verformungen auftreten, wird durch das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium festgelegt. Dabei ist die Grenzscherfestigkeit durch die Parameter Kohäsion c' und Reibungswinkel φ' definiert. Eine Volumenänderung bei Überschreiten des Bruchkriteriums wird über den Dilatanzwinkel ψ berücksichtigt.

Neben diesen klassischen Stoffgesetzen sind in jüngster Zeit Stoffformulierungen entwickelt worden, mit denen zyklisch-dynamische Lastsituationen numerisch abgebildet werden können. Hierzu gehören z.B. das hypoplastische Stoffgesetz oder empirische Stoffansätze. In der vorliegenden Arbeit wird für die Modellierung der zyklischen Belastungsvorgänge der zyklisch-viskoplastische Stoffansatz nach *Stöcker (2002)* verwendet, nähere Erläuterungen zu diesem Stoffansatz sind in Abschnitt 7.1.2 zu finden.

Tabelle 7.1 zeigt eine Auflistung der in den Berechnungen verwendeten Stoffgesetze bzw. Stoffansätze inklusive der Stoffparameter sowie eine Zuordnung zu den einzelnen Modellmaterialien.

Tabelle 7.1: Verwendete Stoffgesetze / –ansätze sowie erforderliche Materialparameter

Material	statische Modelle		zyklisch-dynamische Modelle	
Lastplatte	linear-elastisch	E, ν	linear-elastisch	E, ν
Beton	linear-elastisch		linear-elastisch	
Geokunststoff	linear-elastisch		linear-elastisch	
Torf	Mohr-Coulomb	$E, \nu, \varphi', c', \psi$	UMAT (<i>Stöcker</i>)	$E, \nu, \varphi', c', \psi,$
Modellsand	Mohr-Coulomb		UMAT (<i>Stöcker</i>)	$\beta, \chi, \alpha, N, \omega_0, \lambda_1, \lambda_2, K$

Die numerischen Berechnungen fanden unter Benutzung des FEM-Programms *ABAQUS/standard (Version 6.4)* statt. Der Stoffansatz nach *Stöcker (2002)* wurde dabei über die in ABAQUS vorgegebene Schnittstelle UserMATERIAL (UMAT) in die Berechnung implementiert.

7.1.2 Zyklig-viskoplastischer Stoffansatz nach *Stöcker (2002)*

Der Grundgedanke des zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes nach *Stöcker (2002)* liegt in der Entkopplung des Systemverhaltens (Interaktion Boden-Bauwerk) unter nichtruhender Lasteinwirkung. Diese erfolgt zum einen in die des Kurzzeitverhaltens mit der dynamischen Antwort des Systems und zum anderen in die des Langzeitverhaltens mit den sich einstellenden bleibenden Verformungen über die Dauer der sich wiederholenden Lasteinwirkung.

Der Stoffansatz nach *Stöcker (2002)* bildet ausschließlich das Langzeitverhalten ab, was auch als „explizite Berechnung“ bezeichnet wird, siehe Bild 7.1. Es werden nicht die einzelnen Lastwechsel betrachtet (implizite Berechnung), sondern die über die wiederholte Lasteinwirkung akkumulierenden, bleibenden Verformungen. Für die Berechnung wird dabei eine quasi-statische Belastung angenommen. In Abhängigkeit einer internen Zeitvariable (Lastzyklenzahl N), der primären statischen Spannung $\sigma_{s,3}$ und der Größe der überlagernden Lastspanne σ_{dyn} ergeben sich elastische und akkumulierende plastische Dehnungssinkemente.

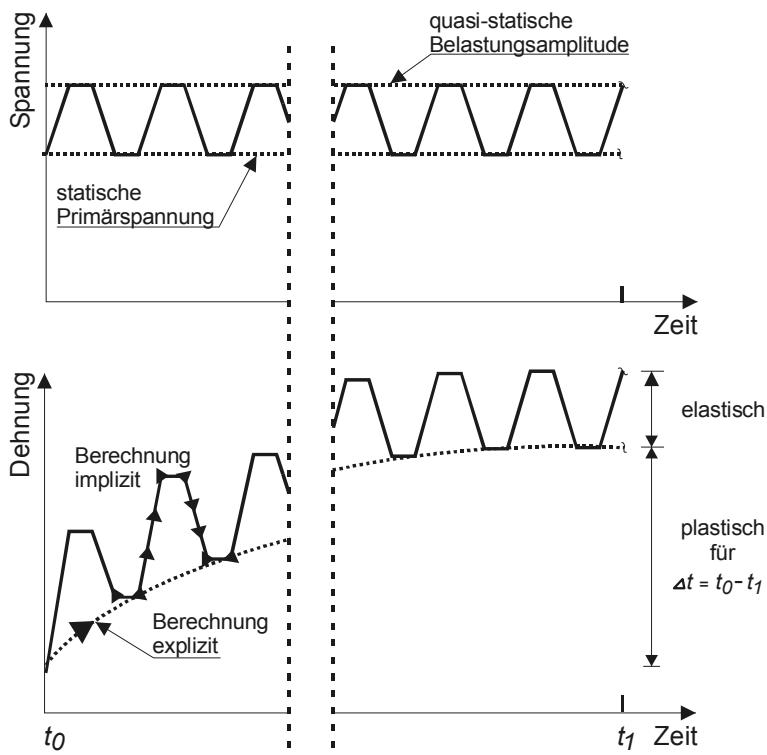


Bild 7.1: Implizite und explizite Betrachtungsweise der Verformungen unter nichtruhenden Lasteinwirkungen, aus Stöcker (2002)

Bei der Beschreibung der zyklisch-viskoplastischen Dehnungsanteile wird nach Stöcker (2002) davon ausgegangen, dass je nach statischer Vorbelastung und zyklischer deviatorischer Spannung die bereits in Abschnitt 3.2 beschriebenen zwei Zustände „zyklische Beruhigung“ und „zyklisches Versagen“ zu beobachten sind.

Zur Abgrenzung dieser Verformungszustände wird ein modifiziertes Mohr-Coulombsches Bruchkriterium verwendet, siehe Bild 7.2, welches durch Erfassung der verminderten Scherfestigkeit von granularen Böden unter zyklischer Last als reduziert-zyklisches Kriterium bezeichnet wird.

Für zyklische Spannungszustände, die dem reduziert-zyklischen Mohr-Coulombschen Bruchkriterium genügen, treten nur zyklisch-plastische Dehnungsanteile ε_{cp} auf. Diese konvergieren gegen einen Grenzwert. Bezogen auf die Realität kann dieser Vorgang auch als Verfestigung angesehen werden. Dementsprechend wird dieser Zustand als "zyklische Beruhigung" bezeichnet.

Analog der viscoplastischen Modelltheorie tritt bei Überschreiten der Fließfläche ein schrittweises Versagen des Bodenelementes auf („zyklisches Versagen“). Im Sinne der Modellbildung folgt, dass eine lokale Überschreitung der Fließgrenze zur Zyklenzahl N , zusätzlich zu den zyklisch-plastischen Dehnungsanteilen ε_{cp} , zu weiteren Plastifizierungen mit viscoplastischen Dehnungen ε_{vp} am Materialpunkt führt. Plastische Dehnungssummen werden solange berechnet wie das Grenzwertkriterium verletzt ist.

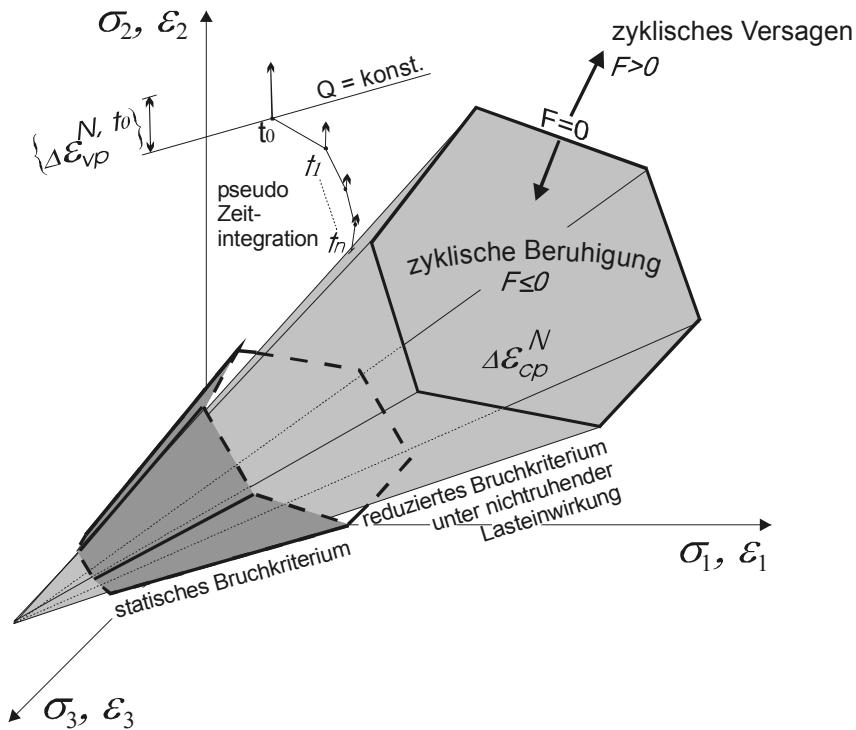


Bild 7.2:
Abgrenzung der Verformungsarten im Hauptspannungsräum, aus Stöcker (2002)

Nach Gotschol (2002) und Stöcker (2002) wird zur mathematischen Beschreibung der zyklischen Beruhigung für nichtbindige Böden unter anderem nachfolgender Potenz- bzw. doppelt-logarithmischer Ansatz verwendet:

$$\varepsilon_{cp,1}^N = \varepsilon_{cp,1}^1 \cdot N^\alpha \quad \text{bzw.} \quad \log \varepsilon_{cp,1}^N = \log \varepsilon_{cp,1}^1 + \alpha \cdot \log N \quad (7.1)$$

$$\varepsilon_{cp,1}^N = \begin{cases} \beta \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma_{s,3}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot X^\chi & \sigma_{s,3} \leq 35 \text{ kN/m}^2 \\ \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{s,3}}{P_a} \right)^\chi \cdot X^2 & \sigma_{s,3} > 35 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (7.2)$$

mit: α, β, χ empirische Regressionsparameter

P_a Atmosphärischer Druck, $P_a = 100 \text{ kN/m}^2$

X zyklisch-dynamischer Ausnutzungsgrad (siehe Abschnitt 4.2.1)

N Zyklenzahl

Die zyklisch-plastische Dehnung $\varepsilon_{cp,1}^N$ stellt die Hauptdehnung analog zum zyklischen Triaxialversuch dar. Der Wert $\varepsilon_{cp,1}^1$ ist die axiale zyklisch-plastische Dehnung zum ersten Lastzyklus und α die Steigung der plastischen Dehnungskurve im doppelt-logarithmischen Maßstab (Bild 4.11).

Für die Anteile der Querdehnung in den verbleibenden Hauptspannungsrichtungen "2" und "3" gibt Stöcker (2002) eine Beziehung zwischen der axialen Dehnung $\varepsilon_{cp,1}^N$ und der radialen

Dehnung $\varepsilon_{cp,r}^N$ nach Gleichung (7.3) an, wobei für die numerische Berechnung $\varepsilon_{cp,2}^N = \varepsilon_{cp,3}^N = \varepsilon_{cp,r}^N$ gilt.

$$\varepsilon_{cp,r}^N = (\lambda - \omega \log N) \varepsilon_{cp,1}^N \quad (7.3)$$

mit: λ, ω empirische Regressionsparameter

Die Parameter α, β, χ sowie λ, ω (bzw. $\lambda_1, \lambda_2, \omega_0$) sind experimentell durch zyklische Triaxialversuche zu bestimmen. Die Gleichungen für das reduziert-zyklische Mohr-Coulombsche Bruchkriterium sowie die Verifizierung und Validierung der in ABAQUS implementierten Stoffroutine sind *Stöcker (2002)* und *Gotschol (2002)* zu entnehmen.

Anzumerken ist, dass der entwickelte Stoffansatz kein theoretisch und physikalisch vollständiges Modell darstellt, sondern eine ingenieurmäßige Umsetzung des im zyklischen Triaxialversuch beobachteten Deformationsverhaltens in einen numerischen Ansatz. Damit lassen sich die wesentlichen Einflussparameter berücksichtigen. Vergleichsberechnungen an realen Verkehrsprojekten zeigen, dass sich die akkumulierenden plastischen Dehnungen mit Hilfe des Stoffansatzes weitgehend zufriedenstellend rechnerisch prognostizieren lassen.

7.1.3 Kritische Anmerkungen zur Verwendung der FEM für die vorliegende Problemstellung

Bezüglich des bei den statischen FEM-Modellen verwendeten Mohr-Coulombschen Stoffgesetzes ist darauf hinzuweisen, dass es sich bei diesem Ansatz um ein sehr einfaches Materialgesetz handelt. Materialverfestigungs- und Materialentfestigungsvorgänge werden nicht berücksichtigt. Da in den Laborversuchen für den Modellsand und den Torf (Abschnitt 4) bereits Spannungsabhängigkeiten, z.B. des Reibungswinkels oder des Steifemoduls, festgestellt werden konnten, stellt die Modellierung mit Hilfe dieses Stoffgesetzes nur eine befriedigende Abbildung des tatsächlichen Materialverhaltens dar. Grund für die Auswahl dieses Stoffgesetzes ist, dass der zyklisch-viskoplastische Stoffansatz nach *Stöcker (2002)*, siehe Abschnitt 7.1.2, auf dem Mohr-Coulombschen Stoffgesetz aufbaut und somit einen direkten Vergleich der Berechnungsergebnisse erlaubt.

Die zyklischen Modellversuche (Abschnitt 5) haben gezeigt, dass sich bei einer nichtruhenenden Belastung große Systemverformungen einstellen können und sich Scherflächen ausbilden. Die Pfahlköpfe stanzen sich von unten in die bewehrte Sandschicht ein. Vor diesem Hintergrund ist mit Bezug auf die zyklischen FEM-Modelle kritisch anzumerken, dass sich mit

Hilfe der FEM das tatsächliche physikalische Verhalten nur näherungsweise beschreiben lässt. Die FEM benutzt einen auf der Kontinuumsmechanik basierenden numerischen Modellierungsansatz. Vorgänge, bei denen ein Körper einen anderen durchdringt oder große Scherzonen auftreten, können nicht simuliert werden. Elemente, die z.B. einer Durchstanzbeanspruchung unterliegen, müssten verdrängbar sein oder die Fähigkeit haben sich zu teilen. Dieses wiederum würde bedeuten, dass die Knotenverbindungen zwischen den Elementen jederzeit lösbar wären oder die jeweiligen Elemente in der Lage sind, komplett auszufallen. Während der Berechnung Elemente zu entfernen oder hinzuzufügen ist in der FEM jedoch nicht möglich, da hierdurch die Struktur der Steifigkeitsmatrix verändert würde. Diskontinuitäten im Bodenkörper wie z.B. Bruchmechanismen, können deshalb nur näherungsweise nachvollzogen werden. Große Scherzonen innerhalb eines Kontinuums lassen sich nicht abbilden.

Eine Möglichkeit, Durchdringungs- und Einstanzvorgänge realitätsnah zu simulieren, bietet die in jüngster Zeit entwickelte Diskrete-Elemente-Methode (DEM). Im Gegensatz zur FEM erlaubt es die DEM Diskontinuitäten zwischen den Elementen zu erfassen. Neben Elementverformungen sind beliebig große Verschiebungen und Rotationen der einzelnen Elemente gegeneinander möglich. Einstanzvorgänge sowie Scherflächenausbildungen sind simulierbar. Eine spezielle Form der DEM, die sich auf die Interaktion von Partikeln einfacher Geometrie (Kugeln) beschränkt, ist z.B. in der PFC-Methode (Particle Flow Code) implementiert. Für eine detaillierte Darstellung wird auf *Giese (2000)* und *Cundall (2001)* verwiesen.

Um dennoch eine Scherflächenausbildung in den FEM-Modellen näherungsweise berücksichtigen zu können, erfolgt die Modellierung mit Hilfe von Kontaktflächen, siehe Abschnitt 7.2.4. Durch die Kontaktmodellierung können große Relativverschiebungen zwischen zwei Körpern erfasst werden. Ein Nachteil dieser Modellierungsvorgehensweise ist, dass lineare Elementtypen zur Modellierung verwendet werden müssen, da quadratische Elemente zu Spannungssprüngen in der Kontaktfläche und damit zu Konvergenzproblemen führen. Aufgrund des linearen Ansatzes kann es im Modell bei biegebeanspruchten Elementen zu „shear-locking“- oder „hourgassing“-Effekten kommen. Deformationen und Spannungen können dadurch unterschätzt werden, siehe auch *Hibbit et al. (2004)*.

7.2 Ableitung und Validierung der Elementparameter

7.2.1 Allgemeines

Die Übereinstimmung zwischen FEM-Berechnung und Realität ist stark abhängig von der Wahl des Stoffgesetzes und der Wirklichkeitsnähe der in das Stoffgesetz eingehenden Mate-

rialparameter. Auf Grundlage der Laborversuche (Abschnitt 4) konnten für das linear-elastische Stoffgesetze, das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb sowie den zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz nach *Stöcker* (2002) die erforderlichen Parameter abgeleitet werden. Nachfolgend werden ausgewählte Elementparameter durch numerische Vergleichsrechnungen überprüft und Abweichungen zwischen FEM-Modell und Realität erläutert.

7.2.2 Modellsand-, Weichschicht-, Pfahlbereiche und Lastplatte

Tabelle 7.2 enthält die bodenmechanischen und physikalischen Kenngrößen für den Modellsand, den Torf, die Pfahlelemente sowie die zur Simulation einer starren Auflast verwendete Lastplatte. Da mit Hilfe des Mohr-Coulombschen Stoffgesetzes die in den Laborversuchen festgestellte Spannungsabhängigkeit des Reibungswinkels und des Steifemoduls nicht abgebildet werden kann, wurden in den numerischen Berechnungen für den Modellsand und den Torf mittlere Kenngrößen festgelegt. Die Steifemoduln ergaben sich dabei für einen mittleren, aus den Modellversuchen abgeleiteten Spannungsbereich (Modellsand: $E_s \approx 20 \text{ MN/m}^2$, Torf: $E_s \approx 0,8 \text{ MN/m}^2$). Der Reibungswinkel des Modellsandes wurde mit Hilfe des linearen Ansatzes nach Abschnitt 4.1.3 ermittelt.

Tabelle 7.2: Kenngrößen für die Stoffgesetze linear-elastisch und Mohr-Coulomb sowie Parameter für den zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz

Kennwerte linear-elastisch und Mohr-Coulomb								
Material	E [MN/m ²]	ν [-]	ρ [g/cm ³]	φ' [°]	ψ [°]	c' [kN/m ²]		
Beton	24000	0,2	2,4	linear- elastisch	elastisch	0		
Lastplatte	210000	0,3	0,001*					
Modellsand	12,5	0,33	1,695	39	9	0		
Torf	0,365	0,4	0,8	24	1	8,5		
zyklisch-viskoplastischer Stoffansatz (<i>Stöcker</i> , 2002)								
Material	β [-]	χ [-]	α [-]	N [-]	ω_0 [-]	λ_1 [-]	λ_2 [-]	K [-]
Modellsand	0,053	-1,0388	0,1581	0	0,014	0,1	0	0,8
Torf	16,786	0,401	0,2055	0	0,014	0,1	0	0,8

*Lastplatte gewichtslos

Bild 7.3 zeigt die Ergebnisse der für den Modellsand durchgeführten numerischen Vergleichsberechnungen unter Verwendung der in Tabelle 7.2 abgebildeten Kenngrößen sowie Ergebnisse von statischen Triaxialversuchen. Eine Skizze des axialsymmetrischen FEM-Modells inklusive Randbedingungen ist ebenfalls enthalten. Der tatsächliche Spannungs-Dehnungsverlauf wird im FEM-Modell bilinear angenähert. Dieses führt dazu, dass für große Konsolidationsspannungen σ_3' die Steifigkeit leicht überschätzt und für niedrige Spannungen leicht unterschätzt wird. Trotz vereinfachtem Stoffgesetz zeigt der Vergleich der Versuchsergebnisse mit der FEM eine weitgehend befriedigende Übereinstimmung.

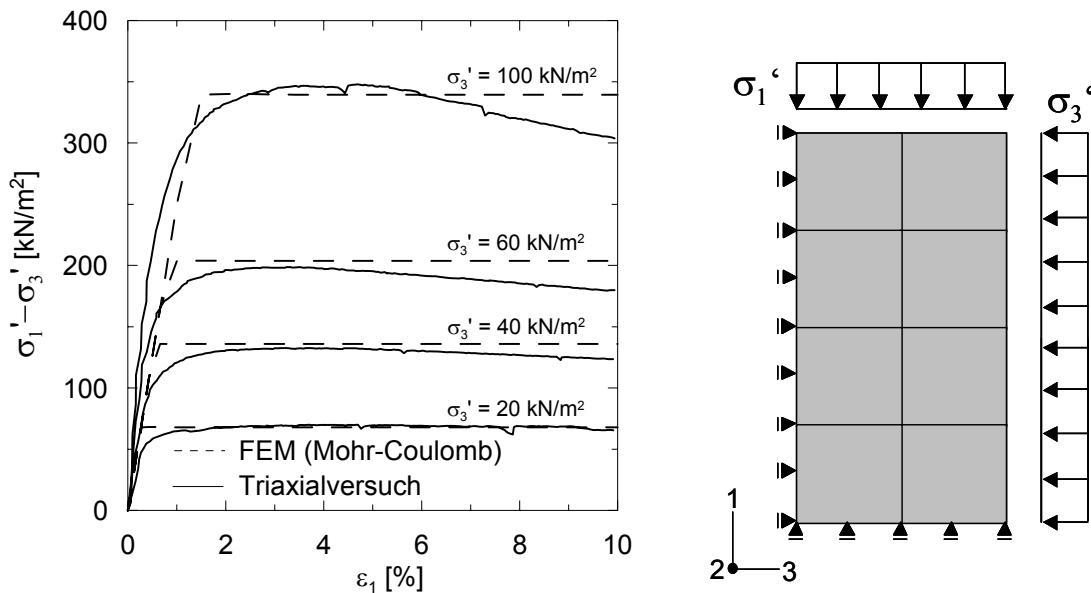


Bild 7.3: Gegenüberstellung der Spannungs-Dehnungskurven für den Modellsand aus statischen Triaxialversuchen und FEM (Mohr-Coulombsches Stoffgesetz)

In Bild 7.4 wird am Beispiel des zyklischen Triaxialversuchs eine Validierung der abgeleiteten Parameter zur Abbildung der zyklisch-plastischen Dehnungsanteile $\varepsilon_{cp,1}^N$ der zyklischen Beruhigung vorgenommen. Dargestellt sind die zyklisch-plastischen Dehnungsanteile aus durchgeführten zyklischen Triaxialversuchen am Modellsand sowie aus Vergleichsberechnungen mit der FEM für verschiedene statische Seitenspannungen $\sigma_{s,3}$ und zyklisch-dynamische Ausnutzungsgrade X . Auch hier liegt eine befriedigende Übereinstimmung zwischen der Modellierung mit der FEM und den zyklischen Triaxialversuchen vor. Ergänzend sind in Bild 7.4 die analytischen Näherungsfunktionen für den doppelt-logarithmischen Ansatz nach Gleichung (7.1) abgebildet. Die Abweichungen zwischen analytischer Funktion und FEM sind darauf zurückzuführen, dass es sich bei den in die numerische Berechnung eingebrachten zyklischen Bodenkenngrößen nach Tabelle 7.2 um gemittelte Werte handelt und nicht jeder zyklische Triaxialversuch individuell nachgerechnet wurde.

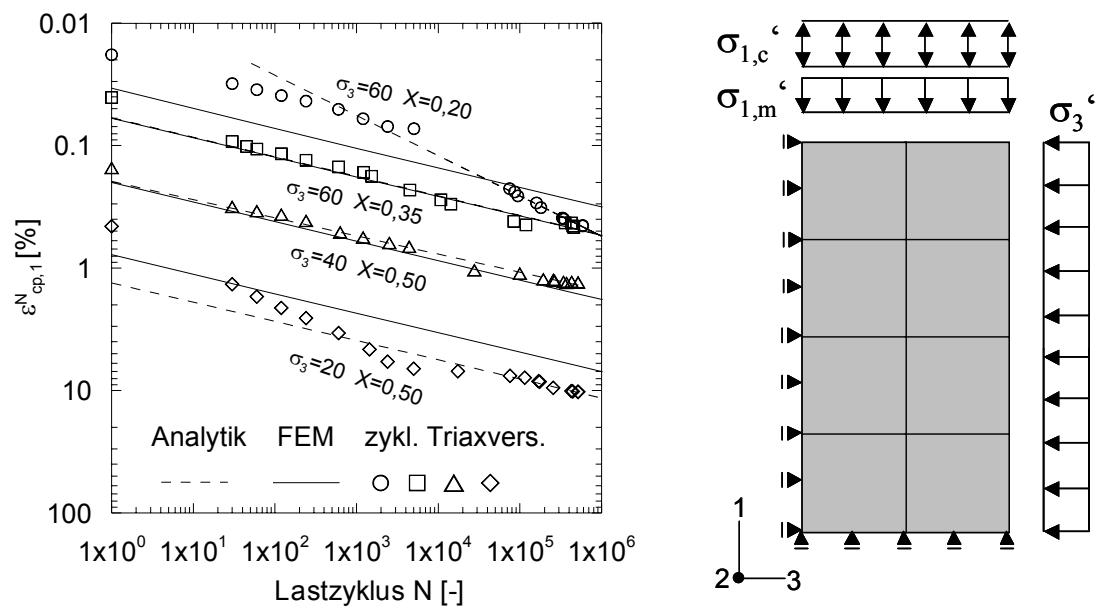


Bild 7.4: Ergebnisse von zyklischen Triaxialversuchen und Beschreibung durch Regressionsgeraden sowie FEM-Ergebnisse unter Verwendung des Stoffansatzes nach Stöcker (2002)

Die zyklischen Kenngrößen für den Torf wurden näherungsweise mit Hilfe zyklischer Ödometerversuche bestimmt sowie in analoger Vorgehensweise zum Modellsand ermittelt und überprüft.

7.2.3 Modellierung der Geogitterlagen

Bei der numerischen Modellierung der Geogitterlagen ist eine realitätsnahe Abbildung der Struktur des Gitters, des Materialverhaltens sowie des Verbundverhaltens Geogitter – Füllboden (siehe Abschnitt 7.2.4) von besonderer Bedeutung. In den derzeit gängigen FEM-Programmen werden Geokunststofflagen in der Regel linear-elastisch mit Hilfe von Stab- (2D-Modell) oder Membranelementen (3D-Modell) modelliert. Während zweidimensional die Modellierung mit Hilfe von Stabelementen zu realitätsnahen Ergebnissen führt, ist im dreidimensionalen Fall die Modellierung der Geogitterstruktur mit Hilfe von Membranelementen als nicht zutreffend anzusehen, da sich bei punktförmiger Lagerung die Lastabtragung in einer Membran deutlich von der in einem Gitter unterscheidet.

Bereits in Abschnitt 6.4 wurde dargestellt, dass das räumliche Geogittertragverhalten dem eines Seiltragwerks entspricht. Zur Verdeutlichung ist in Bild 7.5 eine dreieckrasterförmig gelagerte Fläche aus Membranelementen dargestellt, die senkrecht zur Fläche belastet wird. Während ein Geogitter bei gleicher Lagerung und Belastung die Lasten in Richtung der Git-

terstruktur abträgt, treten in einer Membran insbesondere auch Lastabtragungen in Diagonalenrichtung auf.

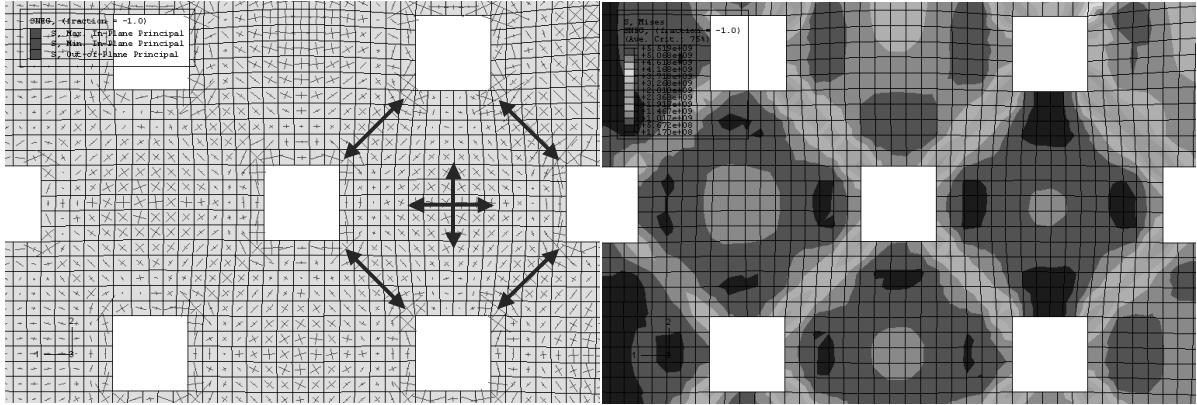


Bild 7.5: Spannungstrajektorien und Vergleichsspannungen im punktförmig gelagerten Membranmodell bei Belastung senkrecht zur Membranfläche

Damit die Geokunststoffelemente den Erdkörper oberhalb der Pfahlelemente in vertikaler Richtung stützen können, müssen sich die ursprünglich horizontal orientierten Stab- oder Membranelemente verdrehen, wodurch die Zugkraft eine Vertikalkomponente erhält. Dieser Effekt kann nur berücksichtigt werden, wenn die Berechnung nach geometrisch nichtlinearer Theorie durchgeführt wird, siehe Lüke et al. (2002) und Bild 7.6. Vergleichsberechnungen an zweidimensionalen Modellen zeigten, dass eine Nichtberücksichtigung der geometrisch nichtlinearen Theorie zu 20 – 30 % geringeren Dehnungen in den Stab- bzw. Membranelementen führen kann, siehe Abschnitt 7.3.4.

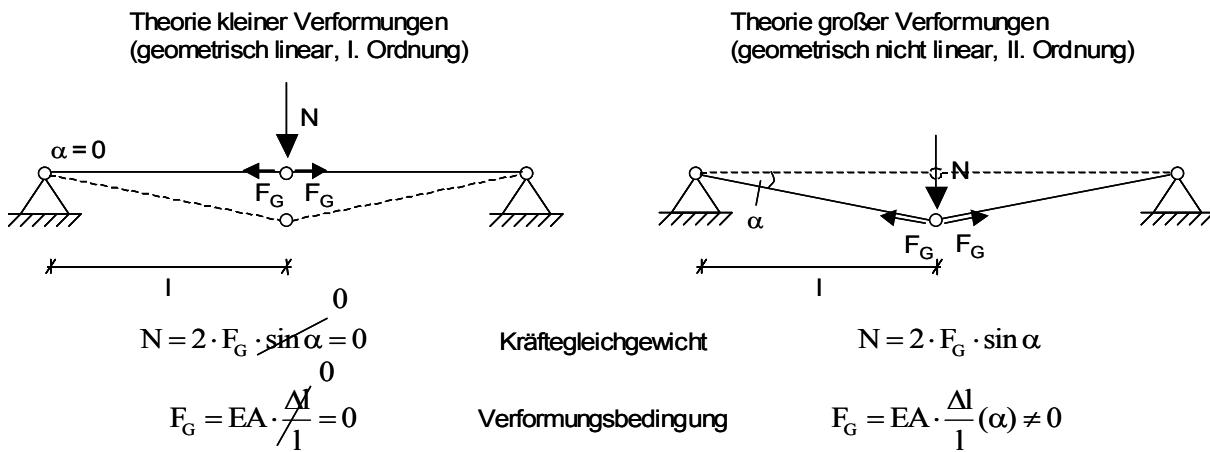


Bild 7.6: Schematische Darstellung der Lastabtragung in gelenkig verbundenen Zugstäben nach Theorie I. und II. Ordnung

Neben der gitterförmigen Struktur weisen die Geokunststoffe ein nichtlineares Materialverhalten auf. Für die hier verwendete Modellierung wird eine auf die Kurzzeitzugfestigkeit bezogene Linearisierung durchgeführt und linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Nachteil der linear-elastischen Modellierung ist, dass zeitlich bedingte Kriechverformungen nicht berücksichtigt werden können. In den durchgeführten Geogitterzugversuchen waren Kriecheffekte bereits nach kurzer Zeit zu beobachten, so dass für die Modellversuche, trotz der kurzen Versuchsdauer, ebenfalls Kriecheffekte zu erwarten waren. Bild 7.7 zeigt die Zugkraft-Dehnungslinie des Geogitters GW 60 PET im Vergleich zum FEM-Modell.

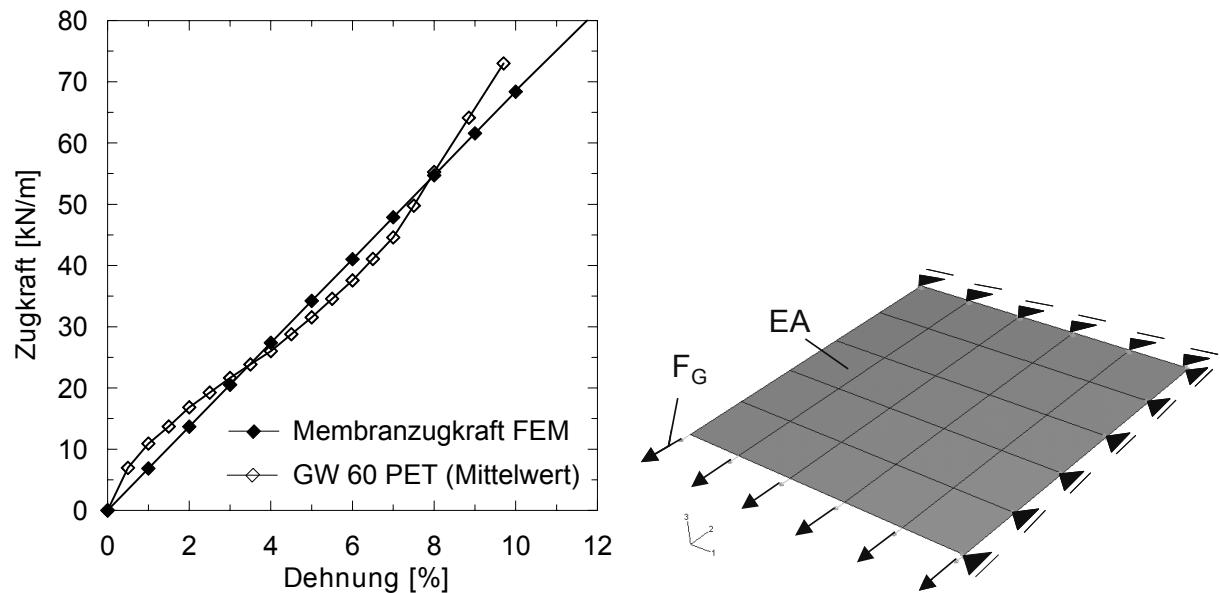


Bild 7.7: Zugkraft-Dehnungskurve für eine einaxiale Zugbeanspruchung im Zugversuch und lineare Abbildung im FEM-Membranmodell

Tabelle 7.3 enthält eine Zusammenstellung der physikalischen Kenngrößen, die bei der Modellierung der Geogitterlagen in den zwei- und dreidimensionalen Modellen verwendet wurden.

Tabelle 7.3: Geometrische und physikalische Kenngrößen des Geokunststoffs für linear-elastisches Stoffverhalten

Material	Elementtyp	E [MN/m ²]	ν [-]	ρ [g/cm ³]	Dicke bzw. Stabfläche
Geokunststoff	2D – Trusselement T2D2	2000	0,2	1,37	3,99e-4 m ² /m
	3D – Membranelement M3D4	2000	0,2	1,37	3,99e-4 m
	3D – Trusselemente T3D2	2000	0,2	1,37	1,14e-5 m ²

7.2.4 Modellierung des Verbundverhaltens

Die Modellierung des Verbundverhaltens erfolgte mit Hilfe von Kontaktflächen, da sich insbesondere Kontaktmodelle für die Abbildung großer Verschiebungsunterschiede zwischen zwei Körpern („Scherflächenausbildung“) eignen. Die Berechnung findet nach dem sogenannten Master-Slave-Prinzip statt, d.h. die Körper werden getrennt voneinander erzeugt und besitzen keine gemeinsamen Knoten mehr. Im Kontaktfall wird zwischen den Körpern in Normalenrichtung eine Kontaktspannung und in Tangentialrichtung eine Scherkraft übertragen.

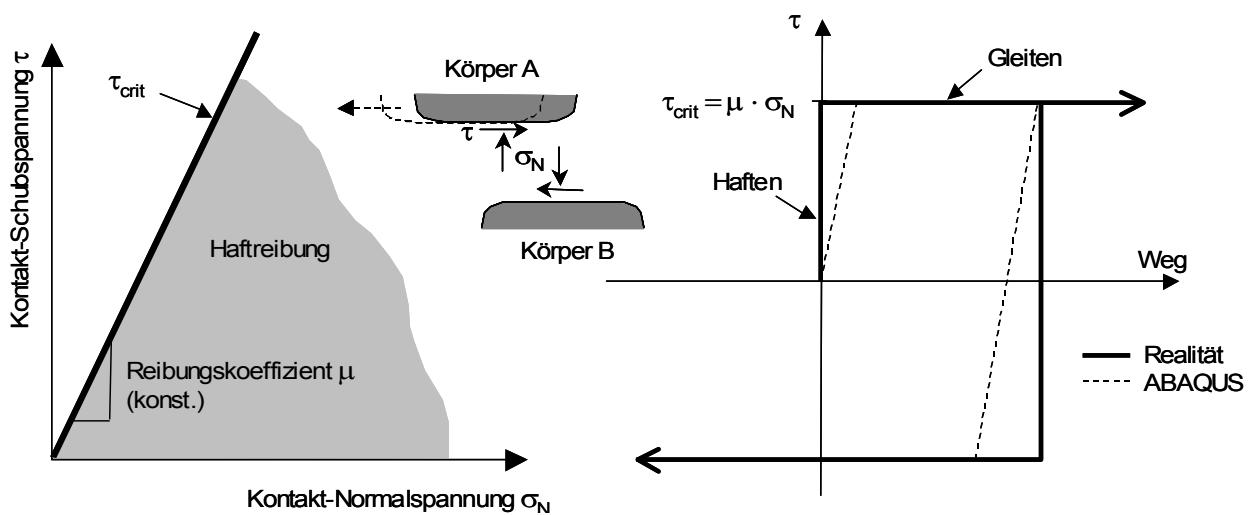


Bild 7.8: Coulombsches Schermodell

Das tangentiale Scherverhalten ist über das Coulombsche Schermodell (elastisch-plastisch) definiert, siehe Bild 7.8. Dabei ist μ der Reibungskoeffizient, der das Verhältnis zwischen der kritischen Scherspannung τ_{crit} und der vorhandenen Normalspannung σ_n angibt. In Tabelle 7.4 sind die für die FEM abgeleiteten Verbundparameter für die Kontaktflächen zusammengestellt. Weitergehende Erläuterungen zur Kontaktmodellierung sind in Hibbit et al. (2004) zu finden.

Tabelle 7.4: Abgeleitete Verbundparameter für Kontaktflächen in der FEM

$\mu_{Beton, Torf}$ [-]	$\mu_{Sand, Torf}$ [-]	$\mu_{Beton, Sand}$ [-]	$\mu_{Geogitter, Sand}$ [-]	$\mu_{Stahl, Sand}$ [-]
0,15 $\approx 1/3 \cdot \tan \varphi'_{Torf}$	0,50 $\approx \tan \varphi'_{Torf}$	0,80 $\approx \tan \varphi'_{Sand}$	0,80 $\approx \tan \varphi'_{Sand}$	0,25 $\approx 1/3 \cdot \tan \varphi'_{Sand}$

7.3 Berechnungsergebnisse

7.3.1 Übersicht über die FEM-Modelle zu Modellversuchsstand M1

Eine Übersicht über die erstellten FEM-Modelle mit den wichtigsten Modellangaben ist in Tabelle 7.5 zusammengestellt. Die numerischen Berechnungen beschränken sich auf Modellversuchsstand M1. Die Geometrie des Versuchsstandes wurde durch rotationssymmetrische, ebene und räumliche Modelle abgebildet. Neben konventionellen statischen Berechnungen fanden zyklische Berechnungen an ausgewählten Modellen statt, unter Verwendung des zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes (siehe Abschnitt 7.1.2). Die einzelnen numerischen Modelle werden nachfolgend näher beschrieben. Die wichtigsten Berechnungsergebnisse werden erläutert und Ergebnissen der Modellversuche gegenübergestellt.

Tabelle 7.5: Übersicht über die FEM-Modelle zu Modellversuchsstand M1

h [m]	Anzahl GG [-]	Geometrie	Modellierung		Abschnitt
			statisch	zyklisch	
0,35 / 0,70 / 1,00	0	rotationssym. Modell	✓	✓	7.3.2
0,35 / 0,70 / 1,00	0 / 1 / 2 / 3	2D-Ersatzmodell	✓	✓	7.3.3
0,35 / 0,70 / 1,00	0 / 1 / 2 / 3	3D-Modell	✓	-	7.3.4
0,35	1	3D-Modell mit linear-elastischen Stabelementen	✓	-	7.3.5

7.3.2 Rotationssymmetrisches unbewehrtes Modell

In Anlehnung an *Han (2002)* kann aus der Modellgeometrie des Modellversuchsstandes M1 ein rotationssymmetrisches Ersatzmodell abgeleitet werden. Dabei wird von den im Viereckraster angeordneten quadratischen Pfählen ein einzelner Pfahl im FEM-Modell abgebildet. Bei der Umrechnung des quadratischen Pfahlquerschnitts in den äquivalenten runden, rotationsymmetrischen Ersatzquerschnitt ist Flächengleichheit nach Gleichung (7.4) anzunehmen.

$$r_{ers} = \sqrt{\frac{b_x \cdot b_y}{\pi}} \quad (7.4)$$

Bild 7.9 zeigt die Modellgeometrie und -abmessungen sowie die Lage der Kontaktflächen. Das Modell besteht aus 4-Knotenelementen mit linearem Ansatz (Elementtyp CAX4) und den

in Abschnitt 7.2.2 und 7.2.4 angegebenen statischen sowie zyklischen Kennwerten und Verbundparametern. Zur Simulation einer starren Lasteinleitung konnte die Last optional über eine gewichtslose, linear elastische Lastplatte aufgebracht werden.

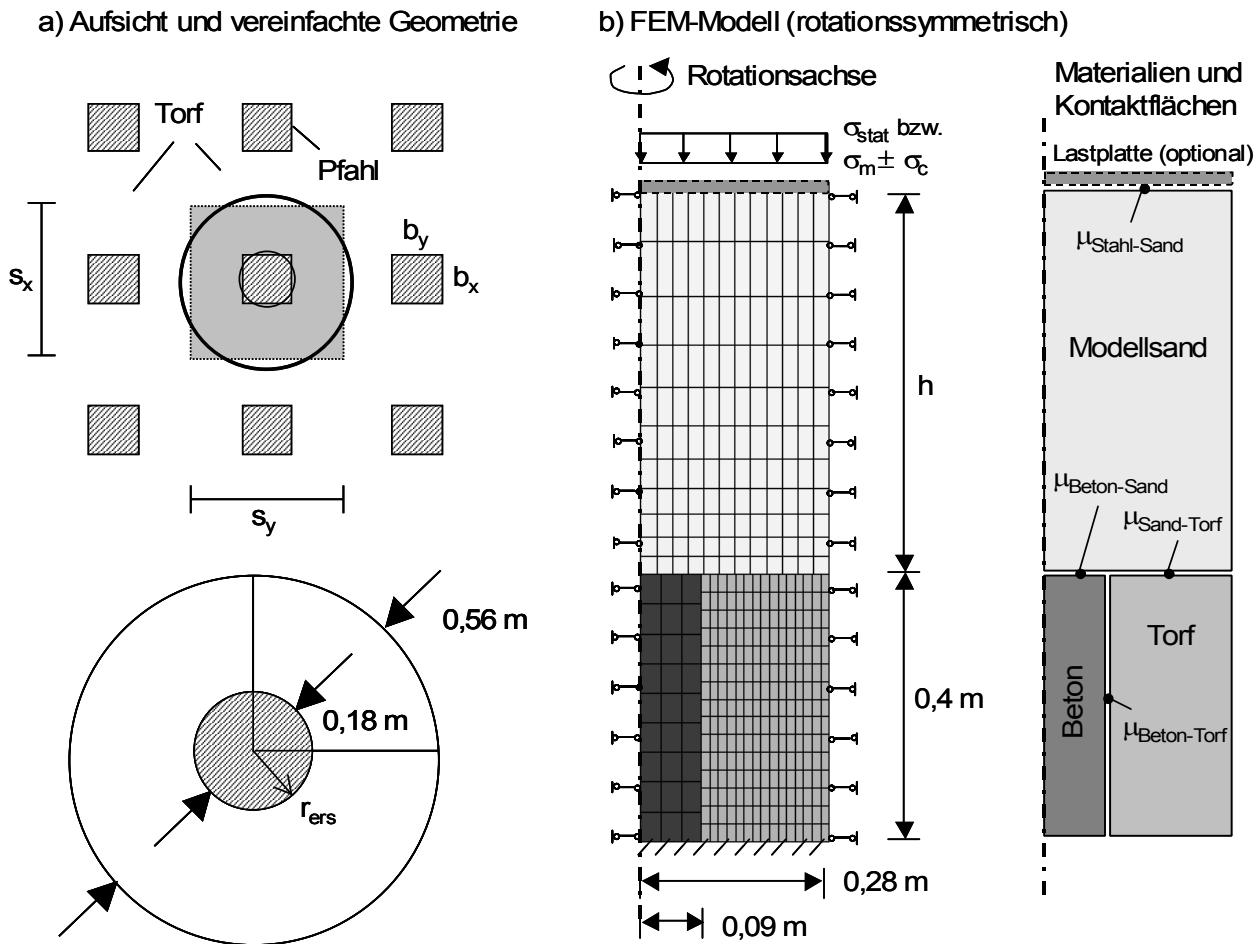


Bild 7.9: Rotationssymmetrische Modellierung

In Bild 7.10 sind die Ergebnisse der FEM-Modelle den Modellversuchen S01 bis S03 gegenübergestellt. Sowohl die Systemverformungen als auch die Spannungen oberhalb der Weichschicht zeigen für die verwendeten Bodenkenngrößen eine gute Übereinstimmung.

Darüber hinaus kann der Einfluss einer starren Lastaufbringung im Gegensatz zu einer schlaffen Lastaufbringung quantifiziert werden. Eine starre Lastplatte führt bei geringer Überdeckungshöhe ($h=0,35 \text{ m}$) zu geringeren Systemsetzungen und einer größeren Entlastung der Weichschicht. Der in Abschnitt 5.3.1 beschriebene Einfluss der Art der Lastaufbringung wird bestätigt.

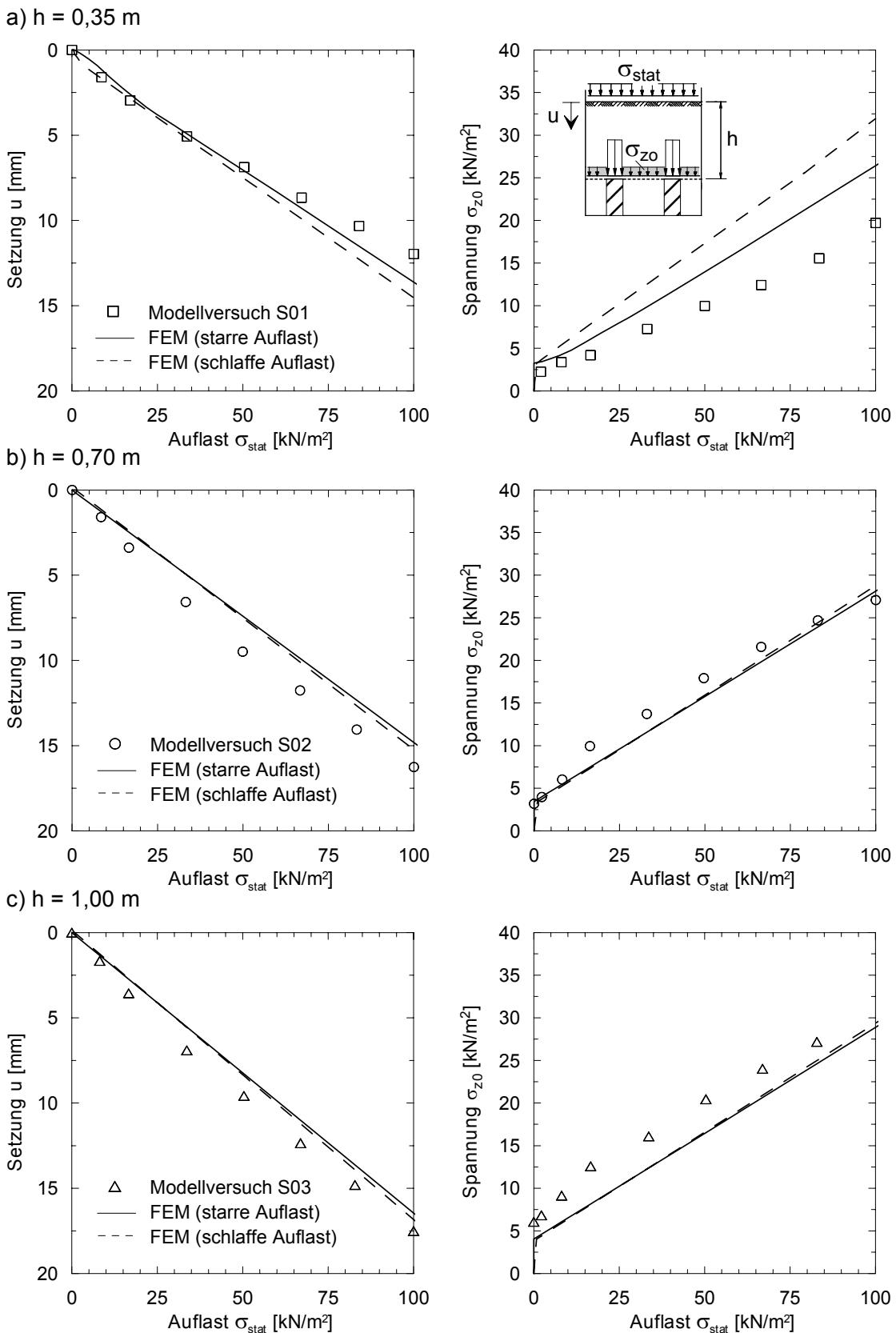
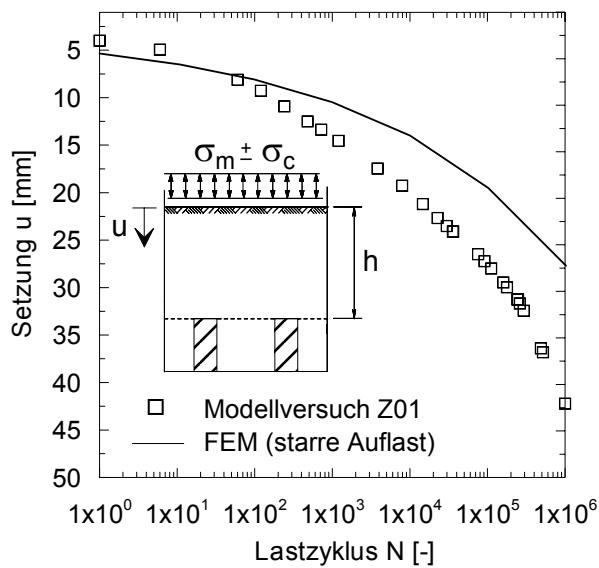
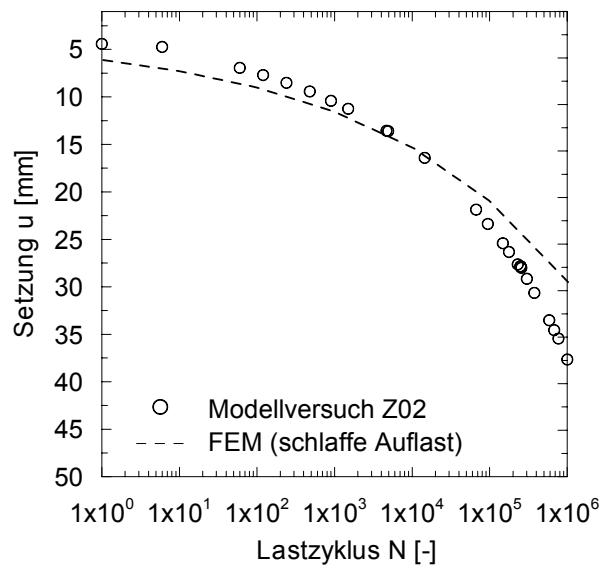
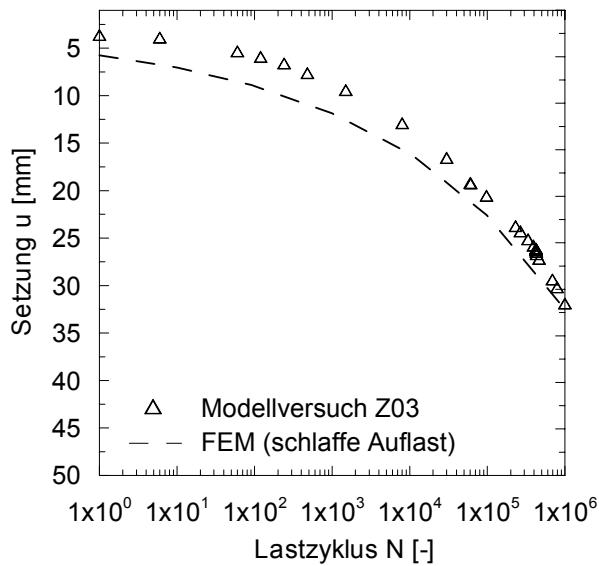


Bild 7.10: Lastplattensetzung u sowie vertikale Spannung σ_{z0} oberhalb der Weichschicht in Modellversuchen S01 bis S03 sowie numerische Berechnungsergebnisse für statische Belastung

Bild 7.11 zeigt einen Vergleich der numerisch berechneten Oberflächensetzungen in den zyklischen FEM-Modellen mit den gemessenen Lastplattensetzungen in den zyklischen Modellversuchen Z01 bis Z03. Die zyklische Beanspruchung in den numerischen Modellen entsprach dabei Belastungsschema I (Bild 5.6); d.h. nach Berechnung des Eigengewichtzustandes und Aufbringung der statischen Grundlast von 7 kN/m^2 wurde im FEM-Modell auf die Systemoberfläche für eine Dauer von $N = 1.000.000$ Lastzyklen eine doppelte Spannungsamplitude von $2 \cdot \sigma_c = 20 \text{ kN/m}^2$ aufgebracht.

a) $h = 0,35 \text{ m}$ b) $h = 0,70 \text{ m}$ c) $h = 1,00 \text{ m}$ 

d) Vergleich FE-Ergebnisse

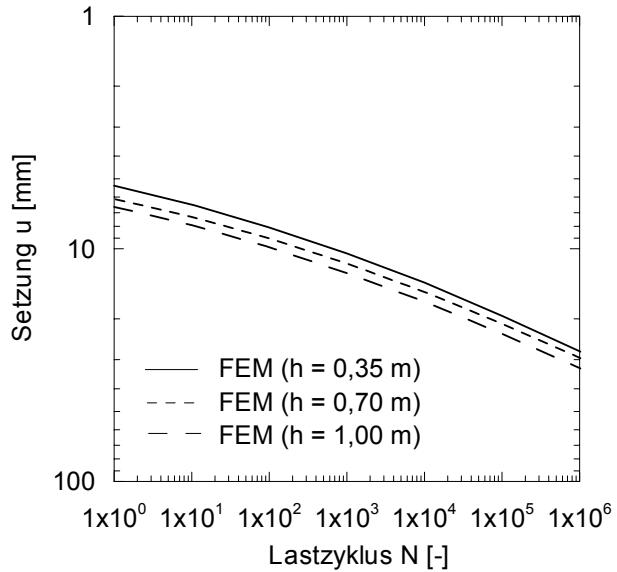


Bild 7.11: Gegenüberstellung Lastplattensetzung in den Modellversuchen Z01 bis Z03 und Berechnungsergebnisse der rotationssymmetrischen zyklischen FEM-Modelle

Für die verwendeten zyklischen Stoffparameter ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Systemsetzungen für die Einbauhöhe $h = 1,00 \text{ m}$ (Bild 7.11c). Diese entspricht der Einbauhöhe, bei der die Gewölbeausbildung im Modellversuch nahezu stabil war. Für die Höhen $h = 0,35 \text{ m}$ und $h = 0,70 \text{ m}$ hingegen ergeben sich im FEM-Modell geringere Setzungen, siehe Bild 7.11a und 7.11b. Darüber hinaus kann bei den FEM-Modellen, im Gegensatz zu den Modellversuchen, mit zunehmender Modellhöhe ein Anstieg der Oberflächenverformungen festgestellt werden, Bild 7.11d. Mögliche Gründe für diese Differenzen sind:

- Unsicherheiten der abgeleiteten statischen und zyklischen Eingangsparameter,
- kontinuummechanische Modellierung kann Kornumlagerungen und Scherfugenausbildungen infolge der zyklischen Belastung nur näherungsweise abbilden.

Als weiterer Grund für die Abweichungen zwischen FEM-Berechnung und Modellversuch müssen die dem Stoffansatz nach *Stöcker (2002)* zugrundeliegenden Vereinfachungen selber genannt werden. Da die Berechnung für einen quasistatischen Lastzustand erfolgt, bleiben während der numerischen Berechnung die im System wirkenden Spannungen nahezu unverändert. Eine Gewölberückbildung tritt im FEM-Modell nicht ein. Zur Verdeutlichung sind in Bild 7.12 für die Einbauhöhe $h = 0,35 \text{ m}$ die numerisch berechneten Spannungen oberhalb der Weichschicht den in Versuch Z01 gemessenen Spannungen gegenübergestellt.

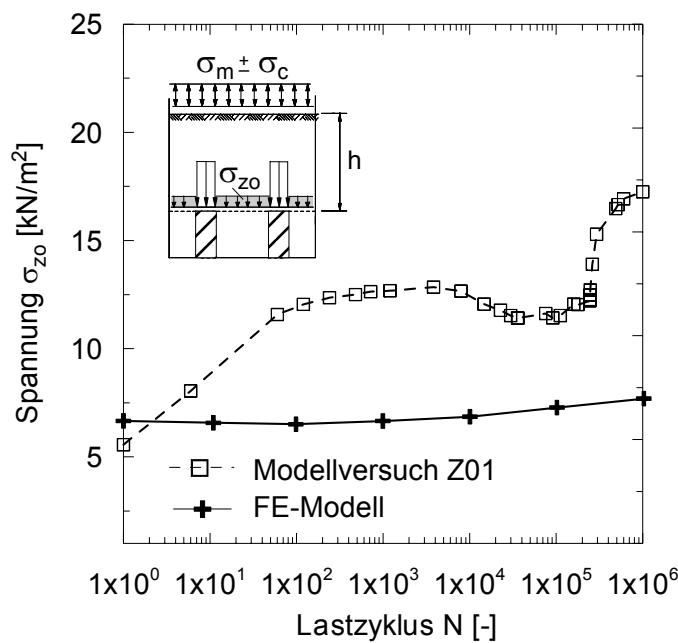


Bild 7.12:

Spannungsentwicklung σ_{z0} oberhalb der Weichschicht in FEM und im Modellversuch während zyklischer Belastung; $h = 0,35 \text{ m}$

Da im Modellversuch die Gewölbestabilität unter Zyklik mit zunehmender Einbauhöhe anstieg, liefert der Stoffansatz nach *Stöcker (2002)* für größere Einbauhöhen eine bessere Übereinstimmung der Systemsetzungen. Insgesamt ist festzustellen, dass mit Hilfe des Stoffansatzes das Verformungsverhalten unter Zyklik zufriedenstellend wiedergegeben wird.

7.3.3 Vereinfachtes ebenes, bewehrtes und unbewehrtes Ersatzmodell

Aus der Geometrie des dreidimensionalen Modellversuchsstandes kann in Anlehnung an *Bergado (1994)* ein zweidimensionales Ersatzmodell abgeleitet werden. Dabei wird entsprechend Bild 7.13 jede Säule einer Säulenreihe in einen flächengleichen Streifen mit der Tiefe s_x und der Ersatzbreite b_{ers} nach Gleichung (7.6) umgewandelt.

$$a_s = \frac{A_S}{A_E} = \frac{b_{ers} \cdot s_x}{s_x \cdot s_y} \quad (7.5)$$

$$b_{ers} = \frac{b_x \cdot b_y}{s_x} \quad (7.6)$$

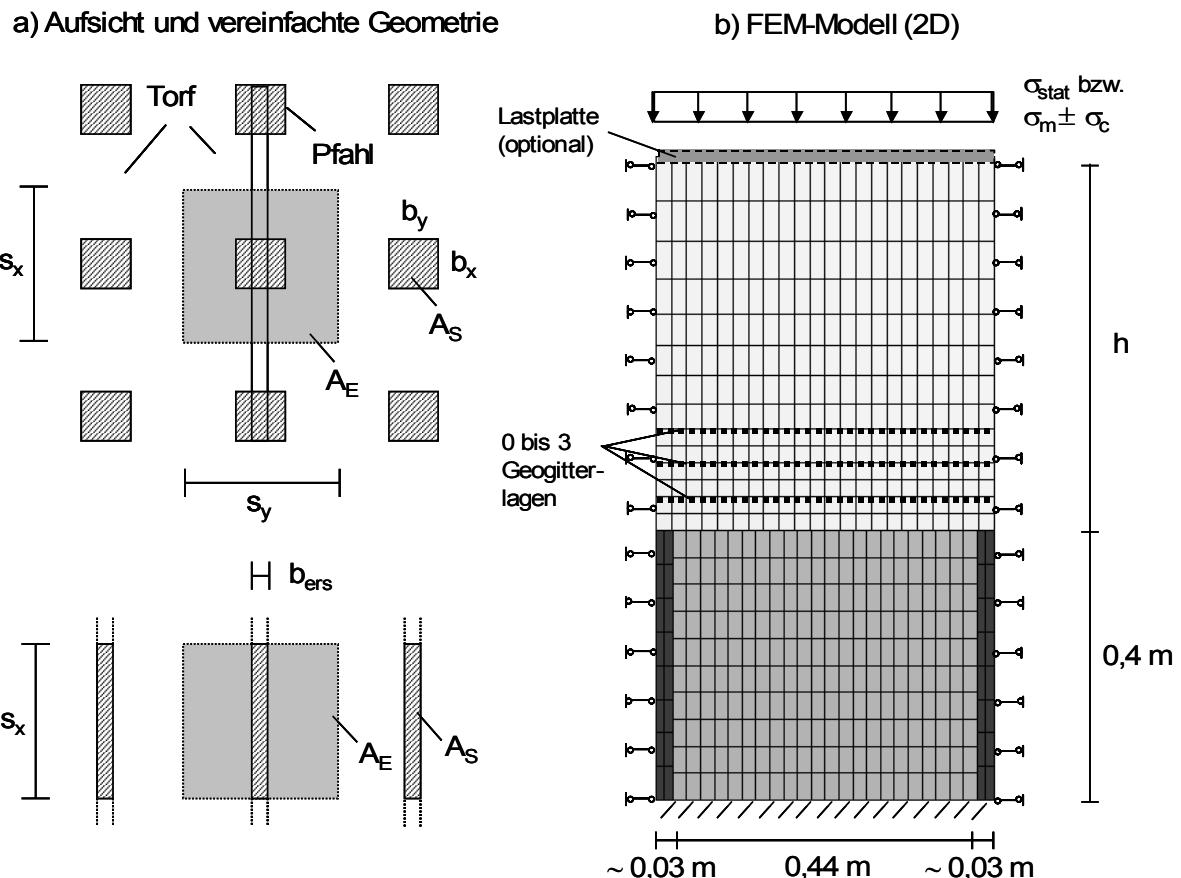


Bild 7.13: Vereinfachtes zweidimensionales Ersatzmodell

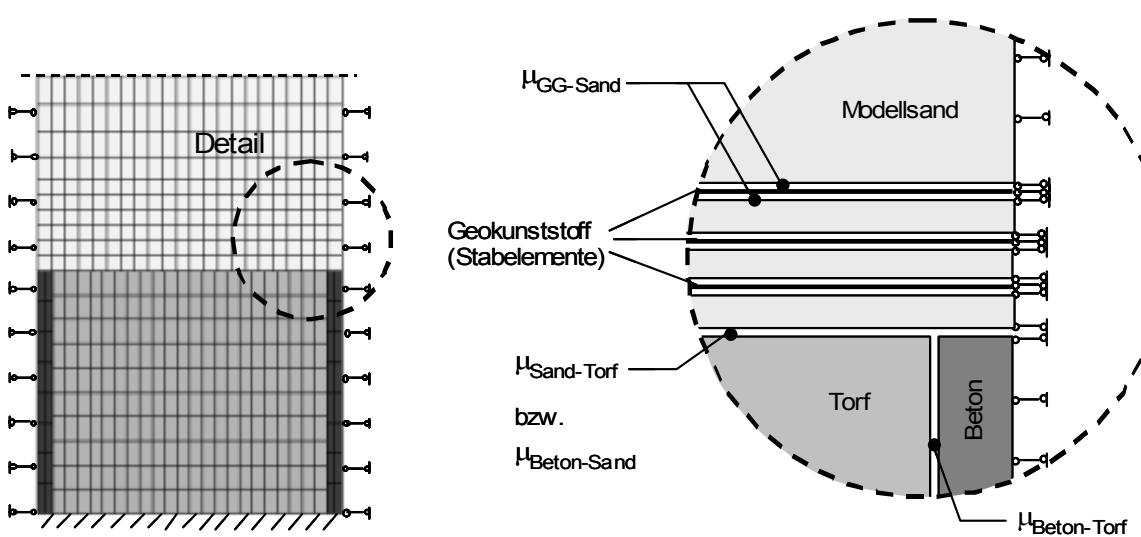


Bild 7.14: Materialien und Kontaktflächen

In Bild 7.13 und Bild 7.14 sind die Modellgeometrie und -abmessungen sowie die Lage der Kontaktflächen dargestellt. Für das Modell wurden 4-Knoten-Kontinuumelemente (Elementtyp CPE4) sowie 2-Knoten-Stabelemente (T2D2) mit linearem Ansatz verwendet. Die statischen sowie zyklischen Kenngrößen und Verbundparameter sind in den Abschnitten 7.2.2 bis 7.2.4 angegeben. Nachfolgend werden ausgewählte statische und zyklische Berechnungsergebnisse beschrieben, wobei insbesondere die Dehnungsbeanspruchungen in den Geokunststofflagern (Stabelementen) näher betrachtet werden.

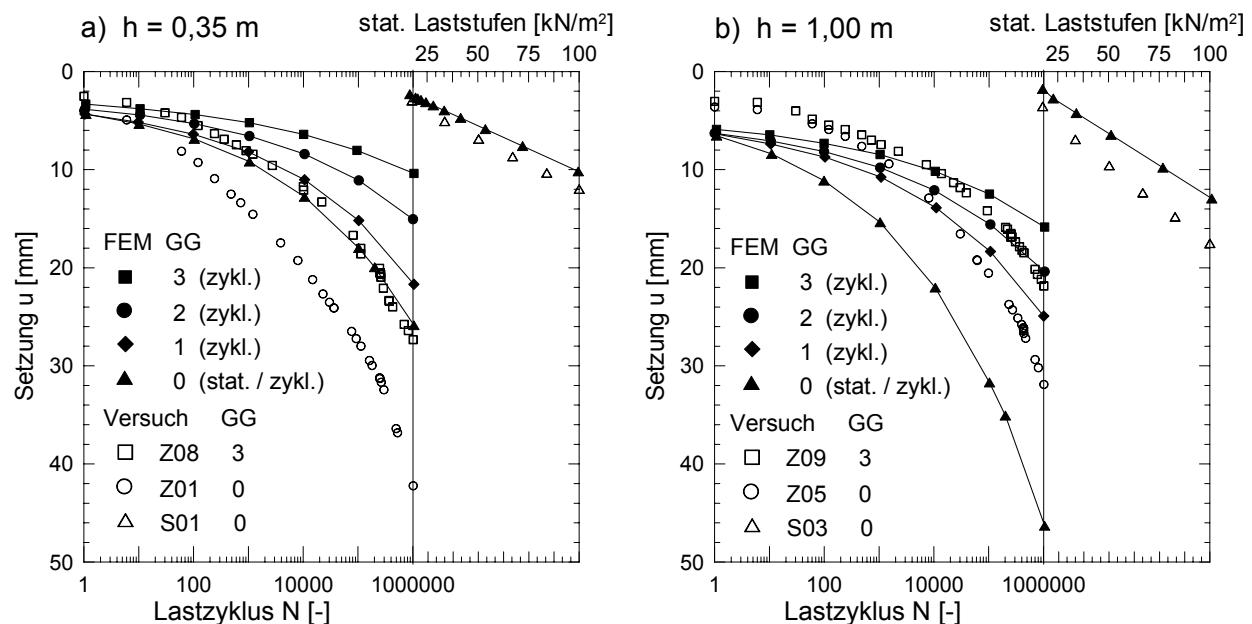


Bild 7.15: Gegenüberstellung von im Modellversuch gemessenen und im zweidimensionalen Ersatzmodell berechneten Oberflächensetzungen u

Bild 7.15 zeigt einen Vergleich der gemessenen und berechneten Oberflächensetzungen bei statischer und zyklischer Belastung (Lastschema I, nach Bild 5.6) für die Einbauhöhen $h = 0,35 \text{ m}$ und $h = 1,00 \text{ m}$ sowie verschiedene Bewehrungssituationen. Wie im rotations-symmetrischen Modell ist auch hier nur für die große Überdeckungshöhe eine befriedigende Übereinstimmung der Setzungen festzustellen. Mit zunehmender Geokunststoff- und Kontaktflächenanzahl verkleinern sich die Setzungen deutlich; diese Beobachtung entspricht den Messergebnissen der Modellversuche. Kritisch anzumerken ist jedoch, dass schon die Modellierung von Kontaktflächen selber eine Versteifung des FEM-Modells zur Folge hat und die Abnahme der Systemverformung nicht allein auf die zusätzliche Dehnsteifigkeit der Stabelemente zurückzuführen ist. So hatte z.B. eine Verdreifachung der Dehnsteifigkeit der Stabelemente kaum Auswirkungen auf die Spannungen und Setzungen im FEM-Modell.

Bild 7.16 zeigt die Nachrechnung der unbewehrten zyklischen Modellversuche Z17 und Z18, bei denen das System durch drei unterschiedliche Lastamplituden beansprucht wurde. Die zyklische Belastung in den numerischen Modellen entsprach dem zyklischen Belastungsschema „Amplitudenaufweitung“ nach Bild 5.46. Insgesamt ergibt sich auch für diese Belastungsabfolge eine befriedigende Übereinstimmung. Die großen Differenzen für Amplitude 3 ($2 \cdot \sigma_c = 40 \text{ kN/m}^2$) bei einer Einbauhöhe von $h = 1,00 \text{ m}$ sind auch damit zu begründen, dass Vorverdichtungseffekte, die zu einer Verfestigung des Versuchssandes im Modellversuch führten, mit Hilfe des Stoffansatzes nicht berücksichtigt werden können.

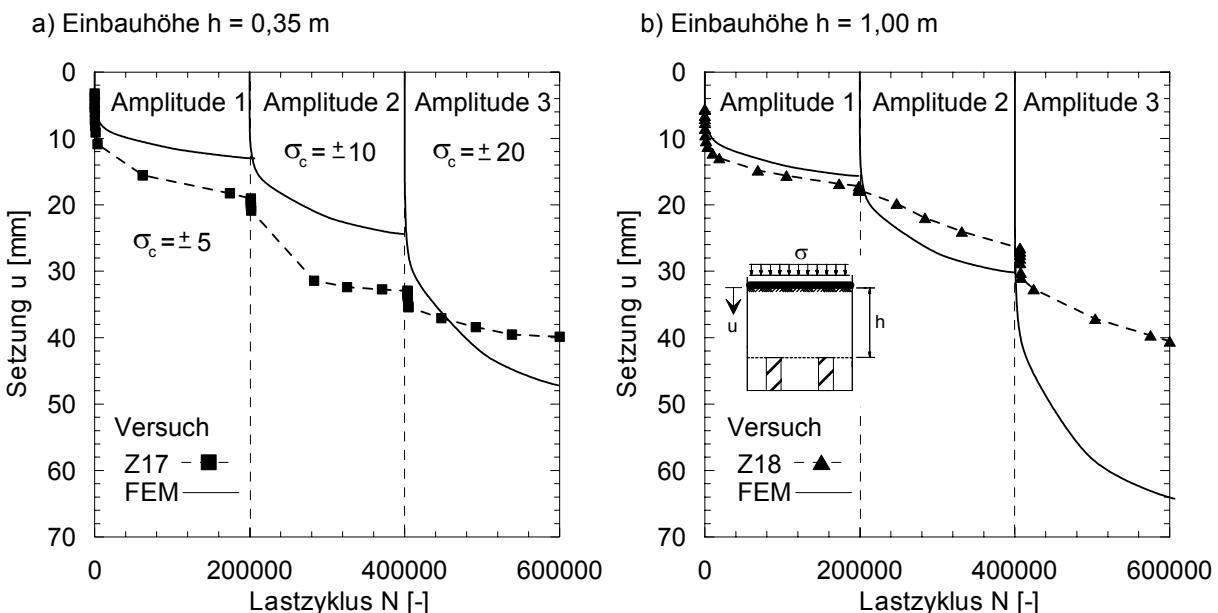


Bild 7.16: Nachrechnung der unbewehrten Modellversuche Z17 und Z18 unter zyklischer Belastung mit 2D-Ersatzmodell

Bild 7.17 zeigt die numerisch berechneten Geokunststoffdehnungen (bzw. Stabelementdehnungen) für die Einbauhöhen 0,35 m und 1,00 m und verschiedene Bewehrungssituationen unter statischer Belastung. Analog zu den Modellversuchen ist festzustellen, dass der Membranen-Effekt und die Dehnungsbeanspruchung mit zunehmender Höhenlage zurückgeht. Die Beanspruchung der einzelnen Lagen erfolgt (von unten nach oben) in den statischen FEM-Modellen etwa im Verhältnis:

- $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{oben}} = 1 : 0,55$ bei zweilagiger Bewehrung,
- $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{Mitte}} : F_{G,\text{oben}} = 1 : 0,60 : 0,40$ bei dreilagiger Bewehrung.

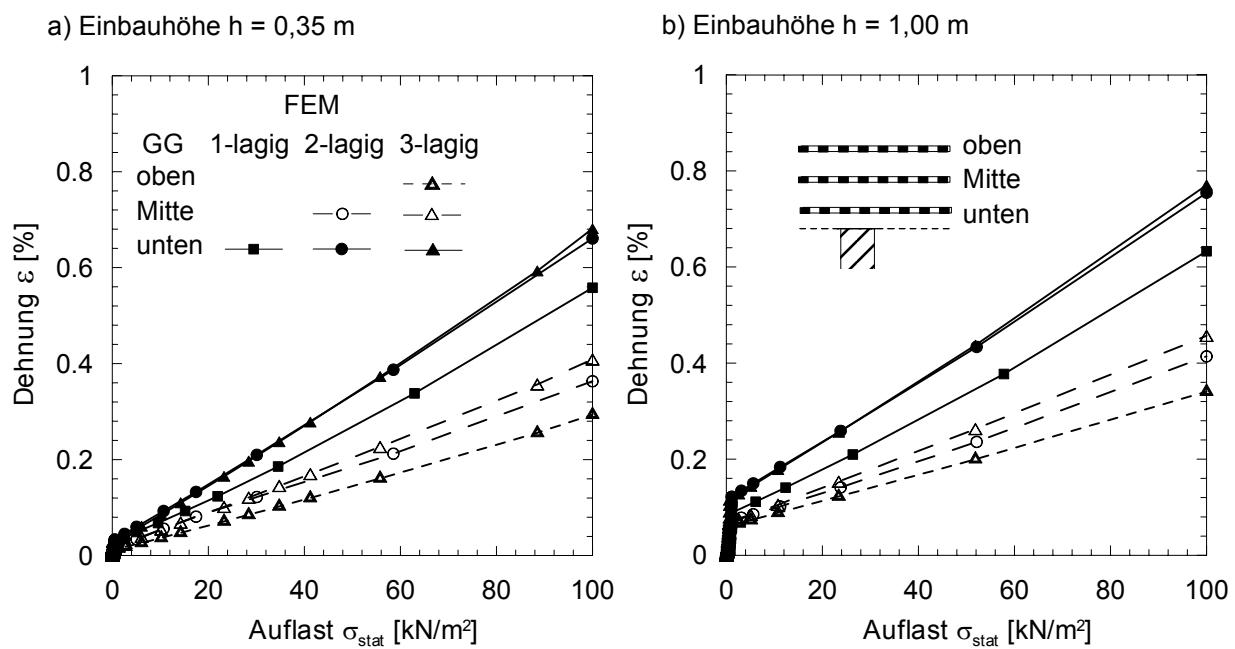


Bild 7.17: Dehnungsbeanspruchung in den einzelnen Geokunststofflagen im 2D-Ersatzmodell für statische Belastung

Bevor auf die Dehnungen in den zyklischen FEM-Modellen eingegangen wird, soll nachfolgend der Verformungsvorgang während der zyklischen Berechnungsphase erläutert werden. Im FEM-Modell werden insbesondere für die Torfbereiche zyklisch-viskoplastische Verformungsanteile ermittelt. Diese führen zu einem Absinken der oberhalb befindlichen Boden- und Geokunststoffelemente. Mit zunehmender Lastzyklenzahl stanzen sich die Pfahlköpfe wie in den Modellversuchen von unten in das bewehrte Bodenpaket ein, siehe Bild 7.18. Die Einstanzverformungen führen zu einer Zusatzbeanspruchung in den Geokunststoffstabelementen, siehe Bild 7.19a. Der Dehnungszuwachs erfolgt dabei etwa im gleichen Verhältnis wie bei der Zugkraftverteilung unter statischer Belastung, d.h. durch die zyklisch-viskoplastischen Verformungen erfährt wiederum die unterste Geokunststofflage den größten Dehnungszuwachs.

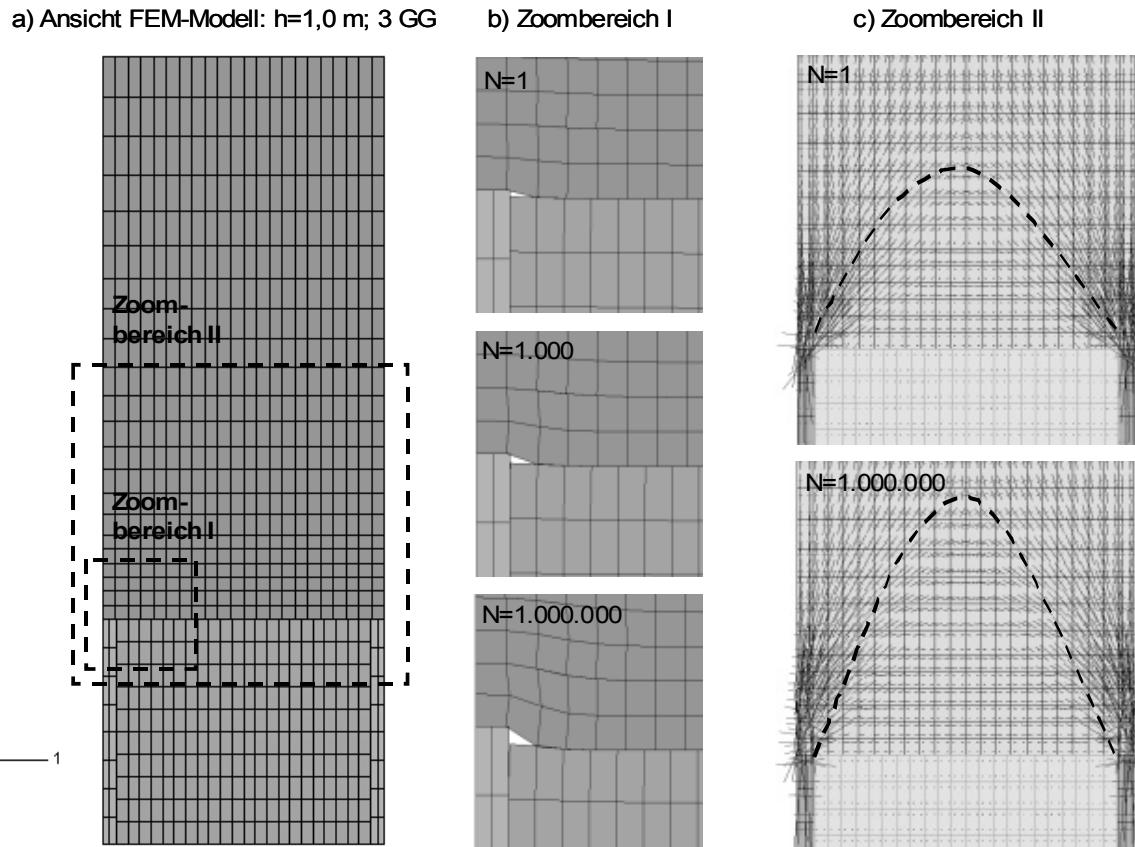


Bild 7.18: Einstanzvorgang und Spaltbildung während der zyklischen Phase (b) sowie Darstellung der Hauptspannungstrajektorien für verschiedene Lastzyklenzahlen N (c)

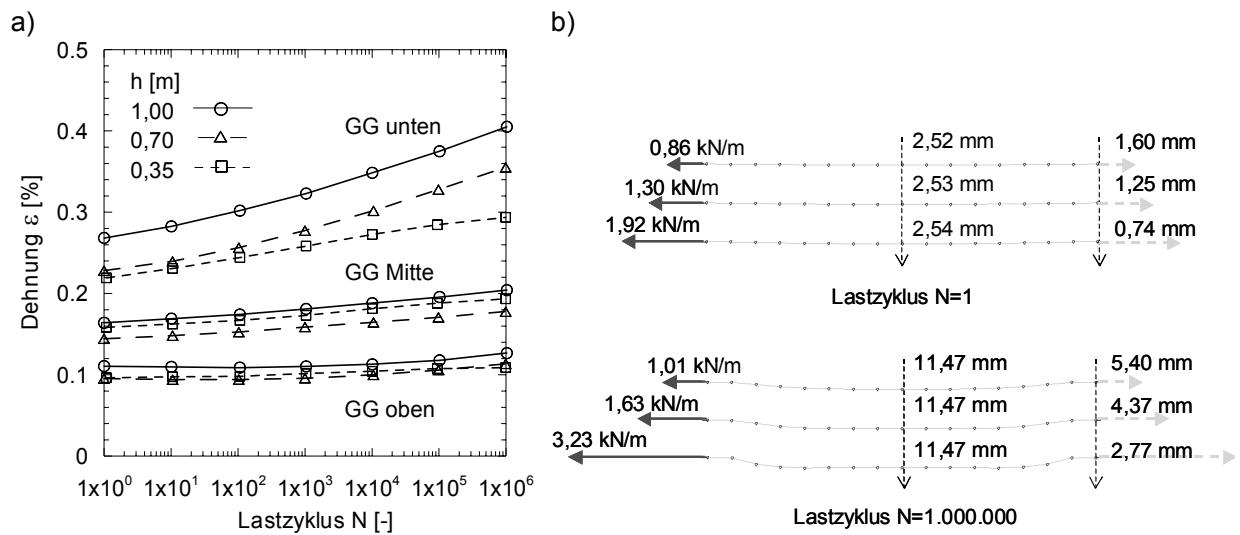


Bild 7.19: Dehnungszuwachs in den einzelnen Geogitterlagen während der zyklischen Berechnungsphase für verschiedene Modellhöhen h (a) sowie Geogitterverformung vor und nach zyklischer Phase für drei Geogitterlagen und h = 1,00 m (b)

In Bild 7.19b sind für die Einbauhöhe h = 1,00 m und dreilagige Bewehrung die Verformungen der Geogitterlagen vor der zyklischen Lastphase sowie nach 1.000.000 Lastzyklen separat

dargestellt. Für die unterste Geokunststofflage ergibt sich eine Setzungsdifferenz (Durchhang Mitte zu Durchhang Pfahlkopf) von 1,8 mm für $N = 1$ und 8,7 mm für $N = 1.000.000$. Für die oberste Lage ergibt sich eine Setzungsdifferenz von 0,92 mm und 6,07 mm. Die Vergrößerung des Durchhangs ist Ursache für den Anstieg der Zugkräfte.

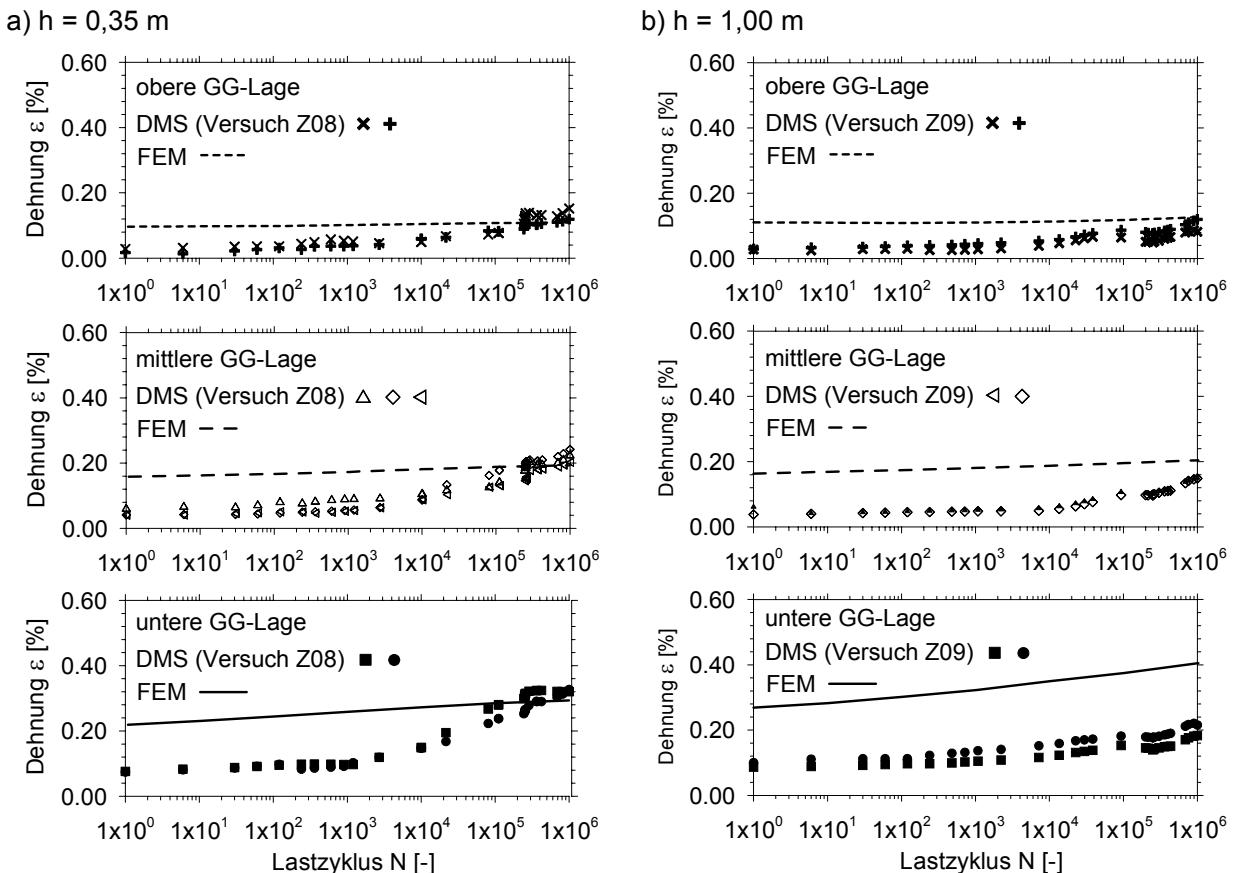


Bild 7.20: Numerisch ermittelte Stabelementdehnungen bei dreilagiger Bewehrung während zyklischer Phase und gemessene Dehnungen in den Versuchen Z08 und Z09

Einen Vergleich der numerisch ermittelten Dehnungen mit Versuchsergebnissen enthält Bild 7.20. Hinsichtlich der Größenordnung der gemessenen und berechneten Dehnungen zeigt sich eine teilweise gute Übereinstimmung. Der in den Modellversuchen nach etwa 1.000 bis 10.000 Lastzyklen zu bemerkende starke Dehnungsanstieg ist in den numerischen Berechnungen nicht festzustellen. Der Grund hierfür ist, dass die Geokunststofflagen vereinfacht über linear-elastische Stabelemente abgebildet werden und zeitlich bedingte Dehnsteifigkeitsverluste infolge Kriecheffekten nicht berücksichtigt werden. Darüber hinaus wurde bereits in Abschnitt 7.3.2 darauf hingewiesen, dass der Stoffansatz von einer quasistatischen Belastung ausgeht und ein Spannungszuwachs infolge einer Gewölberückbildung nicht eintritt. Insbesondere die Gewölberückbildung wurde in den Modellversuchen für den starken Dehnungsanstieg verantwortlich gemacht.

Bild 7.21 zeigt noch einmal die numerisch berechnete Spannungsveränderung während der zyklischen Lastphase. Die vertikalen Spannungen im Bereich der untersten Geokunststofflage bleiben infolge des quasistatischen Ansatzes nahezu konstant. Infolge der starken Weichschichtsetzungen kann teilweise sogar ein „Hochwandern“ der Gewölbespitze bemerkt werden, siehe auch Bild 7.18c. Qualitativ richtig wiedergegeben wird im FEM-Modell, dass sich mit zunehmender Geogitteranzahl und Einbauhöhe die Weichschichtentlastung erhöht.

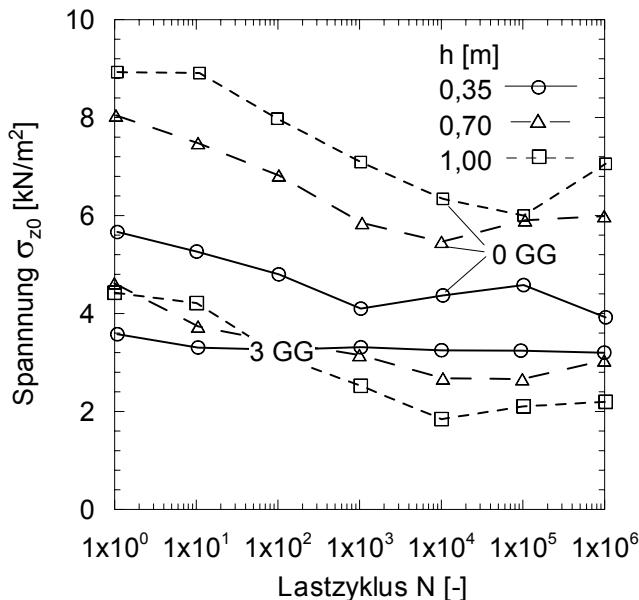


Bild 7.21:

Numerisch berechnete vertikale Spannungen im Bereich der untersten Geokunststofflage

Obwohl eine vollständige Übereinstimmung mit den Versuchsbeobachtungen durch die FEM nicht erreicht werden konnte, ist festzustellen, dass die grundsätzlichen Tragmechanismen an dem numerischen Modell bestätigt werden. Die zyklischen FEM-Modelle geben die Verformungsakkumulation, den Einstanzmechanismus und die über die Zyklendauer entstehenden Dehnungszuwächse in den Geokunststofflagen realitätsnah wieder. Das Geokunststoffbeanspruchungsverhältnis stimmt im FEM-Modell und Modellversuch überein.

7.3.4 Unbewehrtes und bewehrtes räumliches Modell

Aus Symmetriegründen kann Modellversuchsstand M1 als 3D-Modell mit Hilfe des in Bild 7.22 dargestellten reduzierten Ausschnittes modelliert werden. Das Modell besteht aus 8 Knoten-Kontinuumelementen (Elementtyp C3D8) mit linearem Ansatz. Die Geogitterlagen wurden durch 4 Knoten-Membranelemente (M3D4) mit Kontaktflächen analog zu Bild 7.14 modelliert. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf die berechneten Setzungen und Membrandehnungen. Die Ergebnisse der 3D-Modelle werden den 2D- und rotations-symmetrischen-Modellen gegenübergestellt und Berechnungsunterschiede aufgezeigt. Da-

über hinaus wird die Auswirkung der Berücksichtigung der geometrisch nichtlinearen Theorie auf die Berechnungsergebnisse mit Hilfe einer Vergleichsberechnung verdeutlicht. Abschließend wird das 3D-FEM-Modell einem Vergleichsmodell gegenübergestellt, bei dem die Geogitterbewehrung durch räumliche Stabelemente modelliert wurden.

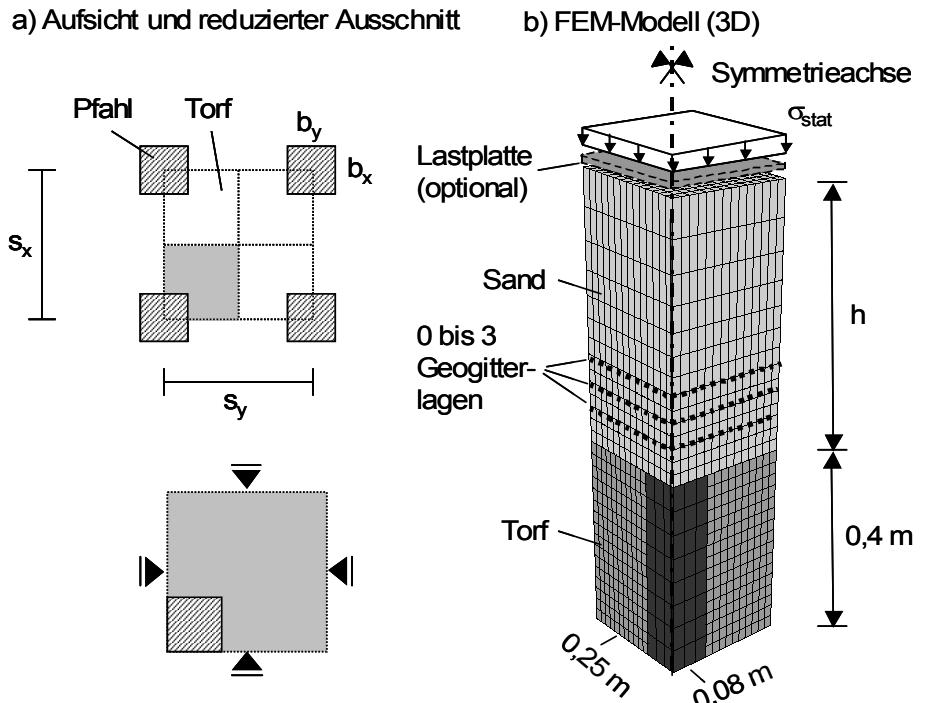


Bild 7.22:
Dreidimensionales
FEM-Modell

Bild 7.23 zeigt einen Vergleich der numerisch berechneten Setzungen der unbewehrten 3D-Modelle mit den gemessenen Setzungen in den Versuchen S01 bis S03 für eine statische Belastung. Zu Vergleichszwecken sind die Ergebnisbereiche der 2D- und rotationssymmetrischen Modelle eingezeichnet.

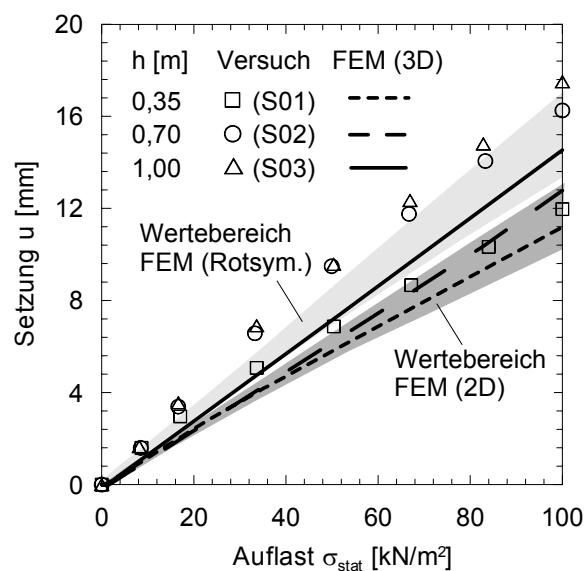


Bild 7.23:
Berechnete Oberflächensetzungen im unbe-
wehrten 3D-FEM-Modell und gemessene Set-
zungen (Versuche S01 bis S03) sowie Werte-
bereich der 2D- und rotationssymmetrischen
FEM-Modelle

Die in den unbewehrten Modellversuchen S01 bis S03 gemessenen Setzungen werden mit Hilfe des 3D-Modells etwas unterschätzt. Bezogen auf das 3D-Modell liegen die Setzungen im rotationssymmetrischen Modell ca. 5-10 % höher und im 2D-Modell ca. 5-10 % niedriger. Die berechneten Spannungen oberhalb des Torfbereiches zeigen ein ähnliches Verhältnis.

Vergleicht man die berechneten Membrandehnungen im 3D-Modell mit den Stabdehnungen im 2D-Ersatzmodell so ist festzustellen, dass die Dehnungen im 2D-Ersatzmodell generell ca. 15 % höher liegen, siehe Bild 7.24a. Analog zum 2D-Ersatzmodell nimmt die Beanspruchung der Membranlagen über die Höhe ab. Dass in den Modellversuchen und den 2D-Ersatzmodellen beobachtete Beanspruchungsverhältnis stellt sich jedoch in den 3D-Modellen nicht so deutlich ein. Die zweite und dritte Lage werden nahezu gleich beansprucht.

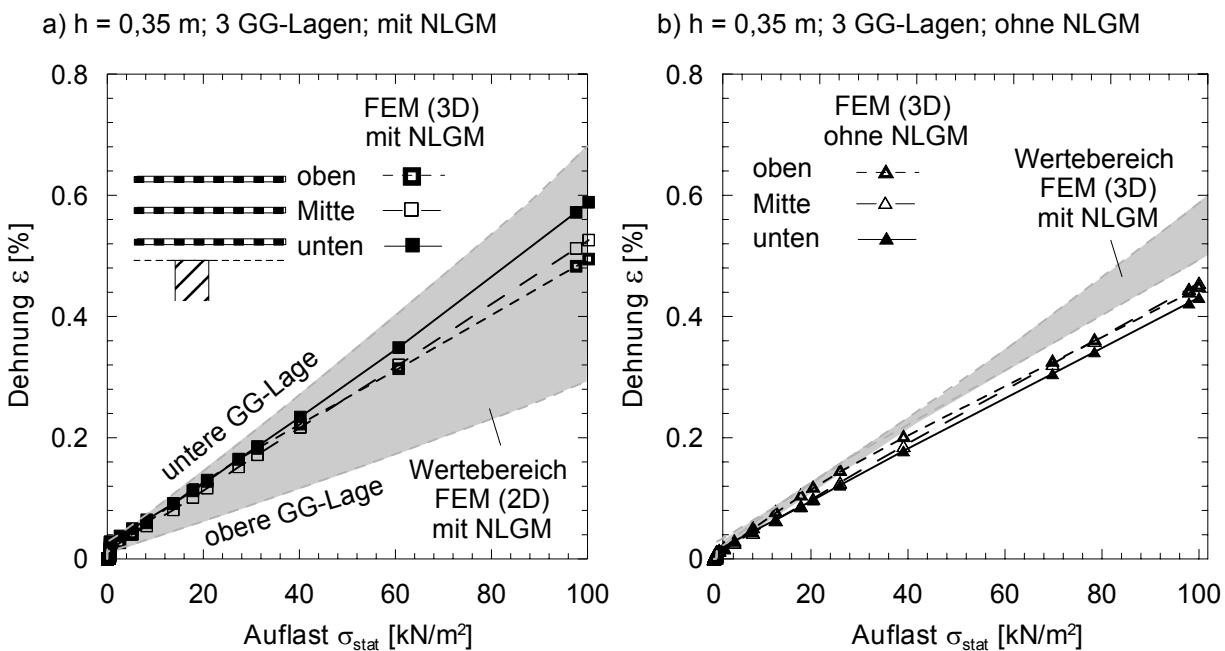


Bild 7.24: Vergleich der Membrandehnungen im 3D-Modell mit Stabdehnungen des 2D-Ersatzmodells für statische Belastung (a) sowie Membrandehnungen im 3D-Modell mit und ohne Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung (b)

Die Berechnung in den 3D-Modellen und 2D-Ersatzmodellen erfolgte jeweils unter Berücksichtigung der geometrisch nichtlinearen Theorie (NLGM), siehe auch Abschnitt 7.2.3. Die Bedeutung der Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung verdeutlicht Bild 7.24b. Bleibt die geometrisch nichtlineare Theorie unberücksichtigt, so ergeben sich für das gleiche Modell 20 bis 30 % geringere Dehnungen. Da die unterste Membranlage die größte Verformung erfährt sind hier die Auswirkungen der Nichtberücksichtigung der Theorie II. Ordnung am stärksten. Die Dehnungsbeanspruchung liegt sogar unterhalb der mittleren und oberen Membranlage.

Die in Bild 7.24a festzustellende gleich große Beanspruchung der mittleren und oberen Bewehrungslage ist auch in den numerischen Berechnungen von GEP-Tragsystemen nach *Han et al. (2005)* und *Huang et al. (2005)* zu finden. Für mehrlagig bewehrte Systeme ($n \geq 3$) unterscheiden *Han et al. (2005)* und *Huang et al. (2005)* die beiden in Bild 7.25 dargestellten Beanspruchungsbereiche. In Bereich I oberhalb des Pfahlkopfes unterliegen insbesondere die hochliegenden Lagen einer Spaltzugbeanspruchung. In Bereich II treten die größten Beanspruchungen in der untersten Bewehrungslage auf. Diese resultieren aus der Abscherbeanspruchung im Bereich der Pfahlkante und der Durchhangsverformung.

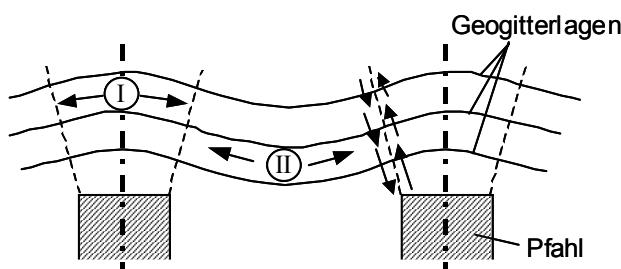


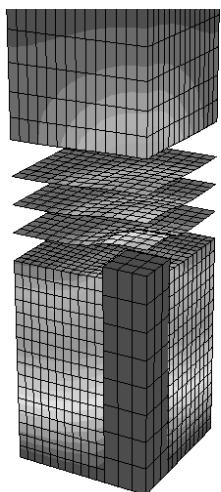
Bild 7.25:

Beanspruchungsbereiche bei mehrlagig bewehrten Systemen, nach *Han et al. (2005)*

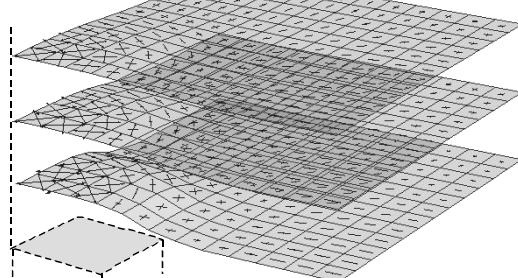
Die Spaltzugbeanspruchung scheint im numerischen, räumlichen Modell deutlicher ausgeprägt zu sein als im zweidimensionalen Modell.

Bild 7.26 zeigt die Verformungen und Hauptspannungen in den Membranlagen im 3D-Modell bei dreilagiger Bewehrung. Im Bereich A des Pfahlkopfes bilden sich die Hauptspannungen kreisförmig aus, für den Mittelbereich C ist eine Diagonalrichtung festzustellen. Wie in Abschnitt 7.2.3 erläutert, weicht die Lastabtragung von der eines Geogitters ab.

a) Ansicht



b) Verformung der Membranlagen



c) Hauptspannungstrajektorien für obere Membranlage

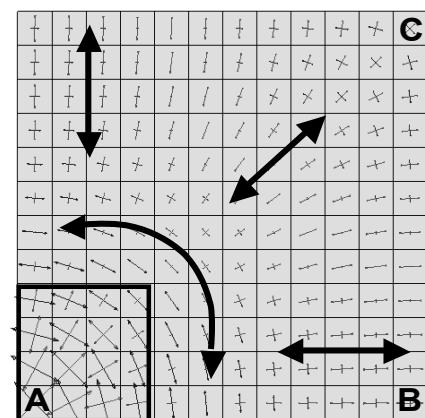


Bild 7.26: Numerisch berechnete Verformungen und Hauptspannungen im dreilagig bewehrten 3D-FEM-Modell ($h=0,35$ m; 3 GG-Lagen)

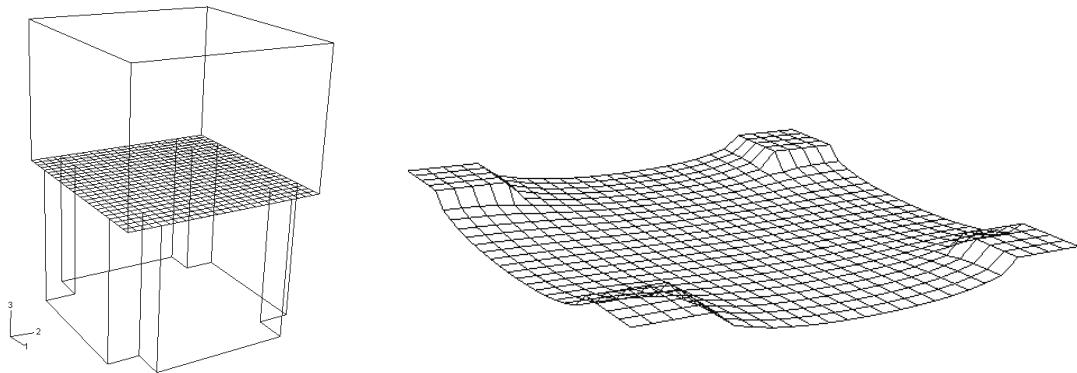


Bild 7.27: Geometrie des 3D-FEM-Modells und Verformungsfigur des Stabtragwerks

Zur Untersuchung des Einflusses der Modellierungsart wurde in Anlehnung an *Svano (2000)* ein 3D-Modell erstellt, bei dem das Geogitter durch 3D-Stabelemente (Elementtyp T3D2) modelliert war, siehe Bild 7.27. Zwischen den Stab- und Kontinuumselementen wurde direkter Verbund angenommen und auf eine Modellierung des Torfbereiches wurde verzichtet. Aufgrund von Konvergenzproblemen erfolgte die Berechnung rein elastisch. Der Elastizitätsmodul wurde für die Berechnung soweit herabgesetzt, bis die Oberflächensetzungen und Geogitterverformungen der Größenordnung der 3D-Modelle entsprachen, die mit Membranelementen modelliert waren. In Bild 7.28 sind für die verschiedenen Modellierungsarten die maximal berechneten Dehnungen gegenübergestellt.

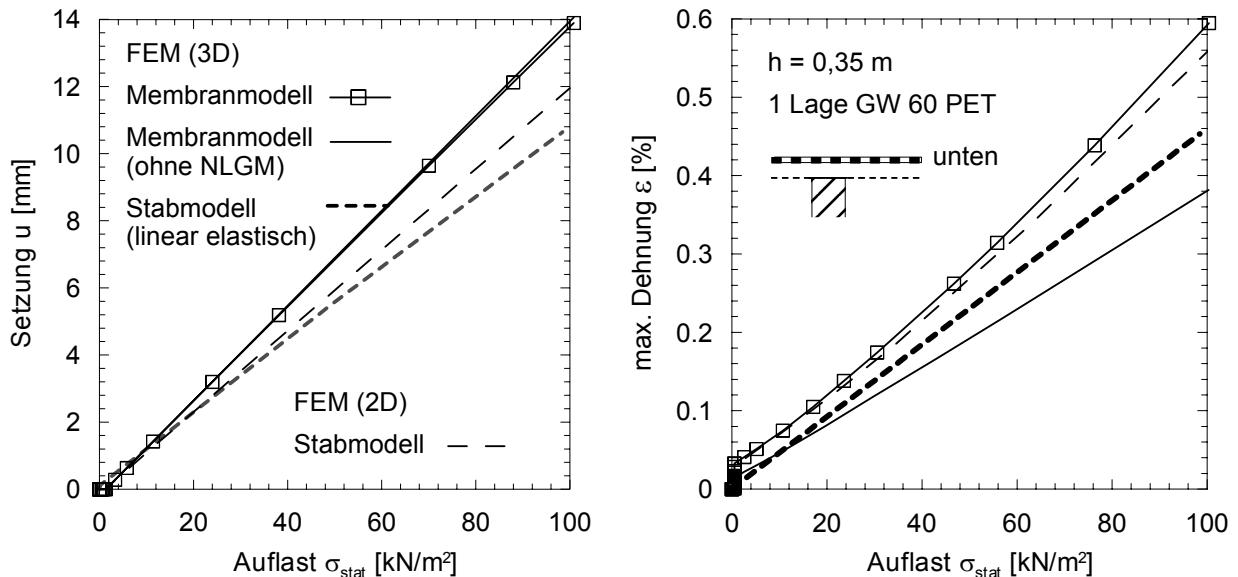


Bild 7.28: Vergleich der berechneten Oberflächensetzungen sowie der max. Dehnungen für die Modellierungsarten 3D-Membran, 3D-Stabelemente und 2D-Stabelemente

Auch wenn die berechneten Dehnungen im vorliegenden Fall nur geringe Unterschiede aufweisen, sollte der Einfluss der Modellierungsart weitergehend untersucht werden. Eine nähe-

rungsweise Abschätzung der maximalen Geokunststoffdehnungen scheint mit Membranelementen möglich. Das Lastabtragungsverhalten von Geogittern wird jedoch physikalisch falsch abgebildet.

8 Analytische Berechnungsmodelle

8.1 Allgemeines

In den derzeit vorhandenen analytischen Ansätzen zur Bemessung von GEP-Tragsystemen werden zyklisch-dynamische Belastungssituationen nur unzureichend berücksichtigt. Auf Grundlage der Ergebnisse der Modellversuche und der numerischen Berechnungen wurden verschiedene Berechnungsansätze erarbeitet, mit denen

- die Gewölbereduktion und
- die Geokunststoffbeanspruchung bei ein- und mehrlagiger Bewehrung

unter nichtruhenden Belastungen berücksichtigt werden kann. Abschnitt 8.2.2 beschreibt ein vereinfachtes analytisches Berechnungsverfahren (GRF-Verfahren), das auf dem Gewölbe-modell nach *Zaeske (2001)* basiert. Die Beeinflussung der Gewölbeausbildung durch nichtruhende Belastungen wird dabei pauschal über einen aus Modellversuchen abgeleiteten Gewölbereduktionsfaktor berücksichtigt. In Abschnitt 8.2.3 werden für den Ansatz nach *Russel et al. (1997)*, dem ein einfaches Scherflächenmodell zu Grunde liegt, zwei modifizierte Reibungsansätze untersucht. Die Anwendbarkeit beider Verfahren wird bewertet.

Die Geokunststoffbeanspruchung unter nichtruhender Belastung wird mit Hilfe des GRF-Verfahrens sowie den Berechnungsverfahren für Lastübertragungsmatrizen nach *Collin (2004)* und *Wang et al. (1996)* bestimmt, siehe Abschnitt 8.3.

Abschnitt 8.4 befasst sich mit der Verankerungsproblematik bei GEP-Dämmen. Ein verbesselter analytischer Verankerungsnachweis wird aufgezeigt.

8.2 Analytische Ansätze zur Spannungsermittlung

8.2.1 Beurteilung der Gültigkeit derzeitiger Gewölbeansätze unter nichtruhender Belastung

Für die in Abschnitt 2.1 und Anhang A zusammengestellten Gewölbemodelle aus dem Bereich der GEP-Tragsysteme wurden analytische Vergleichsberechnungen durchgeführt. Die geometrischen und physikalischen Randbedingungen der Modellversuche dienten dabei als Eingangskennwerte für die Berechnungen.

Bild 8.1 zeigt das Ergebnis der analytisch berechneten Lastumlagerung E . Zur Definition des Lastumlagerungswertes E siehe Bild 5.14 und Gleichung (5.1).

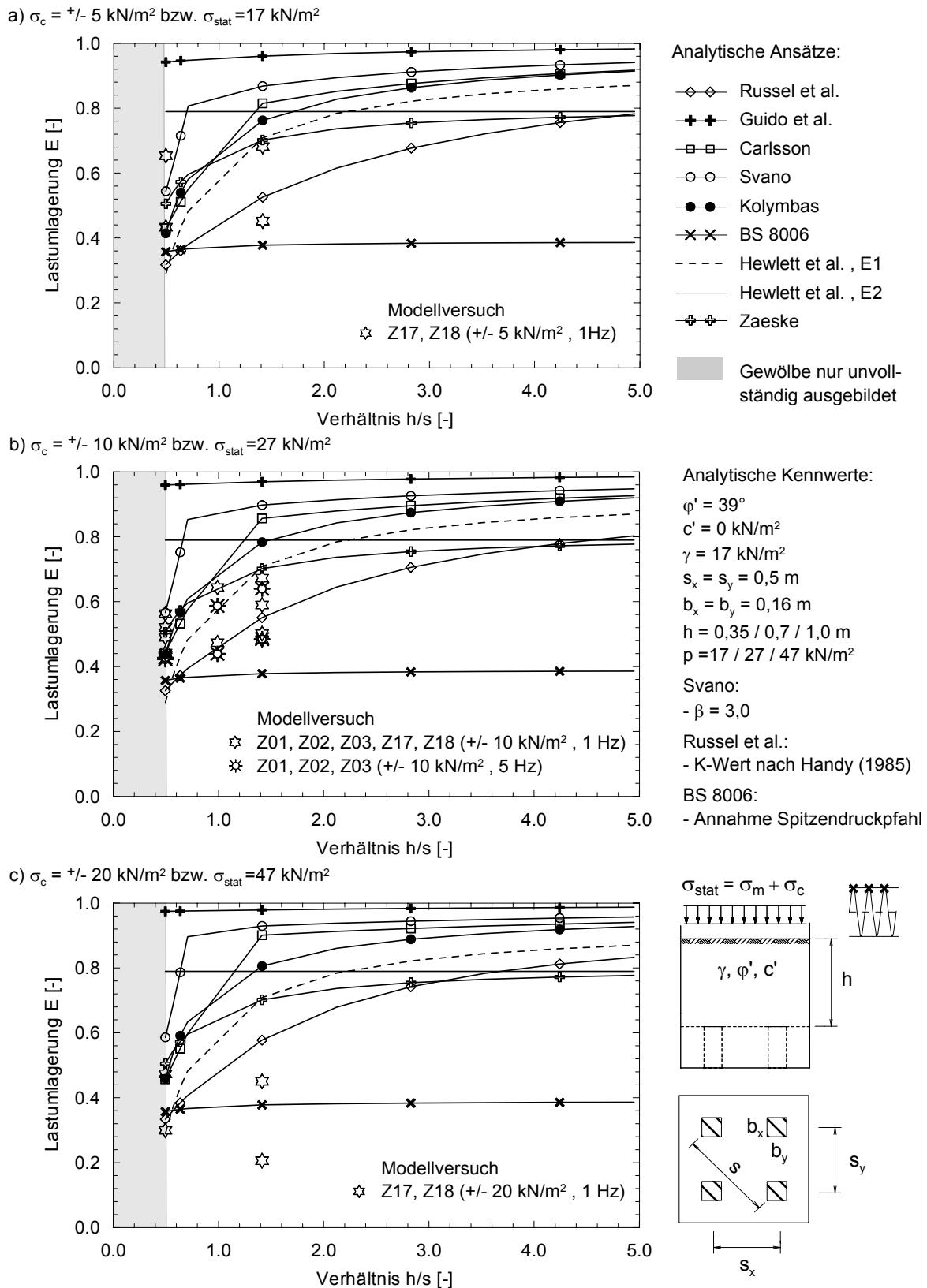


Bild 8.1: Gegenüberstellung von analytisch ermittelten Lastumlagerungswerten E und Ergebnissen der unbewehrten Modellversuche für verschiedene Lastamplituden σ_c bezogen auf den Maximalspannungsdurchgang

Ergänzend zu den Berechnungsresultaten sind in Bild 8.1 die Ergebnisse der unbewehrten, zyklisch-dynamischen Modellversuche zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt (Modellversuchsstand M1) eingetragen. Die maßgebenden minimalen Lastumlagerungswerte ergaben sich dabei aus der Umrechnung der Spannungs- und Pfahlkraftmessungen.

Mit Hilfe von Bild 8.1 ist eine erste Beurteilung der Anwendbarkeit der derzeit vorhandenen analytischen Gewölbeansätze für nichtruhende Belastungssituationen möglich. Die Ansätze nach *Guido et al. (1987)*, *Carlsson (1987)*, *Svano (2000)* und *Kolymbas (1998)* führen in allen Fällen zu einer deutlichen Überschätzung der Lastumlagerung. Eine gute bis moderate Annäherung, trotz Zugrundelegung eines statischen Belastungszustandes, liefern die Ansätze nach *Zaeske (2001)*, *Hewlett et al. (1995)* und *Russel et al. (1997)* für die Spannungsamplituden $\sigma_c = \pm 5$ und $\pm 10 \text{ kN/m}^2$. Für die Spannungsamplitude $\sigma_c = \pm 20 \text{ kN/m}^2$ wird jedoch auch für diese Ansätze die Lastumlagerung überschätzt. Der Ansatz nach *BS 8006 (1995)* führt bei großer Spannungsamplitude $\sigma_c = \pm 20 \text{ kN/m}^2$ zwar zu einer besseren Annäherung, dafür wird die Lastumlagerung für die Amplituden $\sigma_c = \pm 5$ und $\pm 10 \text{ kN/m}^2$ deutlich unterschätzt.

8.2.2 Vereinfachter Ansatz mittels Gewölbereduktionsfaktor (GRF-Verfahren)

In Abschnitt 5 wurde auf Grundlage von großmaßstäblichen Modellversuchen ein Gewölbereduktionsfaktor κ abgeleitet, mit dem eine Gewölberückbildung unter nichtruhenden Lasten bei GEP-Tragsystemen vereinfacht berücksichtigt werden kann. Nachfolgend wird das analytische Gewölbemodell nach *Zaeske (2001)* um den Gewölbereduktionsfaktor κ erweitert. Mit Hilfe des erweiterten Gewölbemodells ist eine vereinfachte analytische Bestimmung der infolge nichtruhender Beanspruchung erhöhten vertikalen Spannung σ_{z0}^{zykl} auf die Weichschicht möglich. Näheres zum ursprünglichen Gewölbemodell nach *Zaeske (2001)* siehe auch Anhang A.

Formt man Gleichung (5.6) um, so kann die auf die Weichschicht wirkende Spannung σ_{z0}^{zykl} durch den Lastumlagerungswert E_{zykl} beschrieben werden:

$$\sigma_{z0}^{zykl} = \frac{(\gamma \cdot h + \sigma_{zykl}) \cdot A_E \cdot (1 - E_{zykl})}{A_E - A_S} \quad (8.1)$$

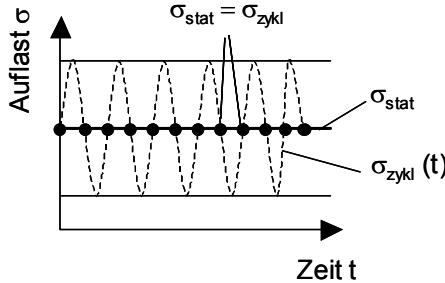
Mit $E_{zykl} = \frac{E_{stat}}{\kappa}$ und $E_{stat} = 1 - \sigma_{z0}^{stat} \cdot \frac{A_E - A_S}{(\gamma \cdot h + \sigma_{stat}) \cdot A_E}$ ergibt sich Gleichung (8.2):

$$\sigma_{z0}^{zykl} = \frac{(\gamma \cdot h + \sigma_{zykl}) \cdot A_E}{A_E - A_S} \cdot \left(1 - \frac{1}{\kappa} \cdot \left[1 - \sigma_{z0}^{stat} \cdot \frac{A_E - A_S}{(\gamma \cdot h + \sigma_{stat}) \cdot A_E} \right] \right) \quad (8.2)$$

Da $\sigma_{stat} = \sigma_{zykl}$ gelten muss (siehe Bild 8.2), kann Gleichung (8.2) vereinfacht werden:

$$\sigma_{z0}^{zykl} = \frac{(\gamma \cdot h + \sigma_{stat}) \cdot A_E}{A_E - A_S} \cdot \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) + \frac{1}{\kappa} \cdot \sigma_{z0}^{stat} \quad (8.3)$$

a) Mittelspannungsdurchgang



b) Maximalspannungsdurchgang

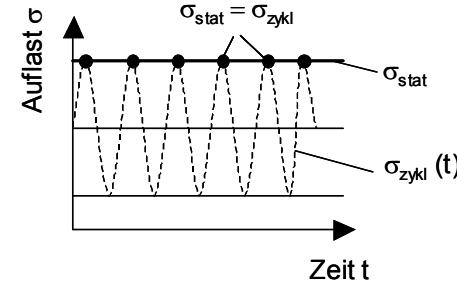


Bild 8.2: Zusammenhang zwischen σ_{stat} und σ_{zykl}

Die unter statischer Belastung auf die Weichschicht wirkende vertikale Spannung σ_{z0}^{stat} ermittelt sich nach Zaeske (2001) zu:

$$\sigma_{z0}^{stat} = \lambda_1^\chi \cdot \left(\gamma + \frac{\sigma_{stat}}{h} \right) \cdot \left(h \cdot (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} + h_g \cdot \left(\left(\lambda_1 + \frac{h_g^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} \right) \right) \quad (8.4)$$

Damit erhält man die unter zyklisch-dynamischer Belastung auf die Weichschicht wirkende erhöhte vertikale Spannung σ_{z0}^{zykl} :

$$\begin{aligned} \sigma_{z0}^{zykl} &= \frac{(\gamma \cdot h + \sigma_{stat}) \cdot A_E}{A_E - A_S} \cdot \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) + \\ &+ \frac{1}{\kappa} \cdot \left\{ \lambda_1^\chi \cdot \left(\gamma + \frac{\sigma_{stat}}{h} \right) \cdot \left(h \cdot (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} + h_g \cdot \left(\left(\lambda_1 + \frac{h_g^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} \right) \right) \right\} \end{aligned} \quad (8.5)$$

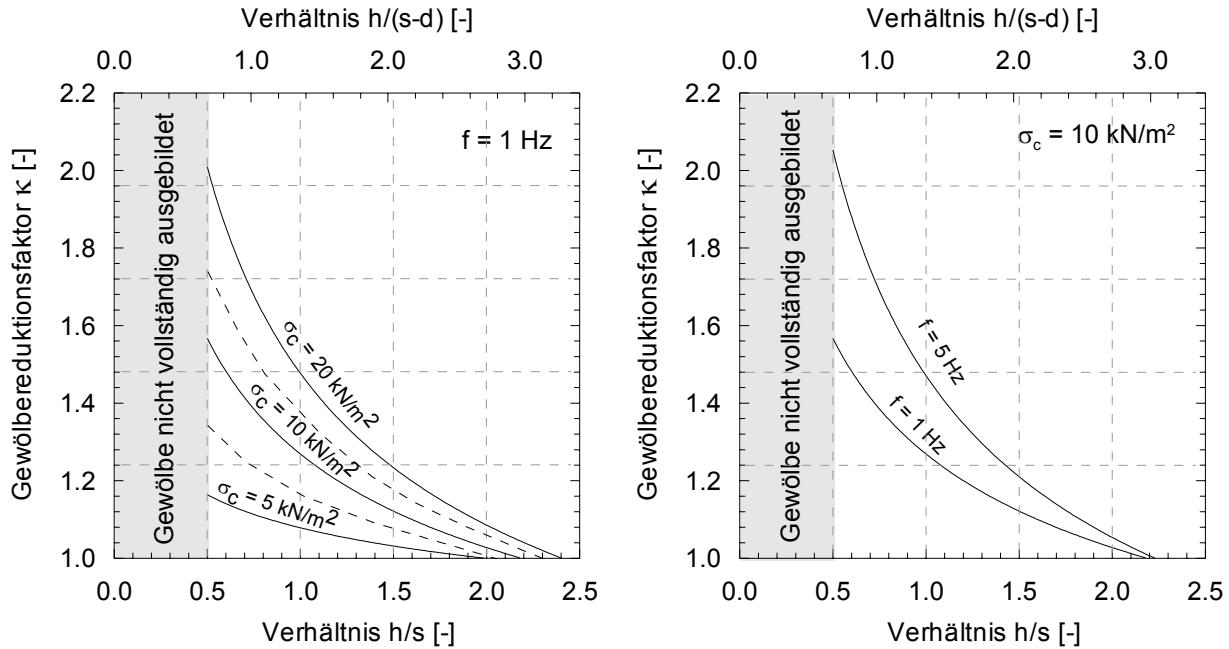
mit: $h_g = \begin{cases} \frac{s}{2} & \text{für } h \geq \frac{s}{2} \\ h & \text{für } h < \frac{s}{2} \end{cases}$ Gewölbehöhe ; $d = 2 \cdot \sqrt{\frac{b_x \cdot b_y}{\pi}}$ Ersatzdurchmesser

$$K_{krit} = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right] \quad \text{kritisches Hauptspannungsverhältnis}$$

$$\chi = \frac{d \cdot (K_{krit} - 1)}{\lambda_2 \cdot s} \quad , \quad \lambda_1 = \frac{1}{8} \cdot (s - d)^2 \quad , \quad \lambda_2 = \frac{s^2 + 2 \cdot d \cdot s - d^2}{2 \cdot s^2}$$

Die Bestimmung des Gewölbereduktionsfaktors κ geschieht dabei mit Hilfe der Diagramme in Bild 8.3a und 8.3b. Die Ablesung von κ erfolgt in Abhängigkeit des Verhältnisses h/s sowie der einwirkenden Frequenz f und der Amplitude σ_c .

a) Mittelspannungsdurchgang



b) Maximalspannungsdurchgang

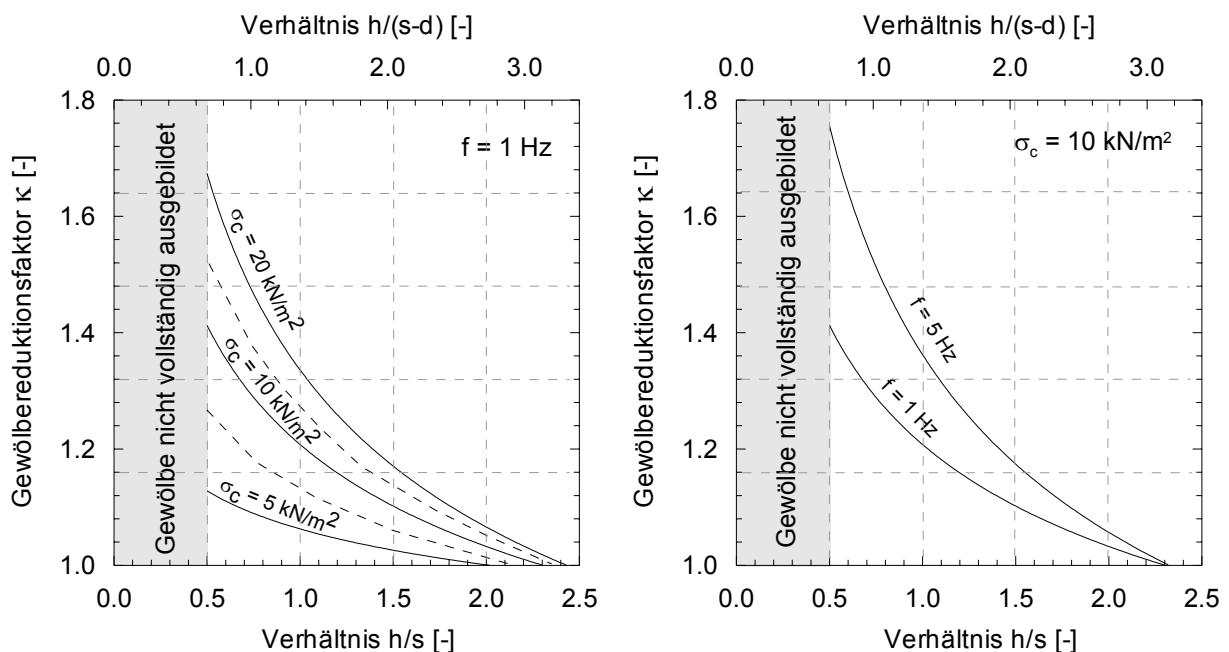
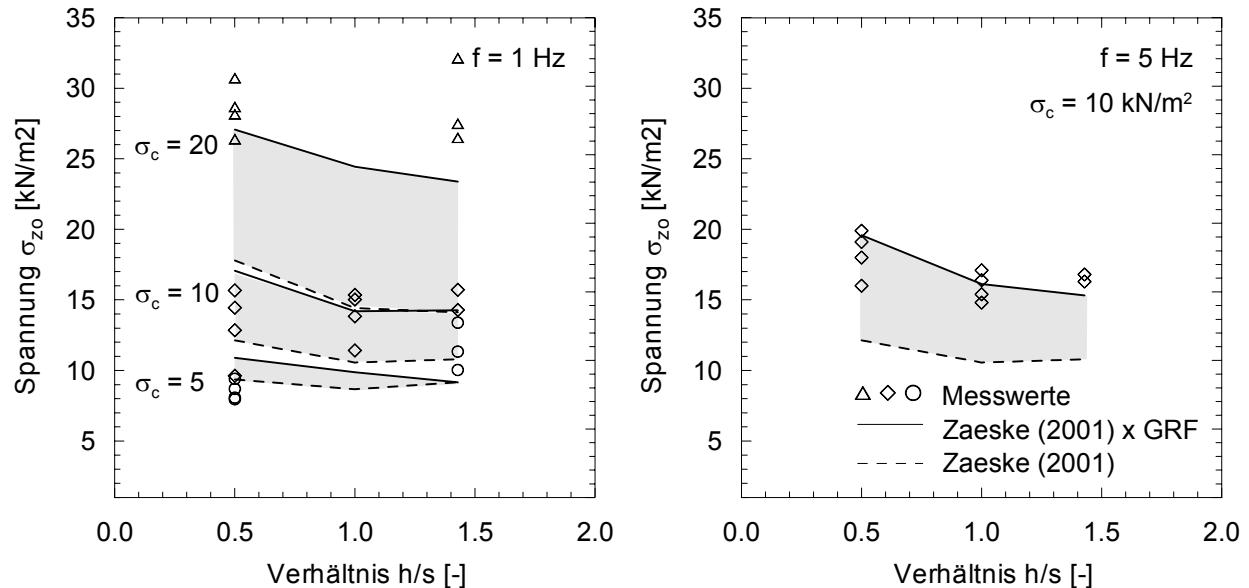


Bild 8.3: Gewölbereduktionsfaktor κ für die Zeitpunkte des (a) Mittelspannungs- und (b) Maximalspannungsdurchgangs

In Bildern 8.4a und 8.4b sind die mit Gleichung (8.5) ermittelten Spannungen σ_{zo}^{zykl} den in den Modellversuchen gemessenen vertikalen Spannungen oberhalb der Weichschicht für die

Zeitpunkte Mittelspannungs- und Maximalspannungsdurchgang gegenübergestellt. Ebenso sind zum Vergleich die ohne Gewölbereduktionsfaktor nach Gleichung (8.4) bestimmten statischen Spannungen σ_{zo}^{stat} eingetragen. Die berechneten erhöhten zyklischen Spannungswerte und die gemessenen Werte zeigen eine gute Übereinstimmung.

a) Mittelspannungsdurchgang



b) Maximalspannungsdurchgang

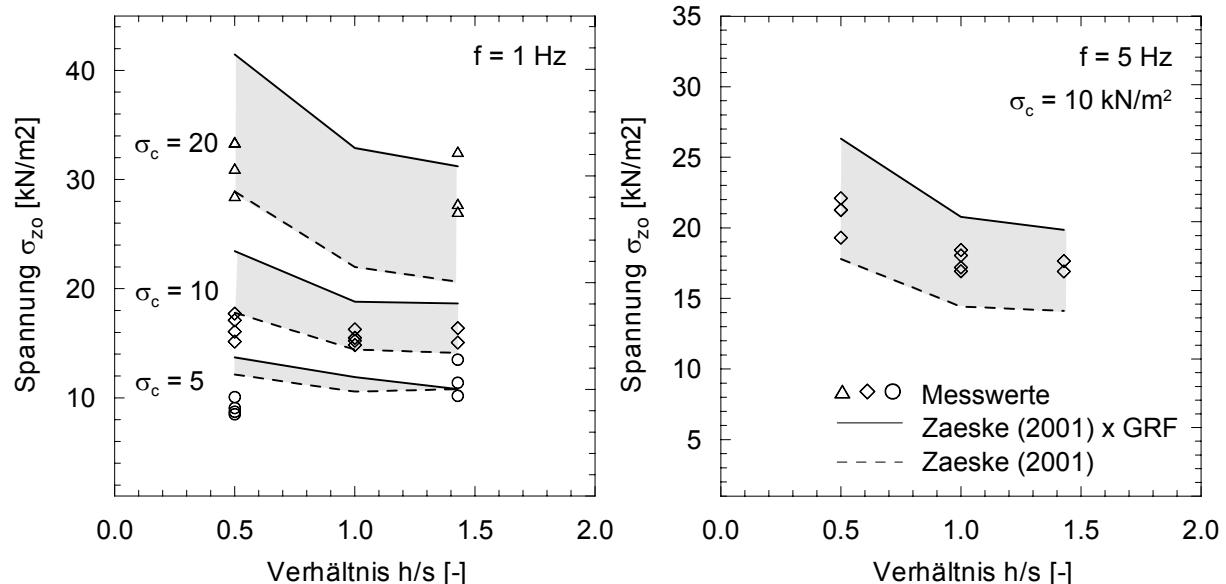


Bild 8.4: Vergleich von analytisch ermittelten Spannungen nach Gleichungen (8.4) und (8.5) mit Modellversuchsergebnissen (Versuche Z01, Z02, Z03, Z17, Z18) für die Zeitpunkte des (a) Mittelspannungs- und (b) Maximalspannungsdurchgangs

Für die Anwendungspraxis kann, aufbauend auf dem abgeleiteten Gewölbereduktionsfaktor, ein Berechnungsmodell zur Ermittlung der infolge nichtruhender Belastung erhöhten Span-

\sigma_{zo}^{zykl} sowie zur Abschätzung der erhöhten Geokunststoffbeanspruchung abgeleitet werden. Da in der Praxis ausschließlich die Maximalbeanspruchung von Bedeutung ist, sind die Diagramme für den Maximalspannungsdurchgang (Bild 8.3) zu verwenden. Das Berechnungsmodell unterscheidet drei Berechnungsschritte:

Schritt 1: Bestimmung der Spannung σ_{zo}^{stat} für die quasistatische Ersatzlast σ_{stat} .

Schritt 2: Bestimmung der infolge nichtruhender Belastung erhöhten Spannung σ_{zo}^{zykl} . Dabei ist der Faktor κ aus dem Diagramm für den Maximalspannungsdurchgang (Bild 8.3) in Abhängigkeit des Verhältnisses h/s , der Frequenz f und der Amplitude σ_c abzulesen. Bei der Ermittlung von κ sollte als untere Grenze für E_{zykl} der Wert E_{min} nach Gleichung (8.6) angenommen werden.

$$E_{zykl} > E_{min} = \frac{b_x \cdot b_y}{s_x \cdot s_y} \quad (8.6)$$

Schritt 3: Ermittlung der erhöhten Geogitterbeanspruchungen unter Ansatz von σ_{zo}^{zykl} als äußere Belastung, z.B. mit Hilfe des Membranmodells nach Zaeske (2001).

Der Einfluss der Pfahlkopfabmessungen, der Pfahlabstände oder des Reibungswinkels auf die Gewölberückbildung unter nichtruhenden Beanspruchungen wurde in den Modellversuchen nicht untersucht. Eine Übertragbarkeit der Diagramme für den Gewölbereduktionsfaktor auf andere Geometrien ist daher nur näherungsweise möglich. Die Erweiterung der Diagramme um diese Einflussparameter kann jedoch einfach analog zu Abschnitt 5 durch ergänzende Modellversuche erfolgen.

8.2.3 Bruchmodell nach Russel et al. (1997) mit modifizierten Reibungsansätzen

Das Bruchmodell nach *Russel et al. (1997)* stellt eine dreidimensionale Erweiterung des Gewölbeansatzes nach *Terzaghi (1943)* dar. Dabei wird der in Bild 8.5 dargestellte kreuzförmige Bodenbereich als Bruchkörper angenommen (siehe auch Anhang A). Senkrecht zur Aufstandsebene stellen sich in Verlängerung der Pfahlaußenflächen Scherflächen ein, in denen Reibungskräfte wirken. Oberhalb befindliche Auflasten und Eigengewichtsspannungen werden durch die in der Scherfläche wirkenden Reibungskräfte größtenteils den Tragelementen zugewiesen.

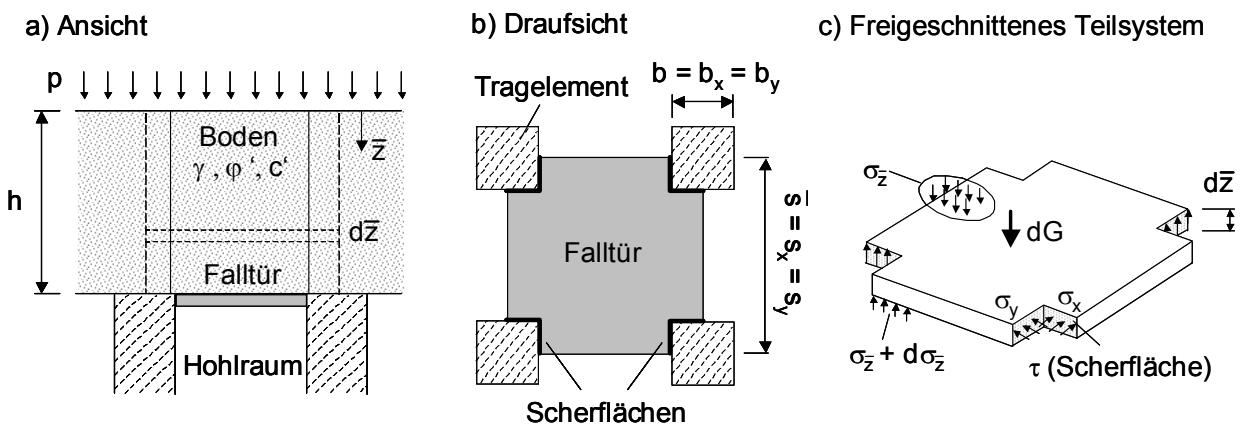


Bild 8.5: 3D-Erweiterung des trap-door-Modells für rechteckförmige Tragglieder, nach *Russel et al. (1997)*

Die Gleichgewichtsbetrachtung am freigeschnittenen Teilsystem (Bild 8.5c) führt zu einer linearen inhomogenen Differentialgleichung, deren allgemeine Lösung in Gleichung (8.7) angegeben ist:

$$\sigma_{\bar{z}} = \left(\frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - b^2) - 4 \cdot b \cdot c'}{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'} \right) \cdot \left(1 - e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \bar{z}}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \right) + p \cdot e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \bar{z}}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \quad (8.7)$$

Für kohäsionslose Böden ($c' = 0$) und $\bar{z} = h$ ergibt sich die vertikale Spannung σ_{z0} oberhalb der Weichschicht zu:

$$\sigma_{z0} = \frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - b^2)}{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'} \cdot \left[1 - e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \right] + p \cdot e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \quad (8.8)$$

Die Konstante K gibt den Zusammenhang zwischen der horizontalen und vertikalen Spannung an. *Terzaghi (1943)* legte den Wert auf Grundlage von Versuchsergebnissen mit $K = 1$ fest. Nach *Jáky (1944)* kann zur Abschätzung der horizontalen Spannungen für den Beiwert K

der Erdruhedruckbeiwert angenommen werden. Weitergehende Untersuchungen zur trap-door-Problematik und zur Festlegung von K sind in *Handy (1985)* zu finden. Eine Übersicht über die wichtigsten analytischen Ansätze gibt Tabelle 8.1.

Tabelle 8.1: Übersicht über Ansätze zur Festlegung von K beim trap-door-Problem

Terzaghi (1943)	Jáky (1944)	Kryne (1945)	Handy (1985)
$K = 1$	$K = K_0 = 1 - \sin \varphi'$	$K = \frac{1 - \sin^2 \varphi'}{1 + \sin^2 \varphi'}$	$K = 1,06 \cdot [\cos^2(\theta) + K_a \cdot \sin^2(\theta)]$ <p style="text-align: center;">mit: $\theta = 45^\circ + \varphi'/2$</p> $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi'/2)$

Der Gewölbeansatz nach *Russel et al. (1997)* kann für kreisförmige Tragelemente erweitert werden. Der hierfür angenommene Bruchkörper ist in Bild 8.6 dargestellt.

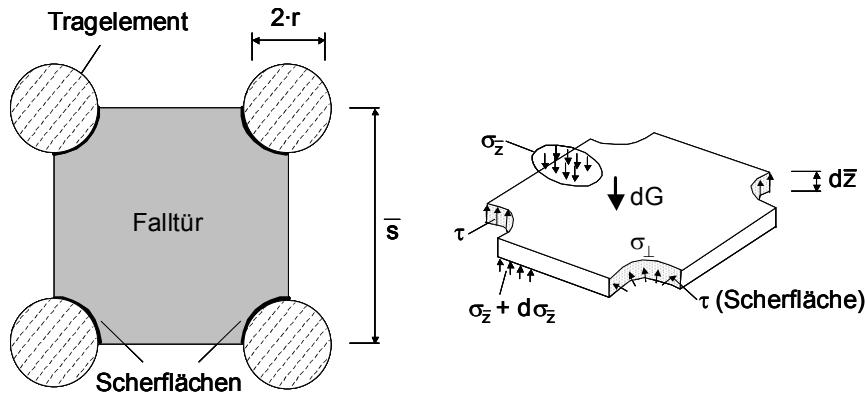


Bild 8.6: Erweiterung des Ansatzes nach *Russel et al. (1997)* für kreisförmige Tragglieder

Gleichgewicht am freigeschnittenen Teilsystem führt zu Gleichung (8.9):

$$\frac{d\sigma_{\bar{z}}}{d\bar{z}} = \gamma - \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot \tau}{(\bar{s}^2 - \pi \cdot r^2)} \quad (8.9)$$

Mit $\tau = \sigma_{\perp} \cdot \tan \varphi' + c'$ und $\sigma_{\perp} = K \cdot \sigma_{\bar{z}}$ ergibt sich:

$$\frac{d\sigma_{\bar{z}}}{d\bar{z}} = \gamma - \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot K \cdot \sigma_{\bar{z}} \cdot \tan \varphi'}{(\bar{s}^2 - \pi \cdot r^2)} - \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot c'}{(\bar{s}^2 - \pi \cdot r^2)} \quad (8.10)$$

Gleichung (8.10) stellt eine lineare inhomogene DGL der Form $y' + p(x) \cdot y = g(x)$ mit dem Störglied $g(x) = \gamma - \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot c'}{(\bar{s}^2 - \pi \cdot r^2)}$ dar. Nach Bestimmung der homogenen und der speziellen Lösung der DGL ergibt sich Gleichung (8.11):

$$\sigma_{\bar{z}} = e^B \cdot e^{\frac{-2\pi r K \tan \varphi' \cdot \bar{z}}{(\bar{s}^2 - \pi r^2)}} + \frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - \pi r^2) - 2 \cdot \pi r c'}{2 \cdot \pi r K \tan \varphi'} \quad (8.11)$$

Die innerhalb der DGL vorhandene Unbekannte B kann für die Randbedingung $\sigma_{\bar{z}} = p$ für $\bar{z} = 0$ bestimmt werden. Einsetzen von B in Gleichung (8.11) liefert die allgemeine Lösung der DGL:

$$\sigma_{\bar{z}} = \frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - \pi r^2) - 2 \cdot \pi r c'}{2 \cdot \pi r K \tan \varphi'} \cdot \left(1 - e^{\frac{-2\pi r K \tan \varphi' \cdot \bar{z}}{(\bar{s}^2 - \pi r^2)}} \right) + p \cdot e^{\frac{-2\pi r K \tan \varphi' \cdot \bar{z}}{(\bar{s}^2 - \pi r^2)}} \quad (8.12)$$

Für kohäsionslose Böden ergibt sich die vertikale Spannung σ_{z0} oberhalb der Weichschicht wieder durch Einsetzen von $c' = 0$ und $\bar{z} = h$ zu:

$$\sigma_{z0} = \frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - \pi r^2)}{2 \cdot \pi r K \tan \varphi'} \cdot \left(1 - e^{\frac{-2\pi r K \tan \varphi' \cdot h}{(\bar{s}^2 - \pi r^2)}} \right) + p \cdot e^{\frac{-2\pi r K \tan \varphi' \cdot h}{(\bar{s}^2 - \pi r^2)}} \quad (8.13)$$

Aufgrund der Einfachheit des Scherflächenansatzes und der Ähnlichkeiten der Scherflächenlage mit den mittels PIV-Methode im kleinmaßstäblichen Modell identifizierten Scherflächen wird der Ansatz nach *Russel et al. (1997)* verwendet, um ein modifiziertes Berechnungsmodell herzuleiten. Aus Gründen der Übersichtlichkeit beschränken sich die nachfolgenden Ausführungen und Berechnungsformeln ausschließlich auf Tragglieder mit rechteckiger Geometrie. Die Herleitung der Berechnungsansätze für kreisförmige Tragglieder kann analog durchgeführt werden.

Im Folgenden sei angenommen, dass eine nichtruhende Beanspruchung auf das Tragsystem einwirkt, die zu einer vollständigen Gewölbereduktion führt. Beginnend von den Pfahlköpfen bilden sich zur Systemoberfläche hin Scherflächen aus. Nach *Russel et al. (1997)* verlaufen die Scherflächen senkrecht zur Aufstandebene und die Reibungskraft wird über die gesamte Systemhöhe h aktiviert, siehe auch Bild 8.7b.

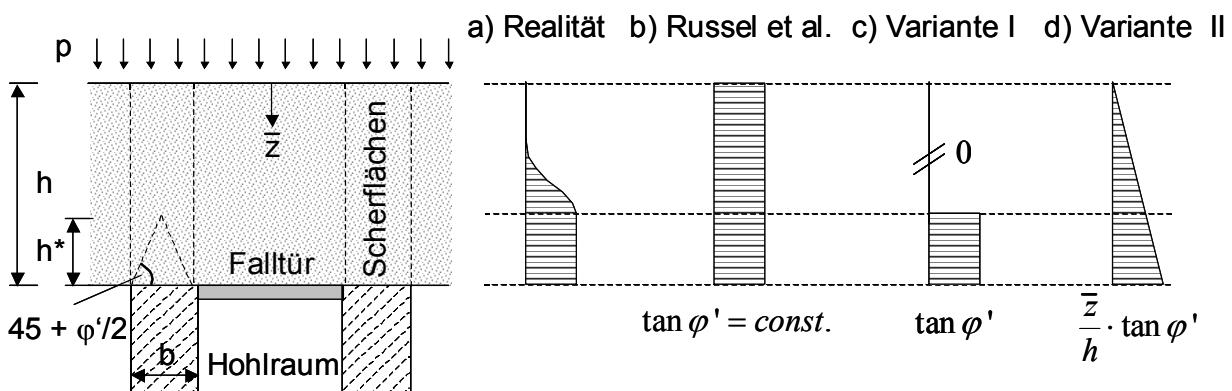


Bild 8.7: Wirksame Reibung in der Scherfläche nach *Russel et al. (1997)* und modifizierte Varianten I und II

Grundsätzlich muss angemerkt werden, dass der Reibungsansatz nach *Russel et al. (1997)* auf der unsicheren Seite liegt. In der Realität bauen sich unabhängig von der Art der Beanspruchung die Setzungsdifferenzen im Sandbereich oberhalb der Pfahlköpfe und oberhalb der Weichschicht über die Höhe ab. Scherflächen können sich dadurch nur bis zu einer begrenzten Höhe einstellen (Bild 8.7a).

Näherungsweise konnte in den unbewehrten kleinmaßstäblichen Modellversuchen für große nichtruhende Belastungen eine Scherflächenausbildung oberhalb der Pfahlköpfe unter einem Winkel von etwa $45^\circ + \varphi'/2$ festgestellt werden, siehe Abschnitt 5.3.2. Die minimale Scherflächenhöhe ist somit beschränkt auf :

$$h^* = \frac{b}{2} \cdot \tan\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (8.14)$$

Für die nachfolgend beschriebene und in Bild 8.7c dargestellte Variante I wird angenommen, dass nur innerhalb der Höhe h^* Reibungskräfte wirksam sind. Die Scherflächen verlaufen senkrecht zur Aufstandebene. Oberhalb der Scherflächenhöhe h^* wird Setzungsgleichheit angenommen, d.h. es wirken keine Reibungskräfte und es wird ein über die Tiefe linear ansteigender Verlauf der vertikalen Spannungen angenommen. In Bild 8.8 ist die Modifikation des Modells nach *Russel et al. (1997)* (Variante I) noch einmal dargestellt.

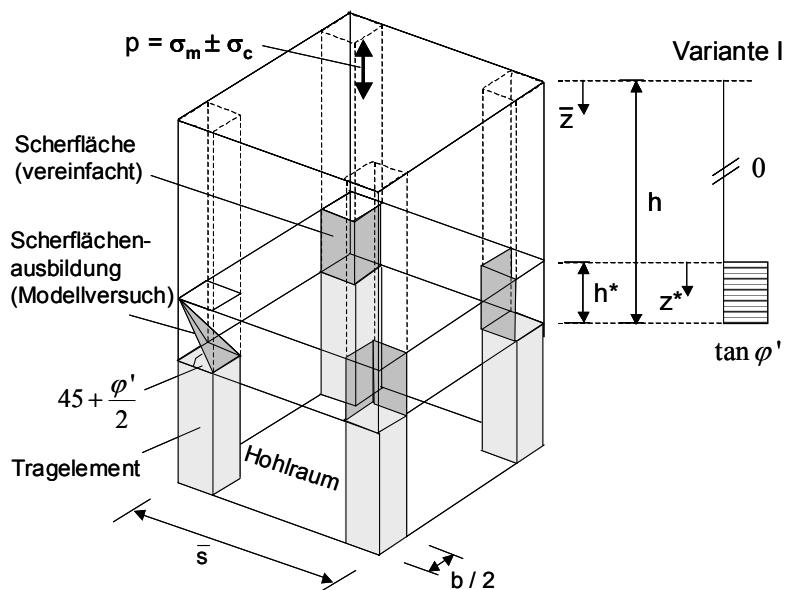


Bild 8.8:
Modifikation des Modells nach *Russel et al. (1997)* durch Annahme von wirksamen Scherflächen mit begrenzter Höhe (Variante I)

Die vertikale Spannung kann somit in Abhängigkeit der Höhe beschrieben werden.

Für $\bar{z} \leq (h-h^*)$ gilt:

$$\sigma_{\bar{z}} = p + \bar{z} \cdot \gamma \quad (8.15)$$

Für $\bar{z} > (h-h^*)$ gilt:

$$\sigma_{\bar{z}} = \left(\frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - b^2) - 4 \cdot b \cdot c'}{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'} \right) \cdot \left(1 - e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot (\bar{z} - h + h^*)}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \right) + \\ + (p + \gamma \cdot (h - h^*)) \cdot e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot (\bar{z} - h + h^*)}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \quad (8.16)$$

Für kohäsionslose Böden ($c' = 0$) kann die vertikale Spannung σ_{z0} mit $\bar{z} = h$ direkt aus Gleichung (8.16) ermittelt werden:

$$\sigma_{z0} = \left(\frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - b^2)}{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'} \right) \cdot \left(1 - e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h^*}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \right) + \\ + (p + \gamma \cdot (h - h^*)) \cdot e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h^*}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \quad (8.17)$$

Alternativ zu Variante I wird eine weitere Variante II mit einem tiefenabhängigen Reibungsbeiwert $\mu(\bar{z})$ untersucht, siehe Bild 8.7d bzw. Bild 8.9. Die sich über die Tiefe einstellende Scherflächenausbildung wird ersatzweise über einen linearen Anstieg des Reibungsbeiwertes innerhalb der Scherfläche berücksichtigt. Die Scherflächenausbildung findet über die gesamte Höhe statt. Der Reibungsbeiwert hat an der Geländeoberkante den Wert $\mu = 0$, steigt mit zunehmender Tiefe linear an und erreicht seinen Maximalwert $\mu = \tan \varphi'$ für $\bar{z} = h$.

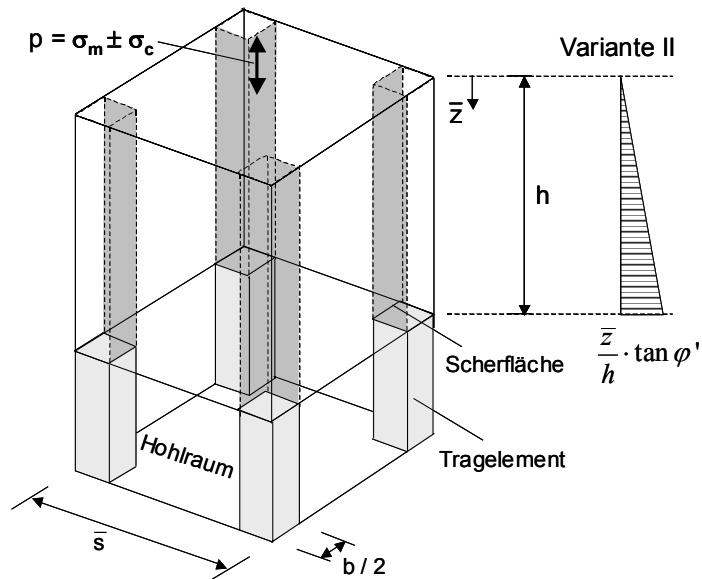


Bild 8.9:

Modifikation des Modells nach *Russel et al. (1997)* durch Annahme eines tiefenabhängigen Reibungsbeiwertes (Variante II)

Gleichgewicht am geschnittenen Teilsystem analog zu Bild 8.5c führt zu Gleichung (8.18):

$$\frac{d\sigma_{\bar{z}}}{d\bar{z}} = \gamma - \frac{4 \cdot b \cdot \tau}{(\bar{s}^2 - b^2)} \quad (8.18)$$

Mit $\tau = \sigma_x \cdot \mu(\bar{z}) + c$ und $\sigma_x = \sigma_y = K \cdot \sigma_{\bar{z}}$ ergibt sich:

$$\tau = K \cdot \sigma_{\bar{z}} \cdot \mu(\bar{z}) + c \quad (8.19)$$

Der tiefenabhängige Reibungsbeiwert $\mu(\bar{z})$ ermittelt sich nach Gleichung (8.20):

$$\mu(\bar{z}) = \tan \varphi \cdot \left(\frac{\bar{z}}{h} \right) \quad (8.20)$$

Einsetzen von Gleichung (8.19) und (8.20) in Gleichung (8.18) ergibt:

$$\frac{d\sigma_{\bar{z}}}{d\bar{z}} = \gamma - \frac{4 \cdot b \cdot K \cdot \sigma_{\bar{z}} \cdot \tan \varphi'}{(\bar{s}^2 - b^2)} \cdot \left(\frac{\bar{z}}{h} \right) - \frac{4 \cdot b \cdot c'}{(\bar{s}^2 - b^2)} \quad (8.21)$$

Gleichung (8.21) stellt eine lineare inhomogene DGL der Form $y' + p(x) \cdot y = g(x)$ dar mit dem Störglied $g(x) = \gamma - \frac{4 \cdot b \cdot c'}{(\bar{s}^2 - b^2)}$. Die zur Lösung der Unbekannten erforderliche Randbedingung lautet $\sigma_{\bar{z}} = p$ (Auflast gleichmäßig verteilt) für $\bar{z} = 0$.

Für die Differentialgleichung existiert kein geschlossener Ausdruck, eine Berechnung ist jedoch mit Hilfe von Computeralgebra-Systemen, wie z.B. Mathematica oder Maple, möglich. Mathematica bietet als Lösung eine Reformulierung unter Verwendung einer sogenannten „Fehlerfunktion (Erf)“ an, siehe Gleichung (8.22).

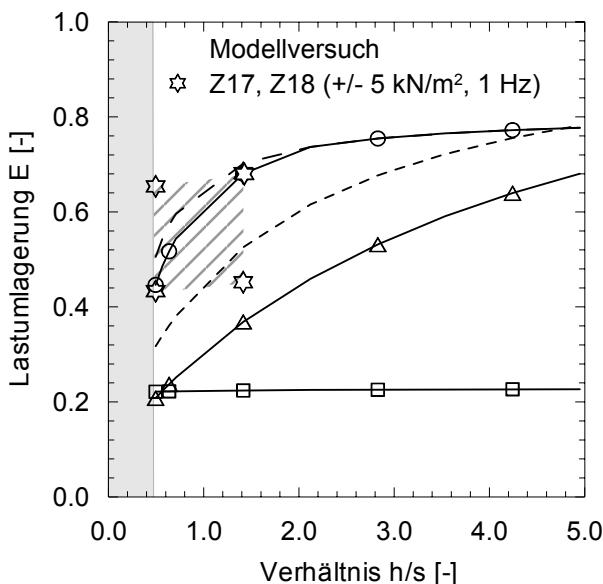
$$\begin{aligned} \sigma_{\bar{z}} &= e^{-\frac{2 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \bar{z}^2}{h \cdot (\bar{s}^2 - b^2)}} \cdot p + e^{-\frac{2 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \bar{z}^2}{h \cdot (\bar{s}^2 - b^2)}} \cdot \sqrt{h \cdot \frac{\pi}{2} \cdot (b^2 - \bar{s}^2)} \cdot \\ &\cdot \frac{(4 \cdot b^3 \cdot c' + \gamma - 4 \cdot b \cdot c' \cdot \bar{s}^2)}{2 \cdot \sqrt{b \cdot K \cdot \tan \varphi'}} \cdot \operatorname{Erf} \left\langle \frac{\sqrt{2 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'}}{\sqrt{h \cdot (b^2 - \bar{s}^2)}} \cdot \bar{z} \right\rangle \end{aligned} \quad (8.22)$$

Durch Einsetzen konkreter Integrationsgrenzen kann eine numerische Lösung erhalten werden.

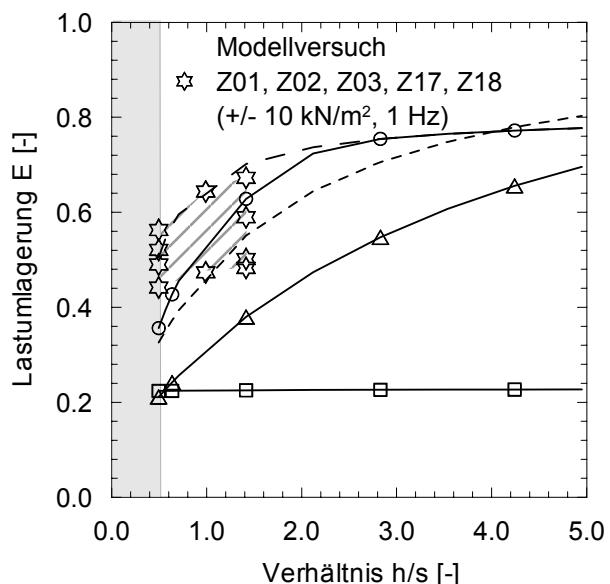
Bild 8.10 zeigt einen Vergleich der analytisch nach *Russel et al. (1997)* sowie nach Variante I und Variante II ermittelten Lastumlagerungswerte E mit Modellversuchsergebnissen. Ebenso sind in Bild 8.10 die analytischen Ergebnisse nach *Zaeske (2001)* sowie die mit Hilfe des Gewölbereduktionsfaktors nach Abschnitt 8.2.2 berechneten Lastumlagerungswerte dargestellt. Verglichen werden verschiedene Lastamplituden $\sigma_c = \pm 5 / \pm 10$ und $\pm 20 \text{ kN/m}^2$ zum Zeitpunkt des Maximalspannungsdurchgangs ($\sigma_m + \sigma_c$). Die in den Berechnungsgleichungen angesetzten Auflastspannungen betragen somit $p = 17 / 27$ und 47 kN/m^2 .

Sehr ungünstige zyklisch-dynamische Belastungsrandbedingungen, z.B. $\sigma_c = \pm 20 \text{ kN/m}^2$ (siehe Bild 8.10c), können unter Zugrundelegung der Berechnungsgleichungen nach Variante I und II auf der sicheren Seite abgedeckt werden. Beide Varianten führen jedoch bei geringer bis mittlerer zyklisch-dynamischer Beanspruchung zu einer analytischen Überschätzung der Gewölbereduktion. Die Bestimmung mittels Gewölbereduktionsfaktor führt in allen Beanspruchungsbereichen zu einer guten Annäherung.

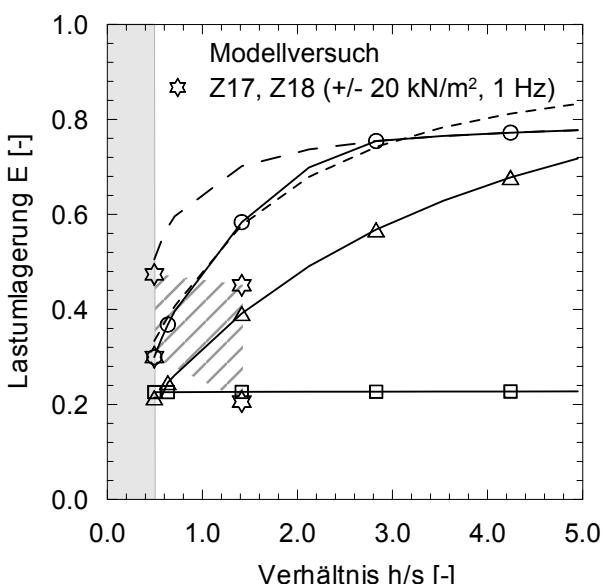
a) $\sigma_c = \pm 5 \text{ kN/m}^2$ bzw. $p = 17 \text{ kN/m}^2$



b) $\sigma_c = \pm 10 \text{ kN/m}^2$ bzw. $p = 27 \text{ kN/m}^2$



c) $\sigma_c = \pm 20 \text{ kN/m}^2$ bzw. $p = 47 \text{ kN/m}^2$



- - - Russel et al. (1997)
 - - - Russel et al. (Variante I)
 - - - Russel et al. (Variante II)

— — Zaeske (2001)
 ○ ○ Zaeske (inkl. GRF)

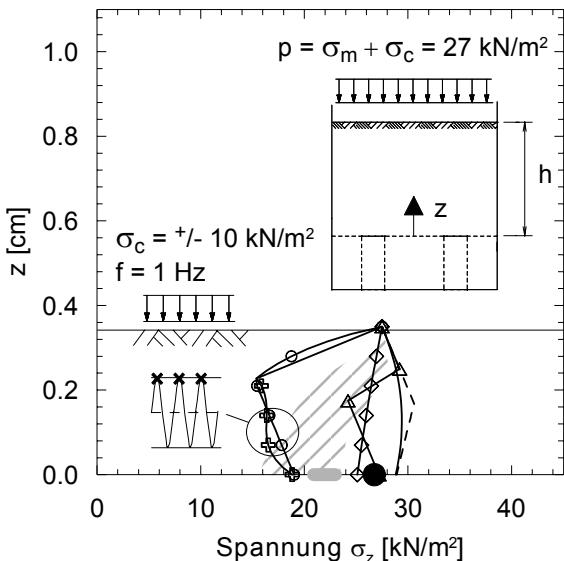
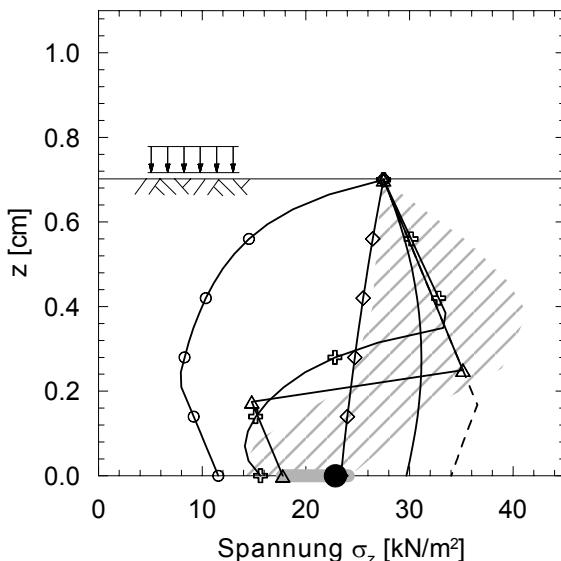
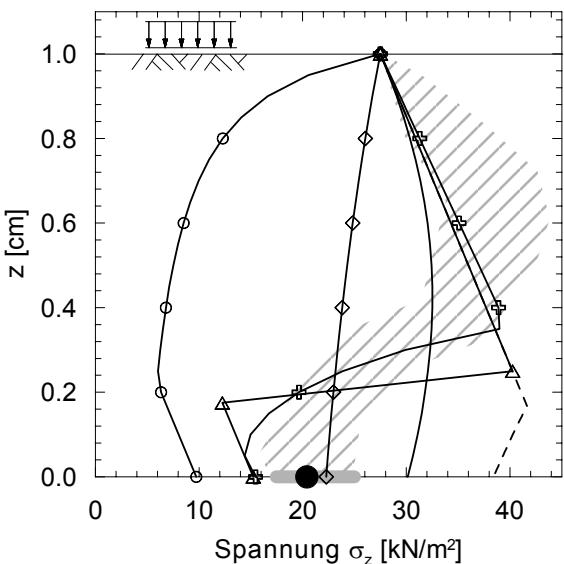
Gewölbe nur unvollständig ausgebildet

Ergebnisbereich zyklische Modellversuche

Anmerkung:
Analytische Kennwerte nach Bild 8.1

Bild 8.10: Gegenüberstellung von analytisch ermittelten Lastumlagerungswerten E und Ergebnissen der unbewehrten Modellversuche für verschiedene Lastamplituden σ_c bezogen auf den Maximalspannungsdurchgang

Bild 8.11 zeigt den analytisch berechneten Spannungsverlauf über die Tiefe für verschiedene analytische Verfahren. Ergänzend ist der Ergebnisbereich der Spannungsmessungen der Versuche Z01 bis Z03 dargestellt. Mit Hilfe des GRF-Verfahrens kann die Gewölbereduktion realitätsnah abgeschätzt werden. Die Bruchmodelle nach Variante I und II führen für die Belastung $\sigma_c = \pm 10 \text{ kN/m}^2$ und $f = 1 \text{ Hz}$ zu einer Überschätzung der Gewölberückbildung. Für größere Frequenzen und Amplituden ($\sigma_c = \pm 20 \text{ kN/m}^2$) ist Variante II jedoch geeignet.

a) $h = 0,35 \text{ m}$ bzw. $h/s = 0,5$ b) $h = 0,70 \text{ m}$ bzw. $h/s = 1,0$ c) $h = 1,00 \text{ m}$ bzw. $h/s = 1,42$ 

- ◊◊ Russel et al. (1997)
- - - Russel et al. (Variante I)
- Russel et al. (Variante II)
- + + Zaeske (2001)
- Zaeske (inkl. GRF)
- Kolymbas (1998)
- △△ Hewlett et al. (1995)
- ▨ Ergebnisbereich zyklische Modellversuche

Anmerkung:
Analytische Kennwerte nach Bild 8.1

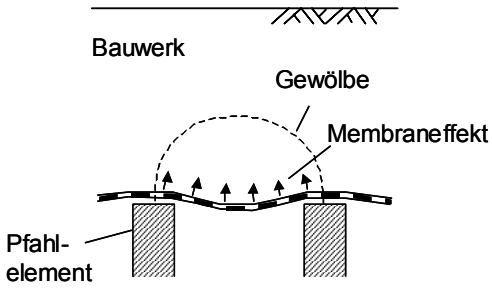
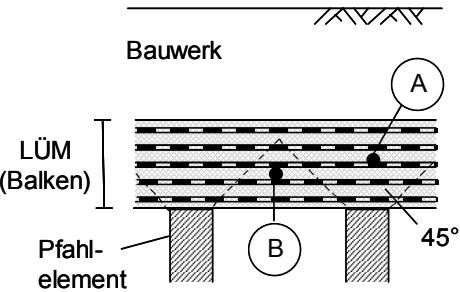
Bild 8.11: Analytisch ermittelte Spannungsverläufe über die Tiefe und Ergebnisse der Modellversuche Z01 bis Z03 für die zyklische Phase A nach Bild 5.6 zum Zeitpunkt des Maximalspannungsdurchgangs

8.3 Berechnungsmodelle für mehrlagige Bewehrungsanordnung

8.3.1 Allgemeines

Hinsichtlich der Wirkungsweise der Geokunststoffbewehrung in einem GEP-System wird derzeit zwischen der Tragseil- und der Balkentheorie unterschieden. Bei der Tragseiltheorie wird angenommen, dass die Bewehrung das System membranartig stabilisiert. Lasten in den Pfahlzwischenräumen werden über Seilkräfte in die Pfahlelemente umgeleitet. Die Balkentheorie geht davon aus, dass sich bei mehrlagiger Geokunststoffanordnung durch den Verbundeffekt zwischen Bewehrung und Füllboden eine plattenartige Lastabtragung innerhalb des bewehrten Bodenbereiches einstellt (Lastübertragungsmatrize LÜM). Als Unterscheidungskriterium für die Wirkungsweise wird die Anzahl der eingelegten Bewehrungslagen angesehen. Die wichtigsten Unterschiede zwischen beiden Theorien sind in Tabelle 8.2 dargestellt.

Tabelle 8.2: Theorien zur Wirkungsweise der Geokunststoffbewehrung

Tragseiltheorie	Balkentheorie
 <p>Bauwerk Gewölbe Membraneffekt Pfahl-element</p>	 <p>Bauwerk LÜM (Balken) Pfahl-element 45°</p>
<ul style="list-style-type: none"> • ein- oder zweilagige Bewehrung • mehrlagige Bewehrung wird in Bemessung durch eine einzelne, fiktive Bewehrungslage mit aufsummierter Dehnsteifigkeit ersetzt • Bodengewölbe bilden sich vollständig aus (Ermittlung mit Hilfe der Gewölbeansätze nach Abschnitt 2) • Geokunststoffbewehrung verformt sich während Belastung und Membraneffekt wird aktiviert; oberhalb befindliche Lasten werden in die Pfähle umgeleitet 	<ul style="list-style-type: none"> • mehrlagige Bewehrung ($n \geq 3$) • LÜM muss Mindesthöhe besitzen und besteht aus hochscherfestem Boden • oberhalb der Pfahlköpfe wird eine 45°-Lastausbreitung angenommen • Hauptfunktion der Bewehrung: Stabilisierung des Bodens oberhalb der Aufstandsebene in horizontaler Richtung (Bereich A), so dass 45°-Lastausbreitung stattfinden kann • Nebenfunktion: Abstützung des Bodenbereiches im Pfahlzwischenbereich in vertikaler Richtung (Bereich B)

Ansätze zur Ermittlung der Geokunststoffbeanspruchung, die auf der Tragseiltheorie aufbauen, sind z.B. in *Zaeske (2001)*, *BS 8006 (1995)* oder *Rogbeck (1998)* zu finden, siehe auch Tabelle 2.1. *Wang et al. (1996)* sowie *Collin (2004)* enthalten Berechnungsmodelle auf Grundlage der Balkentheorie.

8.3.2 Zur Anwendbarkeit des Membranmodells nach *Zaeske (2001)* für ein- bis drei lagige Bewehrung unter zyklisch-dynamischer Belastung

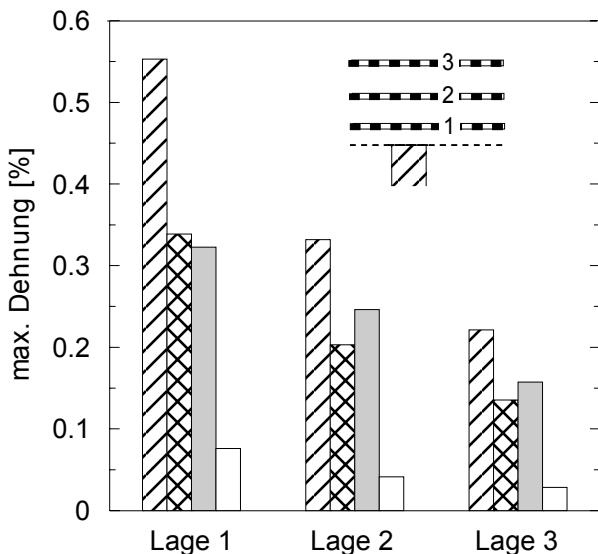
Das Modell nach *Zaeske (2001)* zur Bestimmung der Geokunststoffbeanspruchung bei GEP-Tragsystemen beruht auf dem Tragverhalten einer elastisch gebetteten Membran, siehe auch Anhang A. Streng genommen gilt der Ansatz nur für eine einlagige, tiefliegende Bewehrung. Nach *Empfehlung 6.9 (2006)* kann eine zweilagige Bewehrung in der Bemessung näherungsweise durch eine einzelne, fiktive Bewehrungslage mit aufsummierter Dehnsteifigkeit ersetzt werden. Die für die fiktive Lage rechnerisch ermittelte Gesamtbeanspruchung wird anschließend zu gleichen Teilen auf beide Bewehrungslagen aufgeteilt.

Nachfolgend wird der Ansatz von *Zaeske (2001)* zur Beurteilung der ein- bis dreilagigen Modellversuche unter zyklisch-dynamischer Belastung herangezogen unter Berücksichtigung einer modifizierten Aufteilung der Gesamtbeanspruchung auf die einzelnen Geokunststofflagen. Die Bemessung erfolgt sowohl zyklisch mit Hilfe des GRF-Ansatzes nach Abschnitt 8.2.2 für die Belastung $\sigma_m = 17,5 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_c = +/- 10 \text{ kN/m}^2$ und $f = 1 \text{ Hz}$ als auch zu Vergleichszwecken statisch für die Oberlastspannung $\sigma_{stat} = 27,5 \text{ kN/m}^2$. Die rechnerisch ermittelte vertikale Spannung σ_{zo}^{zykl} bzw. σ_{zo}^{stat} wird als Auflast auf die Geokunststoffbewehrung angesetzt. Analog zu *Empfehlung 6.9 (2006)* wird eine mehrlagige Bewehrung über eine einzelne fiktive Lage mit aufsummierter Dehnsteifigkeit berücksichtigt. Eine zeitliche Dehnsteifigkeitsabnahme der Bewehrung infolge von Kriecheffekten wird aus den Isochronen der Geokunststoffe (Anhang E) abgeleitet. Die Aufteilung der Gesamtbeanspruchung erfolgt auf Grundlage der Versuchs- und FEM-Ergebnisse im Verhältnis 62,5 % und 37,5 % bei zweilagiger sowie 50 %, 30 % und 20 % bei dreilagiger Bewehrung.

Bild 8.12 zeigt anhand der Versuche Z08 und Z09 einen Vergleich zwischen maximal gemessenen und analytisch ermittelten Dehnungen für verschiedene Bewehrungslagenhöhen. In Bild 8.13 findet eine Gegenüberstellung nur für die am stärksten beanspruchte unterste Geogitterlage für die Versuche Z07 bis Z14 statt. Gegenüber den Versuchsergebnissen werden die maximalen Dehnungen in der untersten Geogitterlage vor Beginn der Zyklus mit Hilfe des Ansatzes nach *Zaeske (2001)* rechnerisch überschätzt. Hierbei muss jedoch angemerkt werden, dass die vor Beginn der Zyklus gemessenen Dehnungen aufgrund der kurzen Einwirkungsdauer des ersten Lastzyklus keine Dehnungsanteile aus Kriecheffekten enthalten. Dar-

über hinaus sind zeitliche Dehnungszuwächse infolge der Konsolidierung des Torfbodens zu erwarten.

a) Versuch Z08 ($h = 0,35 \text{ m}$; 3 x GW 60 PET)



b) Versuch Z09 ($h = 1,00 \text{ m}$; 3 x GW 60 PET)

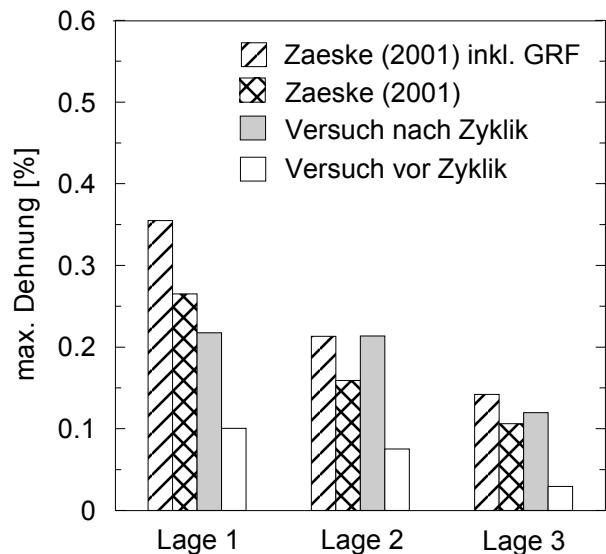
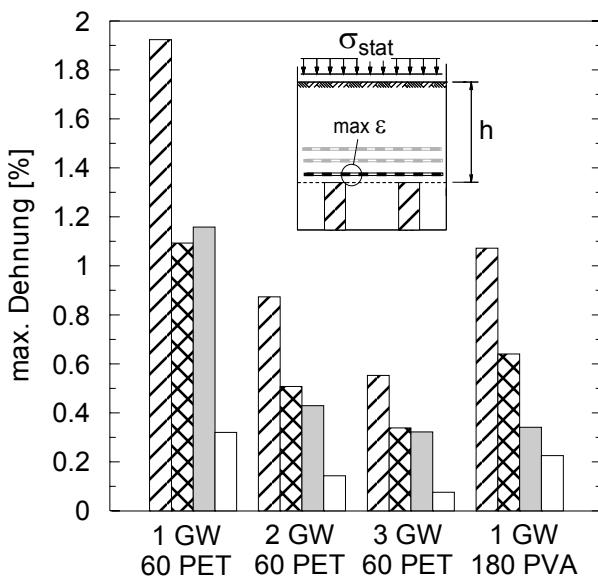


Bild 8.12: Maximal gemessene Dehnungen in den einzelnen Geogitterlagen vor und nach zyklischer Belastung nach Bild 5.6 sowie analytisch ermittelte Dehnungen

a) Einbauhöhe $h = 0,35 \text{ m}$



b) Einbauhöhe $h = 1,00 \text{ m}$

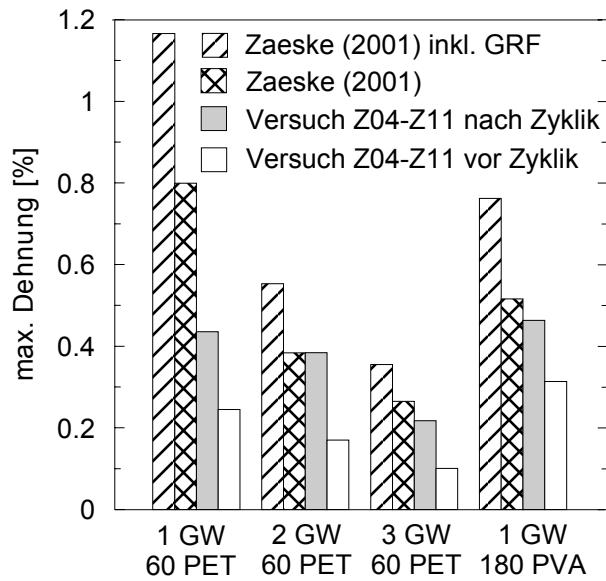


Bild 8.13: Maximal gemessene Dehnungen in der untersten Geogitterlage vor und nach zyklischer Belastung nach Bild 5.6 sowie analytisch ermittelte Dehnungen

Als weitere Gründe für die rechnerische Überschätzung können neben unvermeidlichen Ungenauigkeiten in den Eingangswerten (z.B. Bettungsmodul der Weichschicht) auch folgende Einflüsse genannt werden:

- In den Versuchen lagerte das unterste Geogitter auf einer ca. 5 cm starken Zwischenschicht aus Modellsand, wodurch etwas andere Bettungsbedingungen erzeugt wurden als rechnerisch angenommen.
- Die maximale Dehnung tritt theoretisch über dem Pfahlkopfrand auf; die DMS-Messstellen lagen jedoch geringfügig daneben.

Insgesamt können die Versuchsergebnisse nach zyklischer Belastung durch Anwendung des GRF-Ansatzes nach Abschnitt 8.2.2 und Berücksichtigung der modifizierten Beanspruchungsverteilung bei zwei- und dreilagiger Bewehrung auf der sicheren Seite reproduziert werden. Da mit zunehmendem Abstand von der Aufstandsebene der Membraneffekt in der Bewehrung verloren geht, wird die hier beschriebene Vorgehensweise für mehr als dreilagige Bewehrungen nicht empfohlen.

8.3.3 Berechnungsmodelle nach *Collin (2004)* und *Wang et al. (1996)* für Lastübertragungsmatratten

Für mehrlagige Systeme ($n \geq 3$) existieren in Deutschland derzeit noch keine wissenschaftlich abgesicherten Bemessungsansätze. Die Verfahren nach *Collin (2004)* und *Wang et al. (1996)*, welche im englischsprachigen Raum bereits angewendet wurden, sollen nachfolgend kurz erläutert und bewertet werden.

Grundlage des Ansatzes nach *Collin (2004)* bildet das Gewölbemodell nach *Guido (1987)*, siehe Tabelle 2.1a, welches durch eine 45° -Lasteintragung in die Pfahlelemente gekennzeichnet ist (Bild 8.14). Oberhalb der Höhe h_g befindliche Eigenlasten und Auflasten werden vollständig den Pfahlelementen zugewiesen. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf den Fall quadratischer Pfahlraster, für dreieckförmige Pfahlraster siehe *Collin (2004)*.

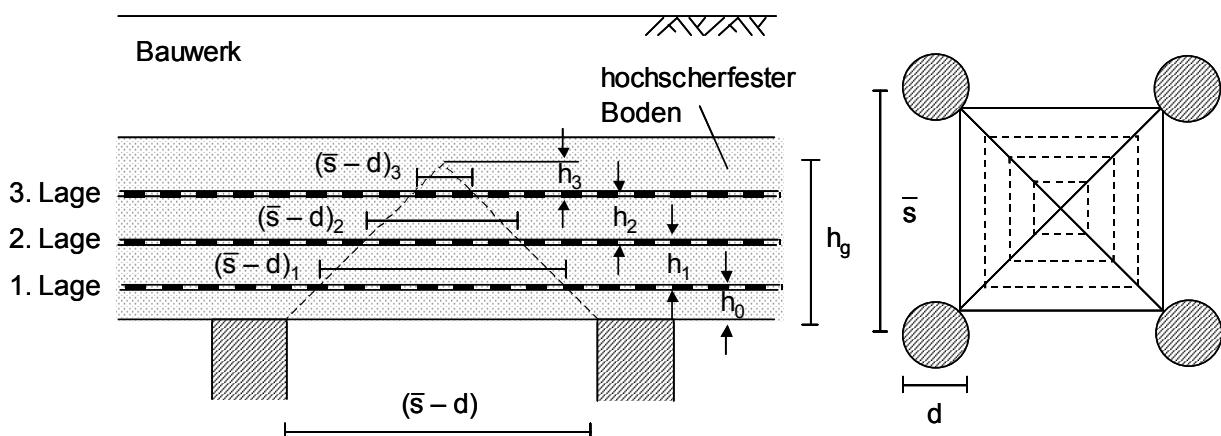


Bild 8.14: Load Transfer Platform (LTP) - Modell nach *Collin (2004)*

Die vertikale Belastung $\sigma_{z,n}$ auf Bewehrungslage n wird nach Gleichung (8.23) ermittelt:

$$\sigma_{z,n} = \frac{h_n \cdot \gamma \cdot \left[(\bar{s} - d)_n^2 + (\bar{s} - d)_{n+1}^2 \right]}{2 \cdot (\bar{s} - d)_n^2} \quad (8.23)$$

Anschließend wird die Geokunststoffbeanspruchung für jede Lage separat mit Hilfe des Ansatzes nach *Giroud et al. (1990)* bestimmt. Die Berechnung erfolgt iterativ, d.h. die mit Gleichung (8.24) und Tabelle 8.3 ermittelten Wertepaare für Zugkraft und Dehnung müssen gleichzeitig auf der für den jeweiligen Bemessungszeitpunkt geltenden Isochronenkurve des Geokunststoffes liegen.

$$F_{G,n} = \sigma_{z,n} \cdot \Omega \cdot l \quad [\text{kN/m}] \quad (8.24)$$

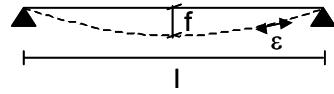
mit: l = Bemessungsspannweite ($= (\bar{s} - d)_n$ für Rechteckraster)

Ω = dimensionsloser Faktor, siehe Tabelle 8.2

Tabelle 8.3: Wertetabellen für Faktor Ω , nach *Giroud et al. (1990)*

f/l [-]	ε [%]	Ω [-]
0.020	0.1	6.26
0.043	0.5	2.92
0.061	1	2.07
0.087	2	1.47

f/l [-]	ε [%]	Ω [-]
0.107	3	1.23
0.123	4	1.08
0.138	5	0.97
0.151	6	0.90



Bei Übertragung des Verfahrens auf die Geometrie und Belastungsrandbedingungen der dreilagigen Modellversuche Z08 und Z09 ergeben sich die Dehnungen nach Tabelle 8.4. Die Dehnungen sind unabhängig von der Einbauhöhe und der Auflast.

Tabelle 8.4: Berechnungsergebnisse nach *Collin (2004)*

untere Lage	mittlere Lage	obere Lage
0,12 %	0,07 %	0,02 %

Die Berechnungsergebnisse nähern die gemessenen Dehnungen vor Beginn der Zyklik gut an (siehe Bild 8.12). Für große Auflasten, geringe Überdeckungshöhen und zyklisch-dynamische

Beanspruchungen liegt das Verfahren auf der unsicheren Seite. Als kritisch sind insbesondere nachfolgende Punkte anzusehen:

- Auflasten sowie Eigengewicht oberhalb der Höhe h_g bleiben unberücksichtigt,
- vertikale Lasten zwischen den Pfählen unterhalb der Höhe h_g bleiben unberücksichtigt,
- 45° -Lasteintragungswinkel stellt sich unter Zyklik nicht ein, siehe Bild 5.34.

Das Berechnungsverfahren nach *Wang et al. (1996)* zur Bemessung mehrlagiger Geokunststoffbewehrungen stammt aus dem Bereich der Erdfallsysteme. Es beruht auf dem Gewölbeansatz nach *Terzaghi (1943)*, wobei ein zylindrischer Bruchkörper angenommen wird, siehe auch *Blivet (2002)* bzw. Tabelle 2.2. Die Dehnungen in den einzelnen Geokunststofflagen werden wiederum mit Hilfe des Ansatzes nach *Giroud et al. (1990)* bestimmt.

Damit die Übertragbarkeit des Verfahrens auf GEP-Tragsysteme gegeben ist, wird nachfolgend in der Berechnung statt des Gewölbeansatzes für zylindrische Bruchkörper der Ansatz nach *Russel et al. (1997)* für kreuzförmige Bruchkörper verwendet, siehe Bild 8.15.

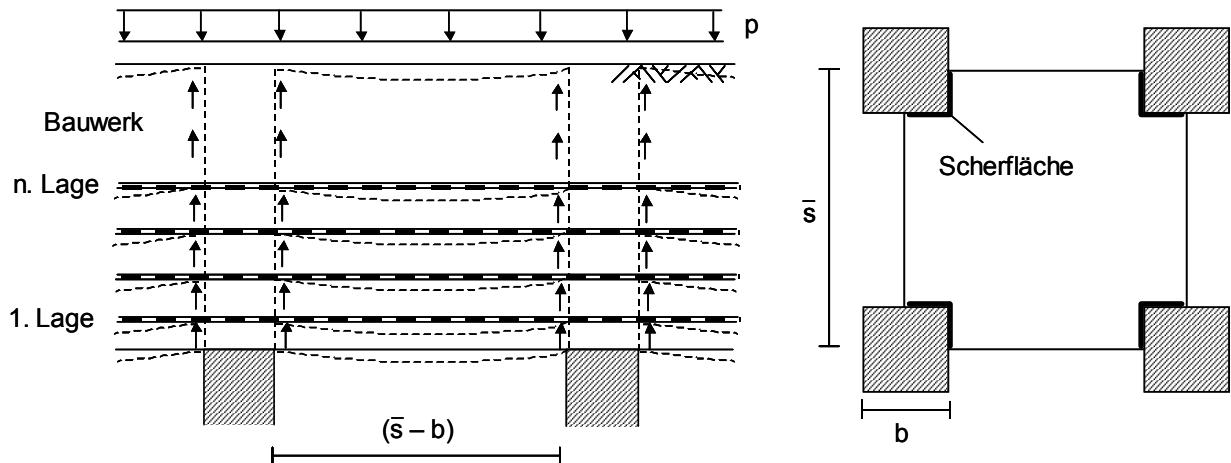


Bild 8.15: Berechnungsmodell für mehrlagige Bewehrung nach *Wang et al. (1996)*

Das Modell geht davon aus, dass der Durchhang jeder Geokunststofflage gleich groß ist und der Oberflächensetzung entspricht. Eine mittragende Bettungswirkung der Weichschicht wird nicht angesetzt. Die durch Gewölbewirkung reduzierte vertikale Spannung σ_{z0} oberhalb der Weichschicht wird ohne Berücksichtigung der eingelegten Geokunststofflagen ermittelt. Nach *Russel et al. (1997)* gilt:

$$\sigma_{z0} = \frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - b^2)}{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'} \cdot \left[1 - e^{-\frac{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'}{(\bar{s}^2 - b^2)} \cdot h} \right] + p \cdot e^{-\frac{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'}{(\bar{s}^2 - b^2)} \cdot h} \quad (8.25)$$

Die Dehnung im Geogitter wird ermittelt mit Hilfe des Ansatzes nach *Giroud et al. (1990)*, wobei die vertikale Beanspruchung zu gleichen Teilen auf die einzelnen Geogitterlagen aufgeteilt wird:

$$F_{G,n} = \frac{\sigma_{zo}}{n} \cdot \Omega \cdot (\bar{s} - b) \quad [\text{kN/m}] \quad (8.26)$$

Bei Übertragung des Verfahrens auf die Geometrie und Belastungsrandbedingungen der dreilagigen Modellversuche Z08 und Z09 ergeben sich die Dehnungen nach Tabelle 8.5.

Tabelle 8.5: Berechnungsergebnisse nach *Wang et al. (1996)* je Geogitterlage

$h = 0,35 \text{ m}$	$h = 1,00 \text{ m}$
0,89 %	0,82 %

Das Modell nach *Wang et al. (1996)* führt zu einer rechnerischen Überschätzung der Geokunststoffdehnungen. Die großen Dehnungen sind auf folgende Ursachen zurückzuführen:

- die mittragende Bettungswirkung der Weichschicht wird im Modell nicht berücksichtigt,
- der Verbundeffekt, der sich bei mehrlagiger Bewehrung einstellt, bleibt unberücksichtigt.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass mit den beiden dargestellten Bemessungsansätzen mehrlagig bewehrte Systeme nur bedingt bemessen werden können. Insbesondere der Verbundeffekt der sich bei mehrlagiger Bewehrungsführung einstellen kann, wird in den Modellen noch unzureichend berücksichtigt. Während das Verfahren nach *Collin (2004)* eher für statische Belastungen geeignet ist, entspricht das Modell nach *Wang et al. (2000)* etwa dem sich unter zyklisch-dynamischen Belastungen einstellenden Tragverhalten (Bettungsverlust und Scherflächenausbildung nach Bild 5.34).

In den Modellversuchen zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt konnte insbesondere im Bereich der Pfahlzwischenräume eine Systemversteifung festgestellt werden, die eindeutig auf die Geogitterlagen zurückzuführen war, siehe Abschnitt 5.3.3 und Bild 5.33. Da in den Versuchen der LÜM-Bereich nicht gesondert modelliert wurde, z.B. durch grobkörnige Bodenschichten, bildete sich eine Plattform nur in Ansätzen aus. Es ist nicht auszuschließen, dass sich bei ausreichender Anzahl an Geogitterlagen in Verbindung mit hochscherfesten Füllböden ein Bereich ausbildet, der plattenartig die Lasten abträgt.

8.4 Analytischer Ansatz zur Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge bei GEP-Dammbauwerken

Nach *BS 8006 (1995)* ist die erforderliche Verankerungslänge L_A in Dammquerrichtung für die Gesamtkraft aus Membrankraft $F_{G,M}$ und Spreizkraftbeanspruchung $F_{G,S}$ (nach *KET*-Ansatz, Tabelle 6.3) unter Berücksichtigung im System wirkender Verkehrslasten nachzuweisen. Dabei ist die Verankerungslänge ab Außenkante der Stützflächen der äußeren Pfahlelemente anzusetzen, siehe Bild 8.16.

Diese vereinfachte Vorgehensweise führt in der Regel zu sehr großen Verankerungslängen, die teilweise gar nicht oder nur noch durch Umschlagen der Bewehrung realisiert werden können. Mit den nachfolgenden Ausführungen soll die Verankерungsproblematik im Böschungsbereich von GEP-Dämmen verständlich gemacht und ein verbesserter Ansatz zur Nachweisführung skizziert werden.

Querrichtung

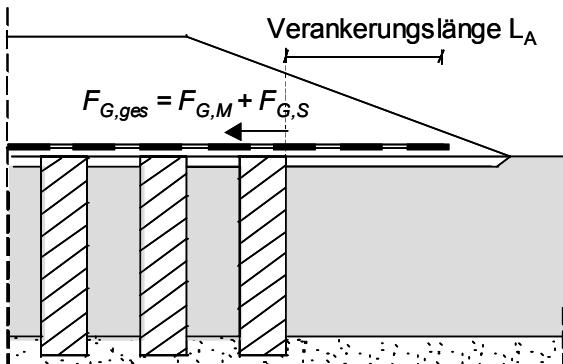


Bild 8.16:

Ansatz der Verankerkraft und der Verankerungslänge, nach *BS 8006 (1995)*

Betrachtet man die Beanspruchungsrichtungen der beiden Geokunststoffzugkraftanteile infolge Membran- und Spreizkraft (siehe Bild 6.12b), so stellt man fest:

- Der Membrankraftanteil ist am Böschungsfuß zu verankern.
- Der aus den Spreizkräften entstehende Zugkraftanteil baut sich vom Böschungsfuß zur Böschungsschulter auf und ist im Dammmittelbereich zu verankern.
- Durch die Spreizspannungsaufnahme erhöht sich die Zugkraft im Geokunststoff, was einer Vorspannung in Richtung des Böschungsfußes gleichkommt.

Aus den Modellversuchen D01 und D02 (siehe Abschnitt 5 und 6) ergeben sich hinsichtlich der Verankersproblematik weitere Erkenntnisse:

- Durch die eingelegte Geokunststoffbewehrung wird der oberhalb befindliche Damm aufbau vom Untergrund getrennt. Der Böschungsbereich rutscht oberhalb der Geogitterbewehrung ab (siehe Bild 6.9) und führt zu einer einseitigen Schubbeanspruchung.
- Die Auflast breitet sich unter einem Winkel von 30° im Modellsandbereich aus (Bild 6.3). Dieses entspricht der Lastausbreitung unterhalb einer Streifenlast nach *Boussinesq/Gray (1936)*, siehe Bild 6.14.
- Die größten Geokunststoffdehnungen treten unterhalb des Auflastbereiches auf. Im Schnittpunkt von Geokunststofflage und Lastausbreitungswinkel sind die Dehnungen bereits zu 50 % abgebaut, siehe Bild 6.11.

Insgesamt bedeutet dieses, dass nur ein gewisser Teil der Membran- und Spreizzugkraft verankert werden muss und nicht die Summe aus beiden. Darüber hinaus findet die Verankerung selber bereits im Systeminnenbereich statt und nicht erst ab der Außenkante der äußeren Pfahlelemente.

In Bild 8.17 ist die Verankerungsproblematik sowohl für den Innen- als auch für den Böschungsbereich schematisch dargestellt. Die erforderliche Verankerungslänge L_A ergibt sich aus dem Kräftegleichgewicht in horizontaler Richtung nach Gleichung (8.27).

$$F_{G,M,i} \leq \int_0^{L_{A,i}} \tau_O(y) dy + \int_0^{L_{A,i}} \tau_U(y) dy \quad (8.27)$$

Für den Innenbereich kann Gleichung (8.27) gelöst und einfach nach L_A umgeformt werden. Die Geokunststoffzugkraft $F_{G,M}$ setzt sich dabei aus den Membrankraftanteilen infolge Eigengewicht und Auflast zusammen.

$$\text{erf. } L_A \geq \frac{F_{G,M}}{2 \cdot \gamma \cdot h \cdot \lambda \cdot \tan \varphi'} \quad (8.28)$$

Entsprechend den Erkenntnissen der Modellversuche wird für den Böschungsbereich angenommen, dass die eingelegte Geogitterbewehrung den oberhalb befindlichen Dammaufbau vom Untergrund trennt. Die nach außen gerichteten Spreizdrücke führen zu einer Schubbeanspruchung τ_S oberhalb der Geokunststofflage. Diese Schubbeanspruchung ist in Bild 8.17i als äußere Belastung oberhalb des Geokunststoffes eingetragen. Vereinfacht wird für den vorliegenden GEP-Damm der Schubkraftverlauf eines konventionellen (d.h. nicht auf Pfählen gebrüdeten) Dammes angenommen. Dabei kann die Bestimmung des Schubspannungsverlaufes τ_S z.B. mit Hilfe des Verfahrens nach *Engesser/Rendulic* erfolgen, siehe Tabelle 6.2.

Die im Böschungsbereich zu verankernde Membrankraft ist im Einflussbereich der Verkehrsbelastung am größten und nimmt zum Böschungsfuß hin ab. Zwischen den Pfählen kann ein feldweise gestufter Verlauf der Membranzugkraft angenommen werden (Bild 8.17ii). Die Differenz zwischen den großen Membranzugkräften im Mittelbereich und den kleinen Zugkräften im Böschungsbereich führt dazu, dass der Geokunststoff in Richtung des Mittelbereiches vorgespannt wird. Da Kräftegleichgewicht herrschen soll, muss die Differenzkraft durch Verbundspannungen τ_o und τ_u in den Boden eingeleitet werden. Die Kraftübertragung geschieht dabei entlang der zu bestimmenden Verankerungslänge L_A .

a) Innenbereich

(i) System und Belastung:

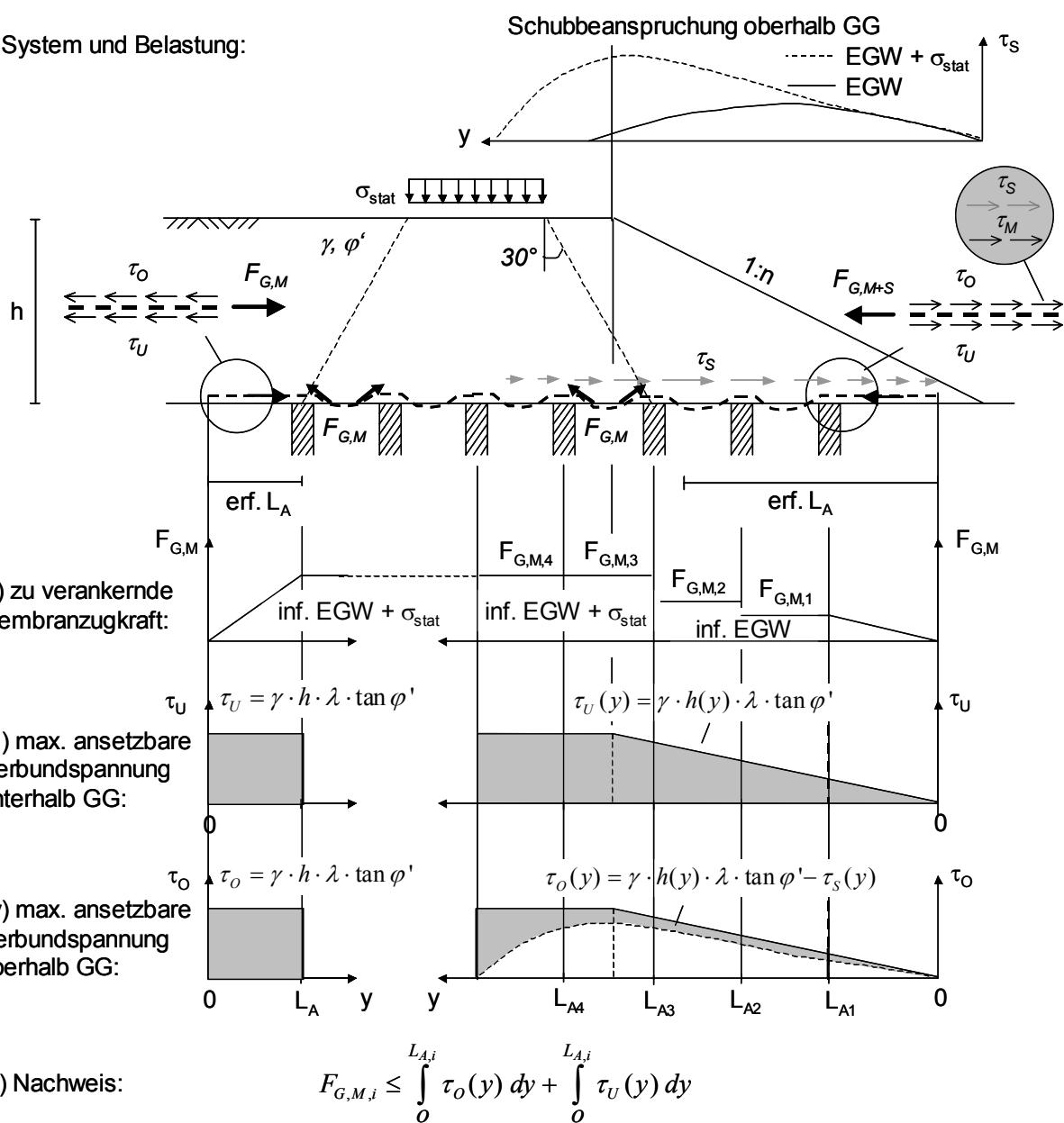


Bild 8.17: Verankerung der Geokunststoffzugkräfte im Innen- und im Böschungsbereich

Die maximale Verbundspannung, die in der Scherfläche zwischen Geokunststoff und umgebendem Boden auftreten kann, ergibt sich in Abhängigkeit der vertikalen Auflastspannung $\sigma_n(y)$ sowie des Reibungsbeiwertes $\mu_{GG-Boden} = \lambda \cdot \tan \varphi'$ nach Gleichung (8.29), siehe auch Bild 8.17iii und Bild 8.17iv.

Anzumerken ist, dass die Gewölbeausbildung rechnerisch nicht berücksichtigt werden muss. Einerseits werden die Pfahlzwischenräume durch eine infolge Gewölbeausbildung verminderter Spannung belastet, andererseits bewirken die großen Spannungen im Pfahlkopfbereich punktuelle Festhaltungen des Geokunststoffes. Da in vertikaler Richtung Kräftegleichgewicht herrscht, entspricht der auf die Aufstandsebene bezogene mittlere Wert der Weichschicht- und Pfahlkopfspannung dem Anteil „ $\gamma \cdot h(y)$ “.

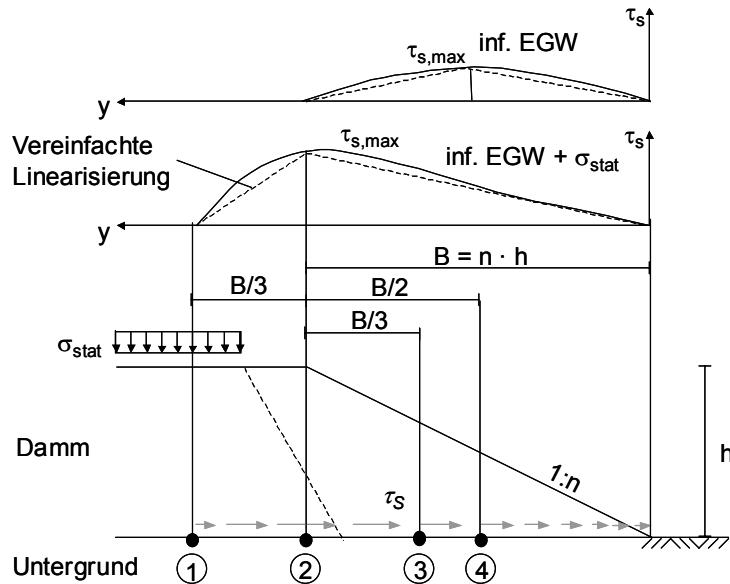
$$\tau(y) = \sigma_n(y) \cdot \mu_{GG-Boden} = \gamma \cdot h(y) \cdot \lambda \cdot \tan \varphi' \quad (8.29)$$

Die maximale Verbundspannung nach Gleichung (8.29) kann nicht überschritten werden, da ansonsten ein Herausziehversagen eintreten würde. Da durch die Schubbeanspruchung τ_s infolge der Spreizdrücke oberhalb der Geokunststoffbewehrung bereits ein Teil der Verbundspannungen aktiviert wird, steht zur Verankerung der Membrankraft nicht mehr die volle Verbundspannung zur Verfügung. Die maximal ansetzbare Verbundspannung oberhalb der Geokunststofflage ergibt sich darum durch Subtraktion nach Gleichung (8.30).

$$\tau_o(y) = \gamma \cdot h(y) \cdot \lambda \cdot \tan \varphi' - \tau_s(y) \quad (8.30)$$

Unterhalb des Geokunststoffes ist die volle Verbundspannung nach Gleichung (8.29) anzusetzen. Nach Bestimmung der Schubkraftverläufe kann schließlich die erforderliche Verankerungslänge für jedes Feld, unter Zugrundelegung von Gleichung (8.27), berechnet und die maßgebende Verankerungslänge für den Böschungsbereich ermittelt werden.

Analytische und numerische Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass sich das Schubspannungsmaximum $\tau_{s,max}$ bei reiner Eigengewichtsbeanspruchung ungefähr im Abstand $B/3$ bis $B/2$ vom Pfahlkopf in Richtung des Böschungsfußes ausbildet, siehe Punkt 3 und 4 in Bild 8.18. Eine auf die Dammoberfläche wirkende Auflast bewirkt ein Wandern des Schubspannungsmaximums in Richtung des Böschungskopfes. Der Ort des Schubspannungsmaximums kann für diesen Fall unterhalb des Böschungskopfes (Punkt 2) angenommen werden. Ein vollständiger Abbau der Schubspannungen tritt etwa im Abstand $B/3$ vom Böschungskopf in Richtung der Dammmitte ein (Punkt 1). Um die Berechnung des Schubspannungsverlaufes zu vereinfachen, kann die maximale Schubspannung mit dem Verfahren nach *Engesser/Rendulic* für die maßgebenden Punkte $\tau_{s,max}$ bestimmt und für die Zwischenbereiche ein linearer Verlauf angenommen werden, siehe Bild 8.18.

**Bild 8.18:**

Vereinfachter Schubspannungsverlauf zur Bestimmung der Verankerungslänge

Da die beschriebene Berechnungsvorgehensweise mit einem relativ großen Rechenaufwand durchzuführen ist (ggf. iterative Bestimmung), kann die erforderliche Verankerungslänge für eine Vorbemessung auch auf der sicheren Seite durch Betrachtung nachfolgender drei Verankerungsfälle erfolgen.

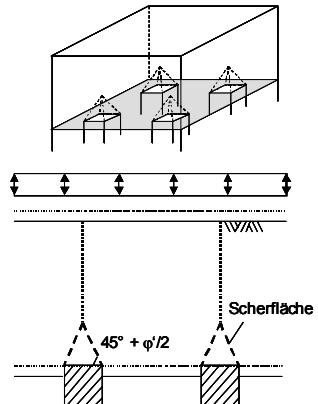
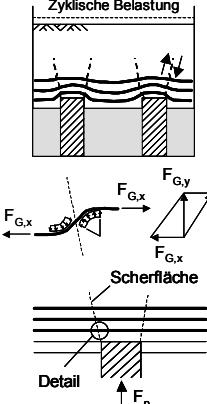
- Fall 1: Verankerung der Gesamtzugkraft aus Membranzugkraft und Spreizkraft nach KET inf. EGW + σ_{stat} ab Böschungskopf.
- Fall 2: Verankerung der Membranzugkraft inf. EGW + σ_{stat} ab dem Schnittpunkt des 30° Lastausbreitungswinkels mit der Geokunststofflage.
- Fall 3: Verankerung der Membranzugkraft inf. EGW für das letzte Feld ab der Außenkante der Stützflächen der äußeren Pfahlelemente.

Maßgebend ist die Verankerungslänge mit dem kürzesten Abstand des Verankerungsende zum Böschungsfuß.

9 Dokumentation des Erkenntnisfortschritts

Nachfolgend werden die wesentlichen Erkenntnisse der Forschungsarbeit zusammengefasst. Die Zusammenfassung erfolgt analog zu der Reihenfolge der definierten Teilziele nach Abschnitt 1.

Tabelle 9.1: Tabellarische Zusammenfassung der Forschungserkenntnisse

Haupteinflussgrößen für Gewölbereduktion sowie Versagensmechanismus unter Zyklik:		
Haupteinflussgrößen:	<ul style="list-style-type: none"> • Verhältnis $h/(s-d)$ • Lastamplitude σ_c und Belastungsfrequenz f • Geogitteranzahl n 	Abschnitt 5.3 Abschnitt 5.4
Versagensmechanismus:	unbewehrtes System  bewehrtes System 	Bild 5.22 Bild 5.36
Systemrandbedingungen die eine statische Bemessung erlauben:		
<ul style="list-style-type: none"> • große zyklisch-dynamische Beanspruchung (im Versuch $\sigma_c = +/- 10 \text{ kN/m}^2$; d.h. in situ: $\sigma_c = +/- 30 \text{ kN/m}^2$) 	Abschnitt 5.3	
<ul style="list-style-type: none"> • $h/(s-d) > 2,0$: keine Gewölbereduktion 	Abschnitt 5.4.2	
<ul style="list-style-type: none"> • $h/(s-d) < 2,0$: Gewölbereduktion möglich; zu bewerten ist die Maximalamplitude und der zeitliche Abstand der nichtruhenden Einwirkung 	Bild 8.3	
<ul style="list-style-type: none"> • mittlere zyklisch-dynamische Beanspruchung (im Versuch $\sigma_c = +/- 5 \text{ kN/m}^2$; d.h. in situ: $\sigma_c = +/- 15 \text{ kN/m}^2$) 		
<ul style="list-style-type: none"> • $h/(s-d) > 1,0$: keine Gewölbereduktion 		
<ul style="list-style-type: none"> • $h/(s-d) < 1,0$: Gewölbereduktion möglich; zu bewerten ist die Maximalamplitude und der zeitliche Abstand der nichtruhenden Einwirkung 		

Erweitertes Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung einer Gewölbereduktion sowie bodenmechanische Modelle zum Durchstanzmechanismus:		
• <i>GRF-Verfahren</i> : Erweiterung des Gewölbeansatzes nach <i>Zaeske (2001)</i> durch empirischen Gewölbereduktionsfaktor κ :	Abschnitt 5.4.2 Abschnitt 8.2.2	
• <i>Erweiterte 3D-Trap-Door Modelle</i> : Erweiterung des Bruchmodells nach <i>Russel et al. (1997)</i> durch modifizierte Reibungsansätze.	Abschnitt 8.2.3	
Wirkungsweise einer mehrlagigen Bewehrung sowie Beurteilung der analytischen Berechnungsansätze für mehrlagige Bewehrungsanordnungen:		
• Wirkungsweise: Modellversuche und FEM-Ergebnisse lassen in Ansätzen erkennen, dass sich bei 3-lagiger Bewehrungsanordnung durch den Verbund Geogitter-Füllboden eine plattformartige Lastabtragung einstellt. Zyklisch-dynamische Beanspruchungen wirken dieser Lastabtragung jedoch entgegen.	Abschnitt 5.3.3 Abschnitt 5.4.3 Abschnitt 7.3.4 Abschnitt 8.3.1	
• Berechnungsmodelle: Ansätze nach <i>Collin (2004)</i> oder <i>Wang et al. (1996)</i> bilden das tatsächliche Tragverhalten unter zyklisch-dynamischen Belastungen unzureichend ab.	Abschnitt 8.3.3	
Anwendbarkeit von FEM-Programmen zur Bemessung eines GEP-Systems:		
• Eine Nichtberücksichtigung der Theorie 2. Ordnung kann eine rechnerische Unterschätzung der Geokunststoffdehnungen zur Folge haben.	Abschnitt 6.4 Abschnitt 7.1.3	
• Membranelemente bilden das räumliche Tragverhalten von Geogittern nur näherungsweise ab. Seil- oder Stabtragwerk werden empfohlen.	Abschnitt 7.2.3 Abschnitt 7.3.4	
Beurteilung der Spreizdruckansätze für GEP-Dammkonstruktionen:		
• Der Ansatz nach <i>Zaeske/KET (klassischer Erddruckansatz)</i> führt zu einer Überbemessung der Geokunststoffe in Dammquerrichtung.	Abschnitt 6.3	
• Der Ansatz nach <i>Zaeske/Love</i> in Verbindung eines Nachweises der Horizontalbeanspruchung der Pfähle mittels numerischer Verfahren wird empfohlen.		
Beurteilung des Verankerungsnachweises für GEP-Dammkonstruktionen:		
• Verankerungsnachweis nach <i>BS 8006 (1995)</i> liegt stark auf der sicheren Seite. Ein verbesserter Ansatz auf Grundlage von <i>Boussineq/Gray</i> und <i>Engesser/Rendulic</i> wurde entwickelt.	Abschnitt 8.4	

Weitere Ergebnisse, die von besonderer Bedeutung für die Thematik sind, sind in Tabelle 9.2 zusammengestellt.

Tabelle 9.2: Tabellarische Zusammenfassung ausgewählter Ergebnisse

Auswirkungen einer nichtruhenden Belastung (Lastschema I) auf Geogittereigenschaften:	
<ul style="list-style-type: none"> keine Auswirkungen auf maximale Zugfestigkeit leichte Zunahme der Dehnsteifigkeit 	Abschnitt 4.2.3
Wirkungsweise von Geogittern im GEP-Tragsystem bei nichtruhender Belastung:	
<ul style="list-style-type: none"> Anordnung von Geogittern führt zu einer Systemstabilisierung und zu einer Reduzierung der Systemverformungen unter Zyklus. Auch bei 2- oder 3-lagiger Bewehrung wird die untere Lage am stärksten beansprucht. Für nichtruhende Belastungen erfolgt die Beanspruchung der einzelnen Lagen (von unten nach oben) etwa im Verhältnis: $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{oben}} = 1 : 0,65$ (2-lagig), $F_{G,\text{unten}} : F_{G,\text{Mitte}} : F_{G,\text{oben}} = 1 : 0,65 : 0,35$ (3-lagig) 	Abschnitt 5.3.3 Abschnitt 7.3.3 Abschnitt 7.3.4
Rechnergestützte Bemessung von GEP-Dammbauwerken:	
<ul style="list-style-type: none"> Ableitung von Polynomfunktionen zur rechnergestützten Programmierung der DGL des elastisch gebetteten Seils nach <i>Zaeske (2001)</i> sowie Umsetzung der Bemessung in Visual Basic und Excel. 	Anhang D

Hinsichtlich der Übertragbarkeit der Erkenntnisse in die Praxis ist anzumerken, dass die durchgeführten Modellversuche auf der sicheren Seite liegen. Im Verkehrswegebau tritt die Belastung intermittierend auf, zyklisch-dynamische Dauerbelastungen sind in der Realität nur bei z.B. Maschinenfundamenten vorhanden. Die Versuche zeigen, dass sich die Spannungen im Bodenkörper in der Ruhephase der intermittierenden Belastung zurückbilden können. Größere Lagerungsdichten als im Modellversuch und eine im Boden ggf. wirkende Kapillarkohäsion haben *in situ* einen günstigen Einfluss auf die Gewölbestabilität unter Zyklus. Das untersuchte Lastschema wurde darüber hinaus für Schotterooberbausysteme abgeleitet. Die Beanspruchung bei Feste Fahrbahnssystemen ist etwa um die Hälfte geringer. Ein Teil des sich einstellenden Geogitterdurchhangs und der daraus resultierenden Oberflächensetzung kann in der Realität durch die Einbauverdichtung vorweggenommen werden. Weiterhin stellen die im Modellversuch untersuchten Bettungsverhältnisse einen Extremfall dar. In situ ist der Steifemodul im Bereich der Aufstandsebene durch künstlich eingebrachte mineralische Ausgleichsschichten und Verdichtungsüberfahrten deutlich erhöht.

Die nachfolgenden Empfehlungen (Tabelle 9.3) beinhalten allgemeine Hinweise, wie die Wirkungsweise der Verbundkonstruktion „geokunststoffbewehrte Erdschichten über Pfahlelementen“ verbessert werden kann. Schwerpunktmaßig werden Situationen betrachtet, in denen das Tragsystem großen zyklisch-dynamischen Beanspruchungen unterliegt.

Tabelle 9.3: Ergänzende konstruktive Empfehlungen für GEP-Dämme unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen

Bauweise	Begründung
Geogitterbewehrung tiefliegend einbauen. Hinweis: Die Möglichkeit eines direkten Auflegens des Geogitters auf die Pfahlköpfe in Verbindung mit Schutzvliesen sollte überprüft werden.	Maximale Aktivierung des Membraneffektes in der untersten Bewehrungslage.
Mehrlagige Bauweise (2 bis 4-lagig). Hinweis: Die maximale Anzahl und die Einlegehöhe der obersten Geogitterlage ist zu überprüfen, da mit zunehmender Höhenlage die Effektivität der Geogitter verloren geht.	Verbundeffekt zwischen Geogitter- und Füllboden stellt sich ein und der umgebende Boden wird an der Lastabtragung beteiligt.
Geogitter leicht vorgespannt einbauen.	Frühzeitiges Ansprechen der Geogitter auf vertikale Belastung.
Dehnsteife Geogitter mit geringen Bruchdehnungen und Kriechverformungen verwenden.	Gewährleistet setzungsfreies und wartungsarmes System.
Pfahlelemente möglichst bis zum Böschungsfuß ausführen und Böschungsfuß durch mehrlagige Bewehrung sichern.	Verformungen im Bereich des Böschungsfußes verhindern, da diese zu Setzungen im Innenbereich führen.

Zusammenfassend sei erwähnt, dass wesentliche Ergebnisse aus den hier dokumentierten wissenschaftlichen Untersuchungen bereits in die parallel erfolgte Überarbeitung der *Empfehlung 6.9 (2006) EBGEO* eingeflossen sind.

10 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde der Effekt der Gewölbeausbildung in nichtbindigen Böden unter ruhender und nichtruhender Belastung sowie die Stabilisierung der Gewölbe durch horizontale Bewehrungslagen aus Geogittern mit experimentellen und numerischen Methoden untersucht. Die wissenschaftlichen Untersuchungen wurden dabei gezielt für das Tragsystem „geokunststoffbewehrte Erdschichten über Pfahlelementen“ (GEP) ausgerichtet.

Ergänzend zu der Fragestellung des Gewölbeverhaltens unter nichtruhenden Lasten wurden ausgewählte praxisrelevante Fragestellungen (Dreieckraster-, Spreizspannungs- und Verankerungsproblematik, Anwendbarkeit der FEM) untersucht, die speziell GEP-Dammbauwerke betreffen.

GEP-Tragsysteme kommen in der Ingenieur-Praxis vornehmlich im Verkehrswegebau zur Anwendung und werden zur Ertüchtigung von gering tragfähigem oder setzungsempfindlichem Untergrund eingesetzt. Durch Einbringung von Pfahlelementen in den anstehenden setzungsempfindlichen Untergrund wird eine künstliche Gründungsebene auf Höhe der Oberkante der setzungsempfindlichen Schicht hergestellt. Oberhalb der Gründungsebene wird eine mineralische Aufschüttung aufgebracht, die in der Regel durch horizontal verlegte Geogitterlagen zusätzlich stabilisiert wird. Von den starren Pfahlköpfen ausgehend bilden sich Bodengewölbe in der Aufschüttung aus, die die Pfahlzwischenbereiche überspannen und oberhalb befindliche Lasten überproportional in die Pfahlelemente einleiten. Die Geogitterlagen überspannen membranartig die Pfahlköpfe und nehmen die noch verbliebenen vertikalen Spannungen in den Pfahlzwischenbereichen auf. Während für das sich einstellende Gewölbesystem unter statischen Einwirkungen abgesicherte Erkenntnisse vorliegen, war das Systemverhalten unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen bisher weitgehend unbekannt und konnte noch nicht zuverlässig vorhergesagt werden. Die derzeit existierenden Gewölbeansätze sind auf zyklisch-dynamische Belastungssituationen nicht übertragbar.

Für die experimentelle Aufklärung der Gewölbeausbildung unter nichtruhenden Belastungen wurden großmaßstäbliche Modellversuche (Maßstab 1:3) durchgeführt, mit zyklischen Belastungsgrößen, die am Verkehrswegebau (Eisenbahnbau) orientiert waren. Die Modellversuche zur Gewölbeausbildung fanden an einem Pfahlrasterausschnitt statt (Modellversuchsstand M1), der den Mittelbereich eines GEP-Damms abbildete. Darüber hinaus wurde der Böschungsbereich eines GEP-Damms in einem weiteren großmaßstäblichen Modellversuchsstand (Maßstab 1:3) abgebildet. Die Modellversuche am Dammquerschnitt (Modellversuchsstand M2) bezogen sich hauptsächlich auf die ausgewählten Fragestellungen.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse des Versuchsstandes M1 konnten die wesentlichen Einflussgrößen, die zu einer Gewölbereduktion führen, für unbewehrte Systeme identifiziert werden. Für das Stützweiten-Überdeckungshöhenverhältnis sowie die das Gewölbesystem beanspruchende Lastamplitude werden Randbedingungen genannt, die eine statische Bemessungsvorgehensweise mit den derzeit vorhandenen Bodengewölbemodellen gerade noch erlauben. Für geometrische und zyklische Randbedingungen, die außerhalb der Gültigkeitsgrenzen liegen, werden zwei Berechnungsansätze vorgestellt. Das *GRF-Verfahren* ist ein vereinfachtes analytisches Berechnungsverfahren, das auf dem Gewölbemodell nach *Zaeske (2001)* aufbaut. Die Gewölberückbildung wird pauschal über einen aus Modellversuchen abgeleiteten Gewölbereduktionsfaktor κ berücksichtigt. Als bodenmechanisches Modell zur Gewölbereduktion und zur Scherflächenausbildung wird das Modell nach *Russel et al. (1997)* vorgestellt, welches um zwei modifizierte Reibungsansätze erweitert wurde. Mit Hilfe der Berechnungsansätze ist eine Berücksichtigung der Gewölbereduktion bei unbewehrten Systemen infolge nichtruhender Belastung möglich.

Die Untersuchungen zur Gewölbestabilisierung durch horizontale Geogitterlagen fanden ebenfalls mit Hilfe des Versuchsstandes M1 statt. Es wurde festgestellt, dass durch Einlegen von Geogittern das Systemverhalten unter nichtruhender Belastung verbessert werden kann und Geogitter setzungsreduzierend wirken. Unter nichtruhender Beanspruchung kommt es im Bereich der Pfahlköpfe infolge einer Einstanzbeanspruchungen zu großen Geogitterdehnungen in den tiefliegenden Bewehrungslagen. Analytisch können die Zusatzdehnungen mit Hilfe des *GRF-Verfahrens* und des Membranmodells nach *Zaeske (2001)* auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden.

Die durchgeführten numerischen Vergleichsberechnungen, unter Verwendung des zyklischen Stoffansatzes nach *Stöcker (2002)*, bestätigen qualitativ und teilweise quantitativ die Modellversuchsergebnisse zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt unter nichtruhender Beanspruchung. Die erstellten FEM-Modelle bilden die Setzungsakkumulation, die Einstanzbeanspruchung und den Dehnungsanstieg in den Geogitterlagen unter Zyklik realitätsnah ab. Eine Gewölbereduktion tritt infolge des quasistatischen Stoffansatzes nicht ein. Von besonderer Bedeutung bei der numerischen Berechnung von GEP-Systemen hat sich die Berücksichtigung der Theorie 2. Ordnung herausgestellt. Eine Nichtberücksichtigung kann zu einer Unterschätzung der Geogitterdehnungen führen. Für dreidimensionale Modelle werden zur Abbildung der Geogitter statt der üblichen Membranmodellierungen Seil- oder Stabtragwerke empfohlen, da nur diese das Lastabtragungsverhalten eines Geogitters realitätsnah abbilden können.

Unterabschnitte der vorliegenden Arbeit befassen sich mit noch offenen Fragestellungen im Zusammenhang mit GEP-Dammsystemen. Die Untersuchung der derzeit existierenden Spreizdruckansätze (Modellversuchsstand M2) zeigt auf, dass die bisherige Bemessungsvorgehensweise stark auf der sicheren Seite liegt. Das Verfahren nach *Zaeske/Love* wird als Alternative zu dem üblichen Ansatz nach *Zaeske/KET (klassische Erddrucktheorie)* empfohlen. Für den Bemessungsansatz zur Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge im Böschungsbereich von GEP-Dammbauwerken wurde festgestellt, dass er zu unrealistischen, großen Verankerungslängen führt. Ein verbesserter Verankerungsansatz auf Grundlage von *Boussineq/Gray* und *Engesser/Rendulic* wurde ausgearbeitet. Die Modellversuche am Dammquerschnitt sowie erste numerische Vergleichsberechnungen zeigen, dass mit Hilfe der beiden Verfahren eine zutreffende und wirklichkeitsnahe Wiedergabe der Spreizdruck- und Verankерungsproblematik, zumindest für Dämme geringer bis mittlerer Höhe, gelingt. Dennoch sind weitergehende Untersuchungen und eine weitere wissenschaftliche Absicherung insbesondere für hohe Dämme erforderlich.

Hinweise für die praktische Umsetzung der gewonnenen Erkenntnisse sowie eine Zusammenfassung des Erkenntnisfortschritts finden sich am Ende dieser Arbeit. Dabei wird auch auf die Übertragbarkeit der gewonnenen Forschungsergebnisse in die Praxis eingegangen.

10 Summary

In this research work the phenomenon of soil arching in cohesionless soils under static and cyclic loading and the stabilization of the soil arching by means of geosynthetic reinforcement (geogrids) has been investigated using experimental, numerical and analytical methods. The research focuses mainly on the soil improvement system “geosynthetic-reinforced and pile-supported embankment” (GEP).

In addition to the principal topic of the thesis “soil arching under cyclic loading”, some other special problems related to GEP-systems have also been analysed. These include behaviour of a GEP-system in the case of triangular pile grids, investigation of the lateral spreading, calculation of the pull-out length and numerical calculation of the GEP-system under cyclic loading.

A GEP-system is constructed in areas with soft subsoil. In recent years, it is primarily applied for highway and railroad embankments in existing or new routes. The basic principle of the soil improvement system is to relieve the settlement-prone weak soil without disturbing and altering its natural structure. This is realised by pile-like foundation elements which are placed in a regular pattern through the soft soil down to a lower load-bearing stratum. Above the pile heads the reinforcement of one or more layers of geosynthetics (mostly geogrids) is placed and above this the embankment is built up. The stress relief of the soft soil results from an arching effect in the reinforced embankment above the pile heads and a membrane effect of the geosynthetic reinforcement. Part of the load is carried directly by the pile-elements, another part is first carried by the geosynthetic reinforcement and afterwards transferred to the pile heads. Finally, the loads are transferred down via the piles into the bearing stratum. Whereas the system behaviour (arching and membrane effect) under static loading is well-known, the bearing behaviour and the settlements expected under cyclic loading is not yet fully explained and cannot be predicted. Under cyclic loading the arching effect can only be formed in a very limited extent and part of the load carried directly by the piles can decrease remarkably, which results in an increase of the load on the soft soil and on the reinforcement. Due to the reduction of the soil arching, the strains in the geogrid and the surface settlements increase considerably. The existing design procedures which take soil arching and membrane effects of the geosynthetics into account are not applicable for such cyclic loading conditions.

Three-dimensional well-instrumented model tests at a scale of 1:3 had been carried out to investigate the behaviour of soil arching under cyclic loading. The test arrangement M1 consists of a group of four piles placed in a weak soil layer (peat) in a rectangular grid. Above the pile heads and the soft soil layer a reinforced or unreinforced sand fill of different heights

was placed. The value of the cyclic loading had been derived from real traffic loads (railway). The test arrangement M1 simulates the central zone of a GEP-system. Moreover, another test arrangement M2 (scale 1:3) which simulated the slope zone was constructed in order to investigate the lateral spreading.

Based on the results of the model tests (M1), the main parameters which cause a reduction of the arching effect has been identified. A lower limit for the ratio of the center-to-center distance s to the height of the sand fill h and an upper limit for the amplitude of the cyclic loading has been defined, with which the usual static design procedures for soil arching would be valid. For values beyond these limits two calculation procedures had been proposed. The *GRF-method* is a simplified analytical method which is based on the calculation procedure by Zaeske (2001). The reduction of the soil arching effect can be taken into account by considering an empirical arch reduction factor κ . A soil-mechanical model for the reduction of the soil arching and the formation of shear zones was derived from the calculation method by Russel *et al.* (1997). The calculation method was extended with two modified friction approaches. The derived equations enable a realistic and suitable approximation of the arching reduction under cyclic loading.

The improvement of the soil arching effect using geosynthetics (geogrids) layer was also investigated with the test arrangement M1. In the model tests, the horizontal geogrid layers stabilised the system behaviour under cyclic loading and reduced the settlements of the ground surface. Due to the reduction of the soil arching effect under cyclic load and the punching mechanism, the strains in the geogrid increased considerably. Especially the lowest geogrid layers near the pile heads were highly stressed. The additional strains in the geogrids can be calculated using the proposed *GRF-method* and the membrane approach according to Zaeske (2001) and they lie on the safe side. Comparison of the analytic and the model test results demonstrates that this design method leads to a conservative prediction of the bearing behaviour of the individual construction elements.

Furthermore, numerical investigations using the Finite Element Method (FEM) were performed under cyclic conditions. The numerical calculations were based on the simplified cyclic-viscoplastic calculation model for granular soils by Stöcker (2001). The cyclic-viscoplastic calculation model has proven to be a realistic numerical approximation of the GEP-system behaviour under cyclic loading. The calculations confirm the results of the model tests (M1) both qualitative and quantitative. The numerical model reproduces the long-term-deformation behaviour of the system, the punching mechanism of the pile heads through the geosynthetic layers and the increase of the strains in the geosynthetic under cyclic loading. Since the calculation model assumes a quasi-static loading scheme, a reduction of the

soil arching could not take place. The calculations have shown that it is very important to consider the system deformations in the numerical models. If this is ignored, the calculated strains in the geosynthetic reinforcement may be underestimated. In three-dimensional FEM-models the structure of the geogrid layers should be simulated with three-dimensional wire or truss elements instead of membrane elements. Only wire or truss frames have a load transfer mechanism similar to that of a geogrid.

Some special problems related to GEP-systems has also been analysed in subsections. The influence of the lateral thrust in the zone of the embankment slope was examined using the model tests (test arrangement M2) as well analytical calculations. A comparison between the test results and the analytical calculations shows that the present calculation method leads to an uneconomical design. The design method by *Zaeske/Love* is recommended instead of using *Zaseke/KET* which is based on the classical earth-pressure theory. Moreover, a new approach for the calculation of the required pull-out length of the geogrid layer is presented. It is based on the soil-mechanical models by *Boussineq/Gray* and *Engesser/Rendulic*. The two new design methods lead to a realistic prediction of the additional geosynthetic strains due to lateral thrust and the required pull-out length. Since they are only valid for embankments with low to medium heights, further research is required for embankments with higher heights.

Further comments on the construction of GEP-systems and a review of the current state of knowledge are given at the end of this work. The differences between the boundary conditions of the model tests and the prototype has been worked out, and thus the transfer of the model test results to the in-situ condition has been examined.

11 Literaturverzeichnis

- Alzamora, D.E. ; Wayne, M.H.; Han, J. (2000): Performance of a segmental retaining wall supported by a geosynthetic reinforced load transfer platform; Geo-Institute Specialty Conference on Performance Verification of Constructed Geotechnical Facilities.*
- Arslan, U. (1980): Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand; Mitteilung der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Heft 23.*
- Becker, A. (2002): Stoffmodell und numerisches Modell für zyklisch beanspruchte, teilgesättigte Sande; Veröffentlichungen FG Bodenmechanik und Grundbau, Universität Kaiserslautern, Heft 5.*
- Bathurst, R.J.; Cai, Z. (1994): In-Isolation Cyclic Load-Extension Behavior of Two Geogrids; Geosynthetics International, Vol. 1, No. 1, S. 1-19.*
- Bell, A.L.; Jenner, C. (1994): Embankment support using geogrids with vibro concrete columns; 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related products, Singapore, S. 335-338.*
- Bergado, D.T.; Long, P.V. (1994): Numerical Analysis of Embankment on subsiding ground improved by vertical drains and granular piles; XIII ICSMFE, New Delphi, India.*
- Blivet, J.C.; Gourc, J.P.; Giraud, H. et al. (2002): Design method for geosynthetics as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence; Proc. 7th International Conference on Geotextiles, S. 341-344.*
- Böhrnsen, J.U. (2002): Dynamisches Verhalten von Schüttgütern beim Entleeren aus Silos; Braunschweiger Schriften zur Mechanik, TU-Braunschweig, Heft 45.*
- Brauns, J. (1980): Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände; Bauingenieur 55, S. 433-436.*
- Brendlin, H. (1962): Die Schubspannungsverteilung in der Sohlfuge von Dämmen und Böschungen; Veröffentlichungen des Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TH Karlsruhe, Heft 10.*
- BS 8006 (1995): Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills; British Standard Institution.*
- Bussinesq/Gray (1936): Stress distribution in elastic solids; Proc. 1. ICSMFE Cambridge, Vol. 2, S. 157.*
- Carlsson, B. (1987): Reinforced soil, principles for calculation; Terratema AB, Linköping (in Schwedisch).*
- Collin, J.G.; Watson, C.H.; Han, J. (2005): Column-Supported Embankments solves time Constraint for new road construction; Proceedings of the Geo-Frontiers 2005 Congress, Austin, Texas.*

- Collin, J.G.; Watson, C.H.; Han, J. (2004): Column-Supported Embankments Design Consideration; Proc. of Minnesota 52nd Annual geotechnical Engineering Conference, Minneapolis, Minnesota.*
- Cundall, P.A. (2001): A discontinuous future for numerical modelling in geomechanics? Geotechnical Engineering 149 Issue I, S. 41-47.*
- Diyaljee, V.A.; Raymond, G.P. (1982): Repetitive load deformation of cohesionless soil; Proc. ASCE Vol. 108.*
- DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen (12/1985).*
- Dürrwang, R.; Schulz, G.; Neidhart, T. (1999): Erdbauwerke für Hochleistungsstrecken, Neues Konzept; Der Eisenbahningenieur, Heft 8, Tetzlaff Verlag, Hamburg.*
- Eekelen, S J.M.; Bezuijen, A.; Oung, O. (2003): Arching in piled embankments, experiments and design calculations; Foundations: Innovations, observations, design and practice, Thomas Telford, London.*
- Empfehlung 6.9 (2006): Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern. Entwurf, 12. Fassung vom 01.09.2006 – vorgesehen als Kapitel 6.9 für die Empfehlung für Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO) der DGGT.*
- Fannin, R.J.; Eliadorani, A.; Wilkinson, J.M.T. (2005): Shear strength of cohesionless soils at low stress; Geotechnique 55, No.6, S. 467-478.*
- Fahmy, G. (2007): Lateral spreading in reinforced embankments with and without pile-elements; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, in Vorbereitung.*
- GB-Taschenbuch (2003): Grundbau-Taschenbuch, Teil 1 bis Teil 3; Ernst und Sohn Verlag, 7. Auflage.*
- Gartung, E.; Verspohl, J.; Alexiew, D. (1996): Geogrid reinforced railway embankment on piles – Monitoring; Proc. 1th European Geosynthetics Conference, Maastricht, S. 251-258.*
- Geduhn, M.; Vollmert, L. (2005): Verformungsabhängige Spannungszustände bei horizontalen Geokunststoffbewehrungen über Pfahlelementen in der Dammbasis; Bautechnik 82, Heft 9, S. 657-662.*
- Giese, S. (2000): Numerische Simulation der Rütteldruckverdichtung von Sandkippen mit der Diskrete Element Methode (DEM); Universität Kaiserslautern, FG Bodenmechanik und Grundbau, Diplomarbeit, (unveröffentlicht).*
- Giroud, J.P.; Bonaparte, R.; Beech, J.F.; Gross, B.A. (1990): Design of Soil Layer-Geosynthetics Systems Overlying Voids; Geotextiles and Geomebranes, Elsvier, Vol.9, S. 11-50.*

- Gotschol, A. (2002): Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 12.*
- Gourc, J.P.; Villard, P.; Giraud, H.; Blivet, J.C.; Delmas, Ph. et al. (1999): Sinkholes beneath a reinforced earthfill - a large-scale motorway and railway experiment; Geosynthetics '99, Boston, S. 833-846.*
- Göbel, C.; Lieberenz, K.; Richter, F. (1996): Der Eisenbahnunterbau; DB-Fachbuch, Band 8/20, Eisenbahn-Fachverlag, Heidelberg, Mainz.*
- Göbel, C.; Lieberenz, K. (2004): Handbuch Erdbauwerke der Bahnen; Eurailpress, Hamburg, 1. Auflage.*
- Guido, V. (1987): Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slabs; Proc. Geosynthetics 1987 Conf., New Orleans.*
- Han, J.; Collin, J.G. (2005): Geosynthetic Support Systems over Pile Foundations; Proceedings of the Geo-Frontiers 2005 Congress, Austin, Texas.*
- Han, J.; Gabr, M.A. (2002): Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil; Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Vol. 128, No. 1, S. 44-53.*
- Handy, R.L. (1985): The Arch in soil Arching; Journal of geological engineering, No. 3, pp.302-318.*
- Hauser, C. (2004): Bildbasierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode; Geotechnik 27, Nr.4, S. 339-342.*
- Heitz, C.; Kempfert, H.G.; Alexiew, D. (2005): Embankment project on soft subsoil with grouted stone columns and geogrids; Proc. Of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Osaka, Japan, Volume III, S. 1359-1363.*
- Herold, A. (1999): Geokunststoffe unter dynamischer Belastung; II. Geotechnik Sonderheft zur 6. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“, DGQT Essen, S. 69-75.*
- Hettler, A. (1987): Schottertriaxialversuche mit statischem und zyklischem Belastungsverlauf; ETR 36, S. 399-405.*
- Hewlett, W.J.; Randolph, M.F.; Aust, M.I.E. (1988): Analysis of piled embankments; Ground Engineering, Vol. 21, S. 12-17.*
- Hibbit, Karlsson, Sorensen (2004): ABAQUS/Standard User's Manual; Pawtucket, USA.*
- Hu, Y. (2000): Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 8.*

- Hu, Y.; Gartung, E.; Prühs, H.; Müllner, B. (2003): Bewertung der dynamischen Stabilität von Erdbauwerken unter Eisenbahnverkehr, Geotechnik, Heft 26, 2003/1, S. 42-56.*
- Huang, J.; Collin, J.G.; Han, J. (2005): 3D numerical modelling of a geosynthetic-reinforced pile-supported embankment – stress and displacement analysis; Proc. of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Osaka, Japan, Volume III, S. 913-916.*
- Jaup, A. (1999): Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 7.*
- Jáky, J. (1944): A Nyugalmi Nyomás Tényezője; Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, S. 355-358 (in Ungarisch).*
- Kast, K. (1985): Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung; Bauingenieur 60, S. 519-522.*
- Kempfert, H.G. (1980): Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche; Schriftenreihe des FG Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 1.*
- Kempfert, H.G.; Hu, Y. (1999): Measured dynamic loading of railway underground; Proceedings of the XI. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguacu, Brazil.*
- Kempfert, H.G.; Hu, Y. (1999): Numerical modeling of the deformation in railway foundation – A case study; Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VII, Graz, A.A. Balkema, S 669-674.*
- Kempfert, H.G.; Stadel, M. (1995): Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Erdbauwerke über pfahlähnlichen Traggliedern; Geotechnik Sonderheft zur 4. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, S. 146-152, DGGT Essen.*
- Kempfert, H.G.; Zaeske, D. (2001): Modellversuche an mineralischen Tragschichten über Tragelementen „System Keller“; Abschlussbericht, Universität Kassel, (unveröffentlicht).*
- Kolymbas, D. (1998): Geotechnik – Tunnelbau und Tunnelmechanik; Springer-Verlag, Berlin.*
- Kollmann, T. (2002): Schwingungsinduziertes Fließen feinstkörniger, kohäsiver Pulver; Dissertation, Universität Magdeburg.*
- Koutsabeloulis, N.C.; Griffiths, D.V. (1989): Numerical modelling of the trap door problem; Geotechnique, London, England.*
- Lenz, R.W.; Baladi, G.Y. (1980): Simplified Procedure to Characterize Permanent Strain in Sand Subjected to Cyclic Loading; International Symposium on Soil under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Jan. 7.-11.*

- Ling, H.I.; Mohri, Y.; Kawabata, T. (1998): Tensile Properties of Geogrids under Cyclic Loadings; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, August 1998, S. 782-787.*
- Love, J.; Milligan, G. (2003): Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground; Ground engineering, March 2003, S. 39-43.*
- Low, K.; Tang, S.K.; Choa, V. (1994): Arching in Piled Embankments; Journal of geotechnical engineering, Vol. 120, No. 11, S. 1917-1938.*
- Lüke, J.; Wittke, M.; Delsemme, D. (2002): Bemessung einer Geokunststoffbewehrung zur Überbrückung von Erdfällen mit Hilfe von dreidimensionalen, geometrisch nichtlinearen FE-Berechnungen; Geotechnik 25, Nr. 1, S. 37-42.*
- Maihold, K.; Trunk, U. (2003): Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Tragglieder. Notizen zum Entwurf der EBGEO, Abschnitt 6.9, 6. Fassung; S. 17-19, August 2003, Germendorf, unveröffentlicht.*
- Marston, A.; Anderson, A.O. (1913): The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe; Bulletin No. 31, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.*
- Martens, P. (1988): Silohandbuch; Ernst & Sohn Verlag, Berlin.*
- Martinek, K. (1976): Bodendruckmessungen bei den Schnellfahrversuchen zwischen Gütersloh und Neubeckum; ZEV-Glas. Ann. 100, 12.*
- Mitchell, J.K. (1981): Soil improvement, State-of-the-Art report; Proc. 10th Int. Conf. On Soil Mech. and Found. Engrg., Balkema, Rotterdam, Netherlands, S. 509-565.*
- McNulty, J.W. (1965): An Experiment study of arching in sand; Technical Report No. I-674, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, 170.*
- Möller, B.; Graf, W.; Hoffmann, A. (2002): Berechnungsmodelle für Geotextilien bei Erdfall; Mitteilung des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 58, S. 161-175.*
- Müller-Rochholz, J. (1998): Dynamisches Verhalten von HDPE-Bewehrungsgittern; Geotechnik 21, Nr. 4, S. 310-313.*
- Müller-Rochholz, J. (2000): Verformungsverhalten von Bewehrungsgeokunststoffen im Gebrauchslastbereich; VSVI Seminar, tBU Greven, (unveröffentlicht).*
- Muncke, M.; Meinlschmidt, A.; Hillig, J. (1999): Neue Erkenntnisse und Lösungen im Brücken-, Tunnel-, Erd- und Grundbau; Eisenbahntechnische Rundschau, Band 48, Heft 10, S. 622-638.*

- Nernheim, A.; Meyer, N. (2005): Verformungsverhalten von Geokunststoffen unter zyklischer Belastung im Bodenverbund; Informations- und Vortragstagung über Geokunststoffe in der Geotechnik, Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal.*
- Nimunis, A. (2000): Akkumulation der Verformungen infolge zyklischer Belastung des Bodens; Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Bochum, Heft 32.*
- Ochiai, H.; Watari, Y.; Tsukamoto, Y. (1996): Soil reinforcement practice for fills over soft ground in Japan; Geosynthetics International, Vol. 4, Nr.1, S. 31-48.*
- Paul, A. (2002): Die präventive Sicherung von erdfall- und tagesbruchgefährdeten Straßen mittels einlagig verlegter Geokunststoffbewehrung; Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz, DGGT Essen, S. 311-320.*
- Rehfeld, E. (2000): Wirkungen der Zugüberfahrt auf Oberbau, Unterbau und Untergrund; Der Eisenbahningenieur, Heft 12, S. 30-33.*
- Reid, W.M.; Buchanan, N.W. (1983): Bridge approach support piling; Proceedings of Conference on Advances in Piling and Ground Improvement, London, S. 267-274.*
- Rendulic (1938): Der Erddruck im Straßen- und Brückenbau; Berlin, Volks- und Reichsverlag.*
- Rogbeck, Y.; Gustavsson, S.; Södergren, I.; Lindquist, D. (1998): Reinforced Piled Embankments in Sweden – Design Aspects; Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, S. 755-762.*
- Rump, R.; Rehfeld, R.; Ehling, B. (1996): Wirkung von Verkehrserschütterungen auf Erdbauwerke und ungebundene Tragschichten im Oberbau; Eisenbahntechnische Rundschau, Band 45, Heft 7/8, S. 485-491.*
- Russel, D.; Pierpoint, N.; MacDonald, M. (1997): An assessment of design methods for piled embankments; Ground Engineering, Nov. 1997, S. 39-44.*
- Schanz, T. (2006): Aktuelle Entwicklung bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik; Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4, Geotechnik 29, Nr.1, S. 13-27.*
- Schmertmann, J.H. (1999): Soil Arching and the Spanning of Voids; Emerging Technologies in Geotechnical Engineering, Central Pennsylvania Geotechnical Conference, Harrisburg.*
- Schormann, K. (1972): Ermittlung des erforderlichen Reibungswinkels der Unterlage einer Böschung bei geneigter Grenzfläche und strömendem Grundwasser für kohäsionslose Böden; Bauingenieur 47, S. 56-59.*
- Schuber, W. (1997): Grundlagen der New Austrian Tunnelling Method (NATM); Technische Universität Graz, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Lehrunterlagen.*

Schulze, S.D. (2003): Spannungen in Silos; Internetveröffentlichung, <http://www.Dietmar-Schulze.de>

Schwarz, E. (1963): Die Ermittlung der Spreizspannung unter Dämmen mit geneigter Unterlage – Eine Erweiterung des Rendulicschen Verfahrens; Die Bautechnik, S.206-207.

Schwarz, P.; Laier (1989): Bericht zum Versuchsprogramm Feste Fahrbahnen Kutzenhausen; Folgenmessungen Juli 1989, Durchführung von Druckspannungs- und Schwinggeschwindigkeitsmessungen, Ausbaustrecke Günzburg-Augsburg, Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, (unveröffentlicht).

Schwerdt, S. (2004): Untersuchungen zur Ableitung eines Bemessungsverfahrens für die Über-brückung von Erdeinbrüchen unter Verwendung von Geokunststoffbewehrungen; Schriftenreihe Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal, Heft 7.

Schwerdt, S.; Meyer N.; Paul, A. (2004): Die Bemessung von Geokunststoffbewehrungen zur Überbrückung von Erdeinbrüchen (B.G.E.-Verfahren); Bauingenieur, Band 79, S. 391-399.

Shenton, M.J. (1978): Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Conditions; Railroad Track Mechanics and Technology, Pergamon Press.

Spangler, M.G.; Handy, R.L. (1973): Soil engineering; Intext Education Publishers, New York.

Stöcker, T. (2002): Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 13.

Striegler, W. (1993): Tunnelbau; Verlag für das Bauwesen, Berlin.

Sveen, J.K. (2004): An Introduction to MatPIV 1.6.1; Internetveröffentlichung, <http://www.math.uio.no/~jks/matpiv/>

Sveen, J.K.; Cowen, E.A. (2004): Quantitative Imaging Techniques and their Application to wavy Flows; In: J. Grue, P.L.F. Liu and G. Pedersen (eds.): PIV and Water Waves, World Scientific.

Svano, G.; Istad, T.; Eiksund, G.; Want, A. (2000): Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement; Proc. International Conference on Ground Improvement Geosystems, Helsinki, Building Information Ltd, S. 541-548.

Terzaghi, K. (1936): Stress Distribution in dry and in saturated sand above a yielding trapdoor; Proc. 1th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., Harvard Univ., Vol. 1, S. 307-311.

Terzaghi, K. (1943): Theoretical Soil Mechanics; John Wiley & Sons, New York. (Bzw.: Übersetzung ins Deutsche von R. Jelinek (1954): Theoretische Bodenmechanik; Springer-Verlag, Berlin).

- Tölke, F. (1990): Spannungs- und Verschiebungstheorie im Halbraum nach der linearen Elastizitätstheorie; Grundbau Taschenbuch, Teil 1, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 4. Auflage 1990, S. 205-239.*
- Tsukada, Y.; Isoda, T.; Yamanouchi, T. (1998): Geogrid subgrade reinforcement and deep foundation improvement: Yono City, Japan; Proceedings Geosynthetics Case Histories, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Committee TC 9, S. 159-159.*
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A.; Oung, O. (2003): Arching in piled embankments - experiments and design calculations; Foundation: Innovations, observations, design and practice, Thomas Delford, London, S. 886-894.*
- Weissenbach, A. (1975): Braugruben, Teil II; Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.*
- Wittke, W.; Werfling, J.; Gerhard, M. (1998): Interpretation von Messergebnissen am Schotterbau von Hochgeschwindigkeitsstrecken; Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart, DGQT Essen, S. 475-498.*
- Witzel, M. (2004): Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 15.*
- Zaeske, D.; Kempfert, H.G. (2002): Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über punkt- und linienförmigen Traggliedern; Bauingenieur, Band 77, S. 80-86.*
- Zaeske, D. (2001): Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen; Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 10.*
- Zienkiewicz, O.C. (1977): The finite element method; McGraw-Hill, London.*

Anhänge

- A Analytische Gewölbemodelle**
- B Erläuterungen zu Modellversuchsständen M1 und M2**
- C Zugkraft-Dehnungslinien und Isochronen der Geogitter**
- D Polynomfunktionen und rechnergestützte Bemessung von GEP-Dammbauwerken nach *Empfehlung 6.9 (2006)***
- E Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole**

A Analytische Gewölbemodelle

A.1 2D-Gewölbemodell nach *Terzaghi (1936 / 1943)* und 3D-Erweiterung nach *Russel et al. (1997)*

Bild A.1 zeigt das auf Falltürversuchen (trap-door-Modell) basierende Gewölbemodell nach *Terzaghi (1936)*. Über einem unendlich langen Hohlraum ist eine bewegliche Bodenplatte angeordnet. Befindet sich die Bodenplatte in ihrer ursprünglichen Lage, so sind die vertikalen Spannungen auf Höhe der Platte überall gleich groß. Sinkt die Platte nach unten, nimmt die Auflastspannung oberhalb der Platte schlagartig ab, während der Druck auf die seitlichen Bereiche der Platte zunimmt. Es bilden sich vertikale Scherflächen aus. Oberhalb befindliche Auflasten und Eigengewichtslasten werden durch Schubspannungen in die seitlichen, starren Auflagerbereiche umgeleitet.

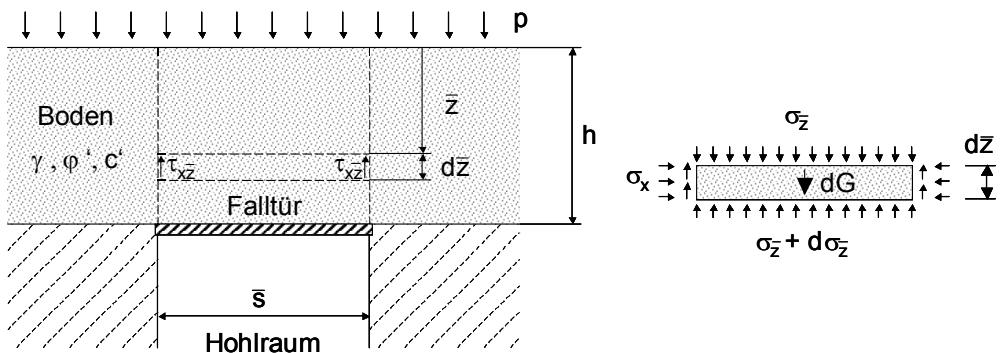


Bild A.1: Trap-door-Modell nach *Terzaghi (1936)*

Gleichgewichtsbildung am geschnittenen Teilsystem führt zu DGL (A.1):

$$\frac{d\sigma_{\bar{z}}}{d\bar{z}} = \gamma - 2 \cdot \frac{\tau_{x\bar{z}}}{s} \quad (\text{A.1})$$

Die Scherfestigkeit entlang der Scherfuge ist mit Gleichung (A.2) bekannt:

$$\tau_{x\bar{z}} = c' + \sigma_x \cdot \tan \varphi' \quad \text{mit:} \quad \sigma_x = \sigma_{\bar{z}} \cdot K \quad (\text{A.2})$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung (A.2) kann die DGL (A.1) für die Randbedingung $\sigma_{\bar{z}} = p$ für $\bar{z} = 0$ gelöst werden:

$$\sigma_{\bar{z}} = \frac{s \cdot \left(\gamma - 2 \cdot \frac{c'}{s} \right)}{2 \cdot K \cdot \tan \varphi'} \cdot \left[1 - e^{-2 \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \frac{\bar{z}}{s}} \right] + p \cdot e^{-2 \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \frac{\bar{z}}{s}} \quad (\text{A.3})$$

Für kohäsionslose Böden ($c' = 0$) und $\bar{z} = h$ ergibt sich die vertikale Spannung σ_{z0} auf die Weichschicht:

$$\sigma_{z0} = \frac{\gamma \cdot \bar{s}}{2 \cdot K \cdot \tan \varphi'} \cdot \left[1 - e^{-2 \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \frac{h}{\bar{s}}} \right] + p \cdot e^{-2 \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \frac{h}{\bar{s}}} \quad (\text{A.4})$$

Der Beiwert K kann, wie in Abschnitt 8.2.3 beschrieben, nach Tabelle 8.1 ermittelt werden.

Russel et al. (1997) erweiterten den Ansatz nach Terzaghi (1936) für den dreidimensionalen Fall eines GEP-Tragsystems. Statt eines unendlich langen Hohlraums wird der in Bild A.2 dargestellte kreuzförmige Bodenbereich als Bruchkörper angenommen.

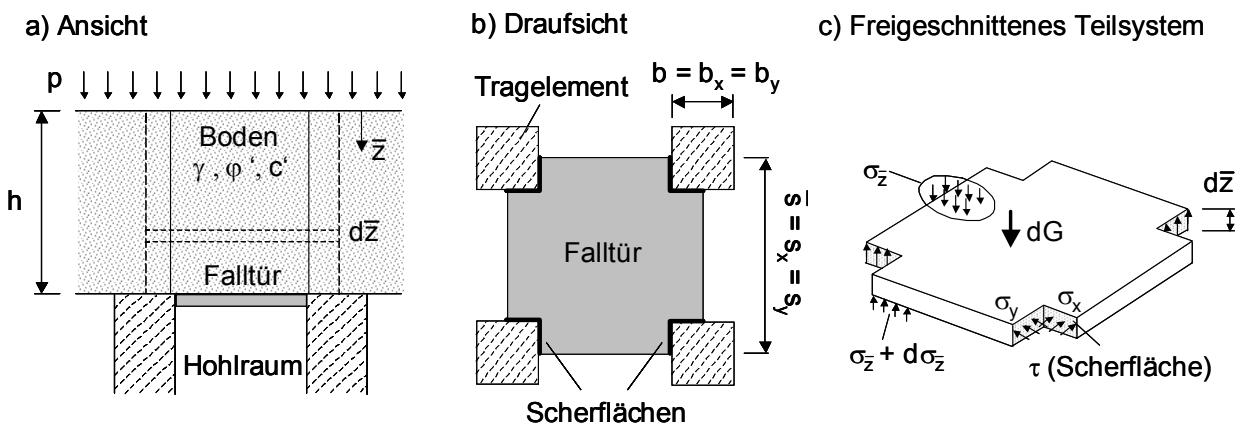


Bild A.2: Erweiterung des trap-door-Modells für den dreidimensionalen Fall

Gleichgewicht am geschnittenen Teilsystem führt zu DGL (A.5):

$$\frac{d\sigma_{\bar{z}}}{d\bar{z}} = \gamma - \frac{4 \cdot b \cdot \tau}{(\bar{s}^2 - b^2)} \quad (\text{A.5})$$

Die allgemeine Lösung der DGL lautet:

$$\sigma_{\bar{z}} = \left(\frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - b^2) - 4 \cdot b \cdot c'}{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'} \right) \cdot \left(1 - e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \bar{z}}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \right) + p \cdot e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot \bar{z}}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \quad (\text{A.6})$$

Für kohäsionslose Böden ($c' = 0$) und $\bar{z} = h$ ergibt sich die vertikale Spannung σ_{z0} oberhalb der Weichschicht zu:

$$\sigma_{z0} = \frac{\gamma \cdot (\bar{s}^2 - b^2)}{4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi'} \cdot \left[1 - e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \right] + p \cdot e^{\frac{-4 \cdot b \cdot K \cdot \tan \varphi' \cdot h}{(\bar{s}^2 - b^2)}} \quad (\text{A.7})$$

A.2 Kinematische Verfahren

Bei kinematischen Verfahren werden diskrete Starrkörper angenommen, die sich gegeneinander entlang gerader oder gekrümmter Gleitfugen bewegen. Im Grenzzustand sind in den Gleitfugen die maximalen Scherwiderstände mobilisiert. Zwei mögliche Bruchmechanismen sind in Bild A.3 am Beispiel eines GEP-Tragsystems dargestellt. In Abhängigkeit der angenommenen Bruchkinematik können für die Starrkörperscheiben Verschiebungsfreiheitsgrade angegeben werden, deren Richtungen mit Pfeilen angedeutet sind.

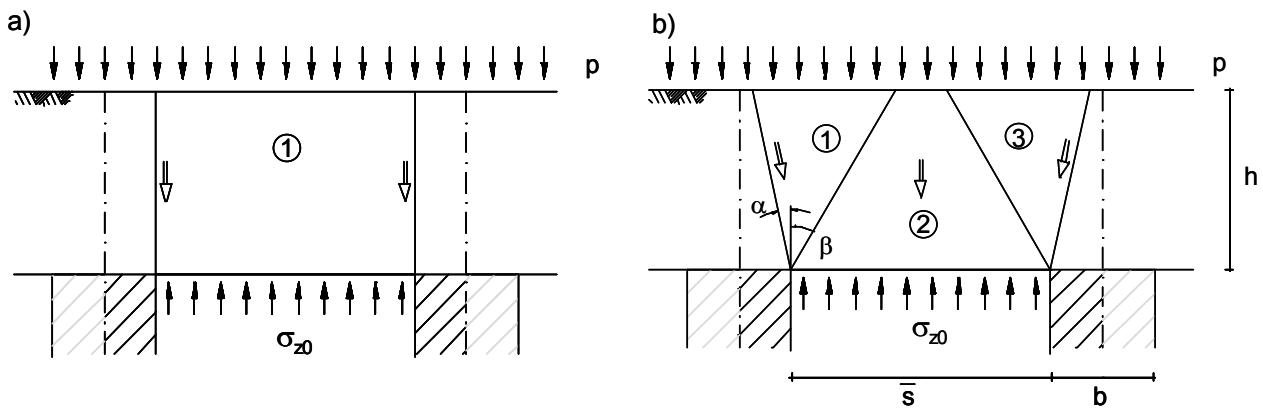


Bild A.3: Beispiele kinematisch möglicher Starrkörperbruchmechanismen

Durch Variation der Gleitfugenlage (Winkel α und β in Bild A.3b) kann zu einer vorgegebenen Zielgröße ein Extremwert bestimmt werden. Bei der Variation muss stets überprüft werden, ob der Bruchmechanismus sinnvoll bleibt, d.h. dass keine Überschneidungen von Gleitfugen stattfinden oder Gleitfugen außerhalb des Beobachtungsraumes liegen.

Der Berechnungsablauf bei Zugrundelegung eines Starrkörpermechanismus ist in Zaeske (2001) ausführlich dargestellt. Für Starrkörpermechanismus b) aus Bild A.3 ergibt sich σ_{z0} aus nachfolgender Bestimmungsgleichung:

$$\begin{aligned} \sigma_{z0} = & \frac{1}{2} \cdot \left((p + \gamma \cdot h) \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos \alpha \cdot \cos \beta} + (p + \gamma \cdot h) \cdot \frac{\cos(\alpha + \beta)}{\cos \alpha \cdot \cos \beta} \right) \\ & - \frac{1}{2 \cdot \bar{s}} \cdot \left(2 \cdot h \cdot (2 \cdot p + \gamma \cdot h) \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta + \varphi') \cdot \sin \varphi'}{\cos \alpha \cdot \cos \beta} \right) \end{aligned} \quad (\text{A.8})$$

A.3 Gewölbemodell nach Guido et al. (1987)

Guido et al. (1987) nehmen eine 45° -Lasteinleitung in die Tragelemente an. Auf den Geokunststoff oberhalb der Weichschicht wirkt somit nur die vertikale Spannung σ_{z0} aus dem

Bodeneigengewicht des Zwischenbereichs ($s-a$) in Form einer Pyramide mit rechteckiger Grundfläche. Der Neigungswinkel der Pyramidenseitenflächen beträgt 45° , siehe Bild A.4.

$$\sigma_{zo} = \frac{F_{Pyramide}}{A} = \frac{\gamma \cdot \frac{(s^2 - a^2) \cdot (s - a)}{3 \cdot \sqrt{2}}}{(s^2 - a^2)} = \gamma \cdot \frac{(s - a)}{3 \cdot \sqrt{2}} \quad (\text{A.9})$$

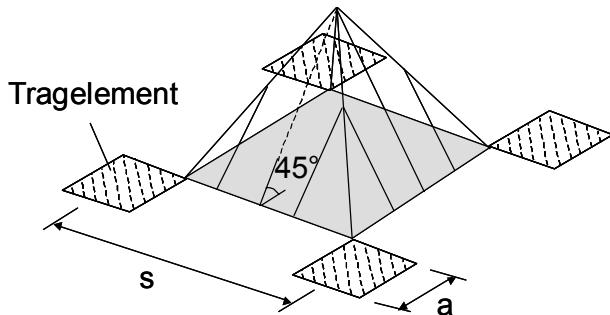


Bild A.4:
Pyramidenmodell nach
Guido et al. (1987)

A.4 Gewölbemodell nach Carlsson (1987) und Erweiterungen des Ansatzes nach Rogbeck et al. (1998) und nach Eekelen et al. (2003)

Das Gewölbemodell nach Carlsson (1987) basiert auf zweidimensionalen Modellversuchen. Angenommen wird eine 75° -Lasteinleitung in die Tragelemente. Es ergibt sich dadurch ein Erdkeil mit einem Öffnungswinkel von 30° , dessen Eigengewicht die Oberfläche der Weichschicht bzw. eine eingelegte Geokunststoffbewehrung belastet, siehe Bild A.5.

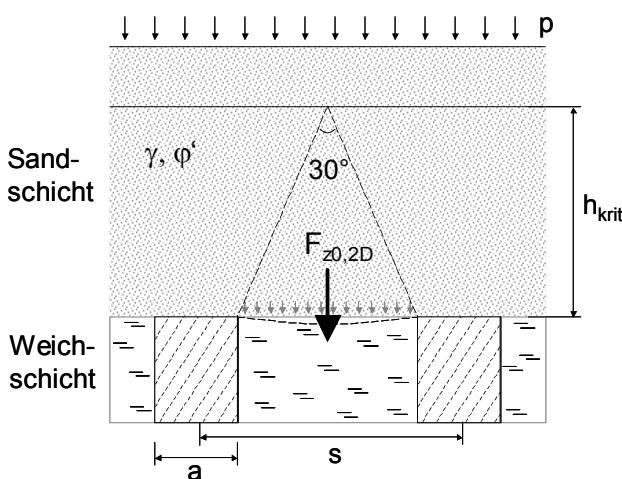


Bild A.5:
Gewölbemodell nach Carlsson (1987)

Aus der Geometrie des Erdkeils ergibt sich die kritische Höhe h_{krit} :

$$h_{krit} \geq \frac{s - a}{2 \cdot \tan 15^\circ} = 1,86 \cdot (s - a) \quad (\text{A.10})$$

Oberhalb von h_{krit} befindliche Lasten aus Bodeneigengewicht oder Verkehr werden vollständig über Gewölbewirkung in die Tragelemente eingeleitet und beanspruchen eine ggf. eingelegte Geokunststofflage nicht. Die auf den Geokunststoff wirkende resultierende Last F_{z0} berechnet sich aus dem Gewicht des Erdkeils zu:

$$F_{z0,2D} = \left(\frac{s-a}{2} \right) \cdot \left(\frac{s-a}{2 \cdot \tan 15^\circ} \right) \cdot \gamma = \frac{(s-a)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot \gamma \quad (\text{A.11})$$

Die Zugkraft im Geokunststoff für den ebenen Fall ergibt sich nach *Carlsson (1987)* zu:

$$E_{GG,2D} = F_{z0,2D} \cdot \left(\frac{s-a}{8 \cdot d} \right) \cdot \sqrt{1 + \frac{16 \cdot d^2}{(s-a)^2}} \quad (\text{A.12})$$

Hierbei kann die Durchbiegung d des Geokunststoffes unter Annahme eines parabelförmigen Durchhangs mit Gleichung A.13 abgeschätzt werden:

$$d \approx (s-a) \cdot \sqrt{\frac{3}{8} \cdot \varepsilon} \quad (\text{A.13})$$

Rogbeck et al. (1998) erweiterten den Ansatz von *Carlsson (1987)* für den dreidimensionalen Fall. Die räumliche Zusatzbeanspruchung wird dabei aus den in Bild A.6 dargestellten Lasteinflussflächen abgeleitet. Die Zugkraft im Geogitter ergibt sich zu:

$$E_{GG,3D} = \frac{1 + s/a}{2} \cdot E_{GG,2D} \quad (\text{A.14})$$

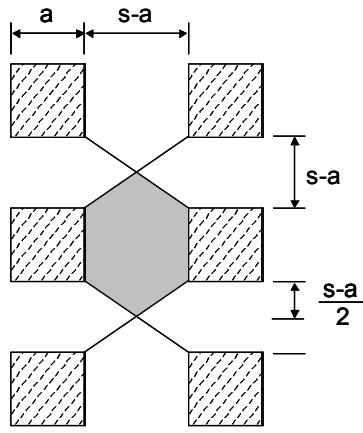


Bild A.6:

Lastverteilungsflächen zur Abschätzung der Kräfte für den dreidimensionalen Fall nach *Rogbeck et al. (1998)*

Eekeelen et al. (2003) erweiterten den Ansatz von *Carlsson (1987)* für den Fall einer unvollständigen Gewölbeausbildung. Auflasten p oberhalb von h_{krit} werden direkt in die Pfähle eingeleitet. Ist die Überdeckungshöhe geringer als h_{krit} , so ist die Verkehrslast p , wie in Bild A.7

dargestellt, zu berücksichtigen. Neben dem Eigengewicht beansprucht nun auch eine Teilfläche der Last p direkt den Geokunststoff.

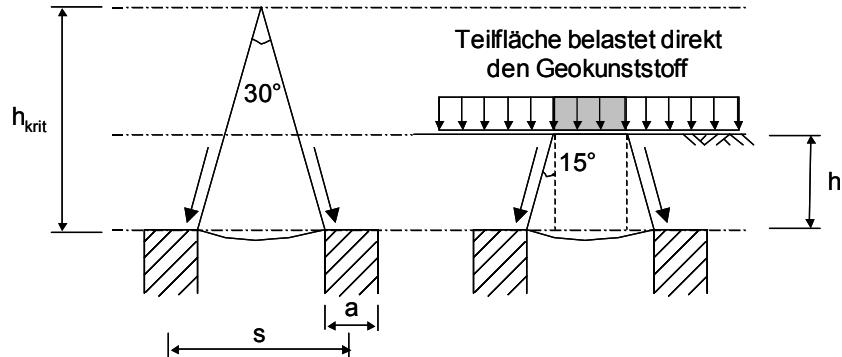


Bild A.7: Erweiterung nach Eekeelen et al. (2003) für unvollständige Gewölbeausbildung

A.5 SINTEF-Gewölbemodell nach *Svano et al. (2000)*

Analog zur Vorgehensweise von Carlsson (1998) entwickelten Svano et al. (2000) einen dreidimensionalen Ansatz (SINTEF-Gewölbemodell), bei dem angenommen wird, dass ein einzelner Pfahlkopf den in Bild A.8 dargestellten Erdkeil mit der Neigung $1:\beta$ und dem Gesamtgewicht F_p trägt.

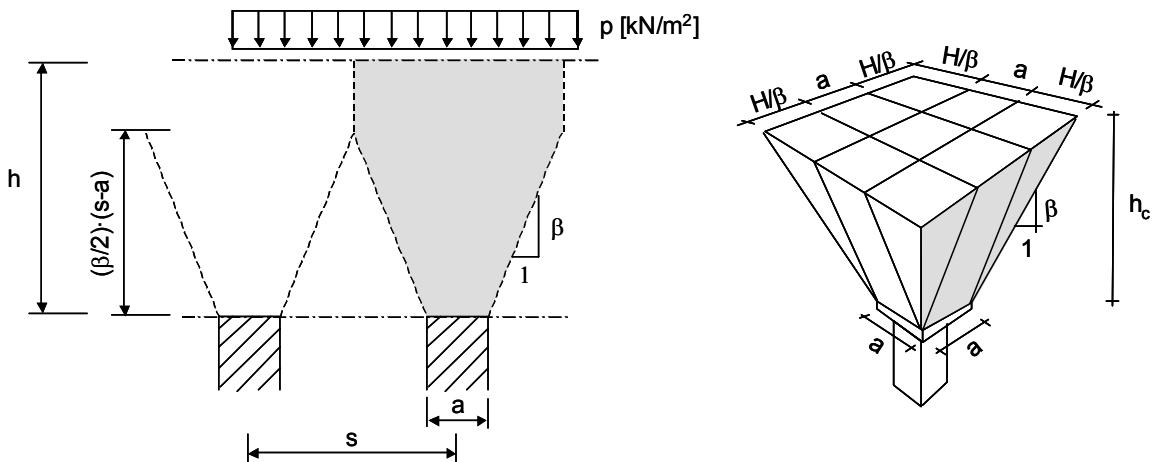


Bild A.8: SINTEF – Gewölbemodell, nach Svano et al. (2000)

Das Bodeneigengewicht und die Verkehrslasten p oberhalb der Höhe $h_c = (\beta/2) \cdot (s-a)$ werden komplett von den Pfählen abgetragen. Ist $h < h_c$, so belastet neben dem Bodeneigengewicht auch ein Teil der Auflast den Geokunststoff. Für $p = 0$ und eine Einbauhöhe $h < h_c$ ergibt sich die Pfahlbeanspruchung F_p zu:

$$F_p = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot \left[\left(a + \frac{2}{\beta} \cdot h \right)^3 - a^3 \right] \cdot \frac{\beta}{2} \quad (\text{A.15})$$

Die resultierende Auflast auf das Geogitter ermittelt sich zu $F_{GG} = F_{ges} - F_p$. Anschließend wird die resultierende Belastung auf die vier Verbindungsstreifen zwischen den Pfählen mit den Breiten $a/2$ bezogen. Damit ergibt sich eine Streckenlast [kN/m] von:

$$f_{GG} = \frac{F_{ges} - F_p}{2 \cdot a} = \frac{\gamma}{2 \cdot a} \cdot \left[s^2 \cdot h - 1/3 \cdot \left[\left(a + \frac{2}{\beta} \cdot h \right)^3 - a^3 \right] \cdot \frac{\beta}{2} \right] \quad (\text{A.16})$$

Die Geokunststoffzugkraft ermittelt sich nach Gleichung (A.17) auf Grundlage der Seiltheorie:

$$\begin{aligned} E_{GG} &= \frac{f_{GG}}{8} \cdot \frac{s-a}{d} \quad \text{mit:} \quad d \approx (s-a) \cdot \sqrt{\frac{3}{8} \cdot \varepsilon} \\ \Rightarrow E_{GG} &= \frac{f_{GG}}{8} \cdot \sqrt{\frac{8}{3 \cdot \varepsilon}} \end{aligned} \quad (\text{A.17})$$

Da Gleichung (A.17) nur die Dehnung im Bereich $s-a$ betrachtet, kann zur Bestimmung der Dehnung für den Bereich der Pfahlbreite a ein Korrekturfaktor ε' berücksichtigt werden. Näheres hierzu siehe *Svano et al. (2000)*. Den Wert β identifizierten *Svano et al. (2000)* durch numerische Vergleichsberechnungen. β ist abhängig von den Verhältnissen a/s und h/s . Für typische Abmessungen $a/s = 0,3$ bis $0,4$ und $h/s = 1$ bis $1,5$ wird empfohlen $\beta = 3,4$ bis $4,7$ zu wählen.

A.6 Gewölbemodell nach *Kolymbas (1998)*

Kolymbas (1998) geht von halbkreisförmigen Traggewölben in der mineralischen Tragschicht aus. Er idealisiert sie als Tunnelröhre und betrachtet den erforderlichen Ausbauwiderstand in der Tunnelfirste. Für die Spannungsverteilung in z-Richtung zwischen der Geländeoberkante und dem Punkt P wird näherungsweise ein parabelförmiger Verlauf nach Gleichung (A.18) angenommen, siehe auch Bild A.9.

$$\sigma_z[z] = a_1 \cdot z^2 + a_2 \cdot z + a_3 \quad (\text{A.18})$$

Die Konstanten a_2 und a_3 ergeben sich aus den Nebenbedingungen:

$$\sigma_z[z=0] = 0 \quad \text{und} \quad \left. \frac{d\sigma_z}{dz} \right|_{z=0} = \gamma .$$

Die Konstante a_1 ergibt sich aus der Annahme, dass im Punkt P die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb erfüllt sei:

$$\left. \frac{d\sigma_z}{dz} \right|_{z=h_p} = \gamma - \frac{1}{r} \cdot \left(\sigma_z \cdot \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2 \cdot c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)$$

Die Spannung $\sigma_z[z=h_p]$ auf die Tunnelfirste an der Stelle $r = (s-b)/2$ kann damit nach Gleichung (A.19) bestimmt werden:

$$\sigma_z[z=h_p] = (h-r) \cdot \frac{\gamma - \frac{c'}{r} \cdot \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}}{1 + \frac{h-r}{r} \cdot \frac{\sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}} \quad (\text{A.19})$$

Unterhalb des Punktes P wird ein linearer Spannungsanstieg angenommen:

$$\sigma_{z0} = \sigma_z[z=h] = \sigma_z[z=h_p] + \gamma \cdot (z - h_p) \quad (\text{A.20})$$

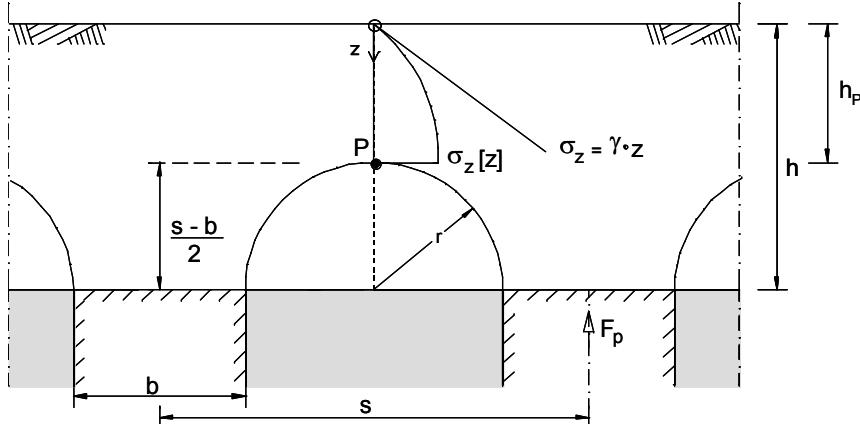


Bild A.9: Tunnelgewölbe nach Kolymbas (1998)

Wirkt auf die Systemoberfläche eine gleichmäßig verteilte Streckenlast p , so kann Gleichung (A.19) wie folgt erweitert werden:

$$\sigma_z[z=h_p] = \frac{p + h_p \cdot \gamma - h_p \cdot \frac{c'}{r} \cdot \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}}{1 + \frac{h_p}{r} \cdot \frac{\sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}} \quad (\text{A.21})$$

A.7 Bemessungsverfahren nach BS 8006 (1995)

Nach *BS 8006 (1995)* wird die Lastumlagerung infolge Gewölbebildung pauschal über einen empirisch gewonnenen Gewölbekoeffizienten C_c abgeschätzt. Der Koeffizient geht auf Untersuchungen nach *Marston et al. (1913)* an unterirdischen, gewölbten Kabelkanälen zurück; siehe *Spangler et al. (1973)* sowie *Young et al. (1983)*.

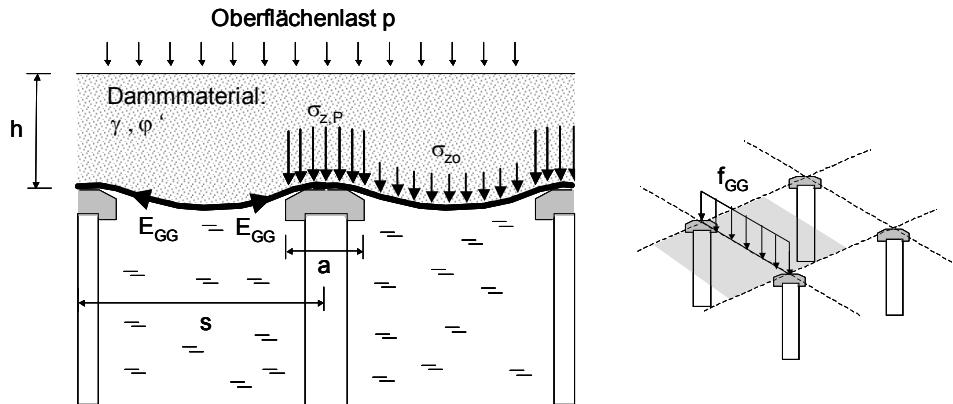


Bild A.10: Bezeichnungen und Abmessungen nach *BS 8006 (1995)*

$$\text{Nach } BS 8006 (1995) \text{ gilt: } \frac{\sigma_{z,p}}{\sigma_z} = \left[\frac{C_c \cdot a}{h} \right]^2 \quad (\text{A.22})$$

$\sigma_{z,p}$ Spannung oberhalb Pfahlkopf

σ_z resultierende vertikale Auflastspannung = $\gamma \cdot h + p$

Tabelle A.1: Gewölbekoeffizient C_c nach *BS 8006 (1995)*

Pfahlart	Gewölbekoeffizient C_c
Spitzendruckpfahl	$C_c = 1,95 \cdot H/a - 0,18$
(Mantel-) Reibungspfahl und andere Pfähle	$C_c = 1,5 \cdot H/a - 0,07$

Als vertikale Belastung auf den Geokunststoff ergibt sich die nach Gleichung (A.23) bzw. (A.24) zu ermittelnde Streckenlast.

$$\text{Für } h > 1,4 \cdot (s-a) \text{ gilt: } f_{GG} = \frac{1,4 \cdot s \cdot \gamma \cdot (s-a)}{s^2 - a^2} \cdot \left[s^2 - a^2 \cdot \left(\frac{\sigma_{z,p}}{\sigma_z} \right) \right] \quad (\text{A.23})$$

$$\text{Für } 0,7 \cdot (s-a) \leq h \leq 1,4 \cdot (s-a) \text{ gilt: } f_{GG} = \frac{s \cdot (\gamma \cdot h + p)}{s^2 - a^2} \cdot \left[s^2 - a^2 \cdot \left(\frac{\sigma_{z,p}}{\sigma_z} \right) \right] \quad (\text{A.24})$$

Die Zugkraft im Geokunststoff wird mit Hilfe der Seilgleichung (A.25) bestimmt. Da innerhalb der Gleichung sowohl die Zugkraft E_{GG} als auch die Geokunststoffdehnung ε unbekannt ist, erfolgt die Lösung iterativ unter Berücksichtigung der Zugkraft-Dehnungslinie des Geokunststoffes.

$$E_{GG} = \frac{f_{GG} \cdot (s-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (\text{A.25})$$

A.8 Gewölbemodell nach Hewlett et al. (1988)

Das Tragmodell beruht auf der Annahme, dass die Spannungsumlagerung in der Sandschicht nur innerhalb einer diskreten Gewölbeschale konstanter Dicke stattfindet. Ober- und unterhalb der Gewölbeschale ist die Spannungszunahme linear.

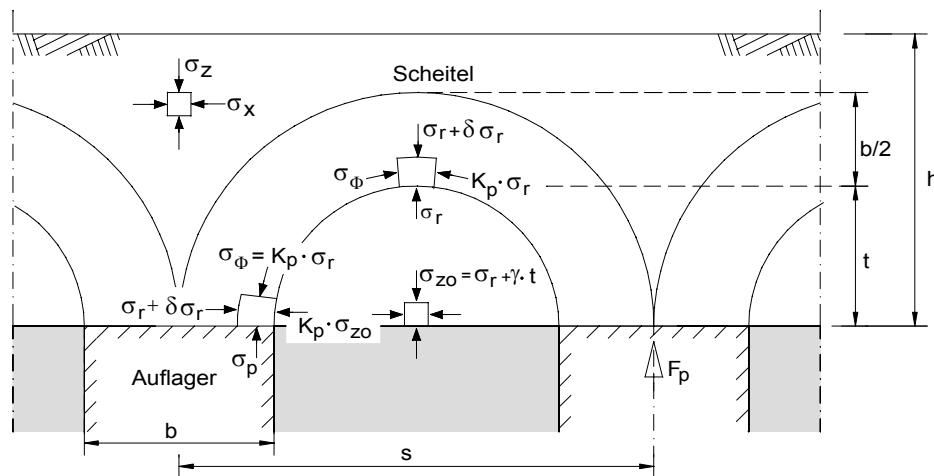


Bild A.11: Kreisringgewölbe nach Hewlett et al. (1988)

Aus der Theorie der dickwandigen Schalen leiten Hewlett et al. (1988) einen Zusammenhang ab, bei dem in radialer Richtung innerhalb der Schalen der passive Erddruck berücksichtigt wird. Als maßgebend werden die beiden Bruchzustände am Gewölbeauflager (E1) und am Gewölbescheitel (E2) angesehen. Eine Gleichgewichtsbetrachtung führt zu einer Bestimmungsgleichung für die Spannung σ_{zo} oberhalb der Weichschicht, Gleichung (A.26), sowie für die maximale Pfahlkraft F_p am Gewölbeauflager. Die Gleichung für die Pfahlkraft kann dabei auf σ_{zo} bezogen dargestellt werden, siehe Gleichung (A.27). Der größere der beiden Werte ist maßgebend.

$$\sigma_{zo} = \gamma \cdot h \cdot \left[(1-\delta)^{2(K_p-1)} \cdot \left[1 - \frac{s}{\sqrt{2} \cdot h} \cdot \left(\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3} \right) \right] + \frac{s-b}{\sqrt{2} \cdot h} \cdot \left(\frac{2 \cdot K_p - 2}{2 \cdot K_p - 3} \right) \right] \quad (\text{A.26})$$

$$\sigma_{z0} = \frac{\gamma \cdot h}{\left(\frac{2 \cdot K_p}{K_p + 1} \right) \cdot \left[(1 - \delta)^{(1 - K_p)} - (1 - \delta) \cdot (1 + \delta \cdot K_p) \right] + (1 - \delta^2)} \quad (\text{A.27})$$

mit: $\delta = \frac{b}{s}$, $K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$

A.9 Bemessungsverfahren nach Zaeske (2001)

Zaeske (2001) leitete für festgelegte, angenommene Hauptspannungsrichtungen eine Spannungsfunktion ab, mit der die Gewölbewirkung innerhalb eines an der Umlagerung beteiligten Spannungsfeldes beschrieben werden kann. Oberhalb der Gewölbeausbildungen ($z > s_d/2$) ist die Spannungsverteilung linear. Die Gleichgewichtsbetrachtung in radialer Richtung am räumlichen System (Bild A.12, rechts) führt zu DGL (A.28), deren Lösung eine Funktion der senkrechten Spannung σ_z innerhalb des Gewölbesystems liefert, siehe Gleichung (A.29). Die auf die Weichschicht wirkende Spannung σ_{zo} ergibt sich nach Gleichung (A.30).

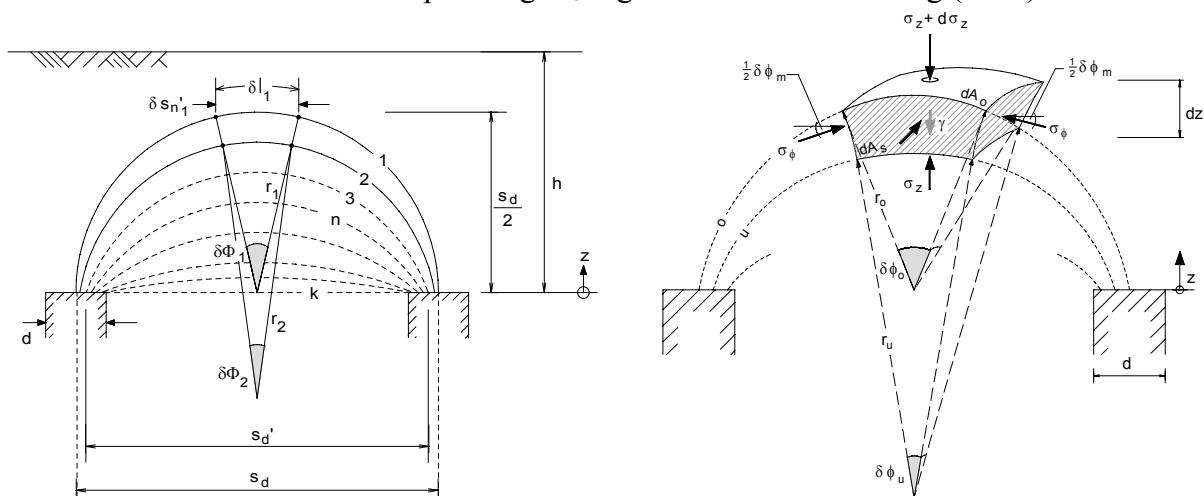


Bild A.12: Theoretisches Gewölbemodell nach Zaeske (2001)

Die Beanspruchung der Geokunststoffbewehrung wird durch die Differentialgleichung des elastisch gebetteten Seils bestimmt. Dabei kann die stützende Wirkung des Untergrundes durch einen Bettungsmodulansatz mit berücksichtigt werden. Für das Berechnungsmodell wird angenommen, dass die Hauptbeanspruchungen in einem Bewehrungsstreifen der Breite b stattfinden, der in Tragrichtung des Geogitters benachbarte Pfähle überspannt, so dass eine ebene Betrachtung des Systems möglich ist. Da eine explizite Lösung der hergeleiteten Differentialgleichungen nicht existiert, gibt Zaeske (2001) ein dimensionsloses Bemessungsdi-

gramm an, das eine einfache Bestimmung der Geokunststoffbeanspruchung ermöglicht, siehe Bild A.13.

$$-\sigma_z \cdot dA_u + (\sigma_z + d\sigma_z) \cdot dA_o - 4 \cdot \sigma_\phi \cdot dA_s \cdot \sin\left(\frac{\delta\Phi_m}{2}\right) + \gamma \cdot dV = 0 \quad (\text{A.28})$$

$$\sigma_z[z] \approx (\lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} \cdot (\lambda_1 + z^2 \cdot \lambda_2)^\chi \cdot$$

$$\begin{aligned} & \cdot \left\{ (h-t) \cdot \gamma + \frac{(t-z) \cdot \gamma \cdot (\lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)^\chi \cdot \left(\lambda_1 + \frac{t^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-\chi}}{s_d \cdot (4 \cdot \lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)} \right. \\ & \left. \cdot \frac{(4 \cdot s_d \cdot \lambda_1 + t \cdot (-2 \cdot d \cdot (K_{\text{krit}} - 1) \cdot z) + s_d \cdot t \cdot \lambda_2)}{s_d \cdot (4 \cdot \lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)} \right\} \end{aligned} \quad (\text{A.29})$$

$$\sigma_{zo} = \lambda_1^\chi \cdot \left(\gamma + \frac{p}{h} \right) \cdot \left(h \cdot (\lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} + t \cdot \left(\left(\lambda_1 + \frac{t^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)^{-\chi} \right) \right) \quad (\text{A.30})$$

$$\text{mit: } \chi = \frac{d \cdot (K_{\text{krit}} - 1)}{\lambda_2 \cdot s_d}, \quad \lambda_1 = \frac{1}{8} \cdot (s_d - d)^2, \quad \lambda_2 = \frac{s_d^2 + 2 \cdot d \cdot s_d - d^2}{2 \cdot s_d^2}, \quad K_{\text{krit}} = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right]$$

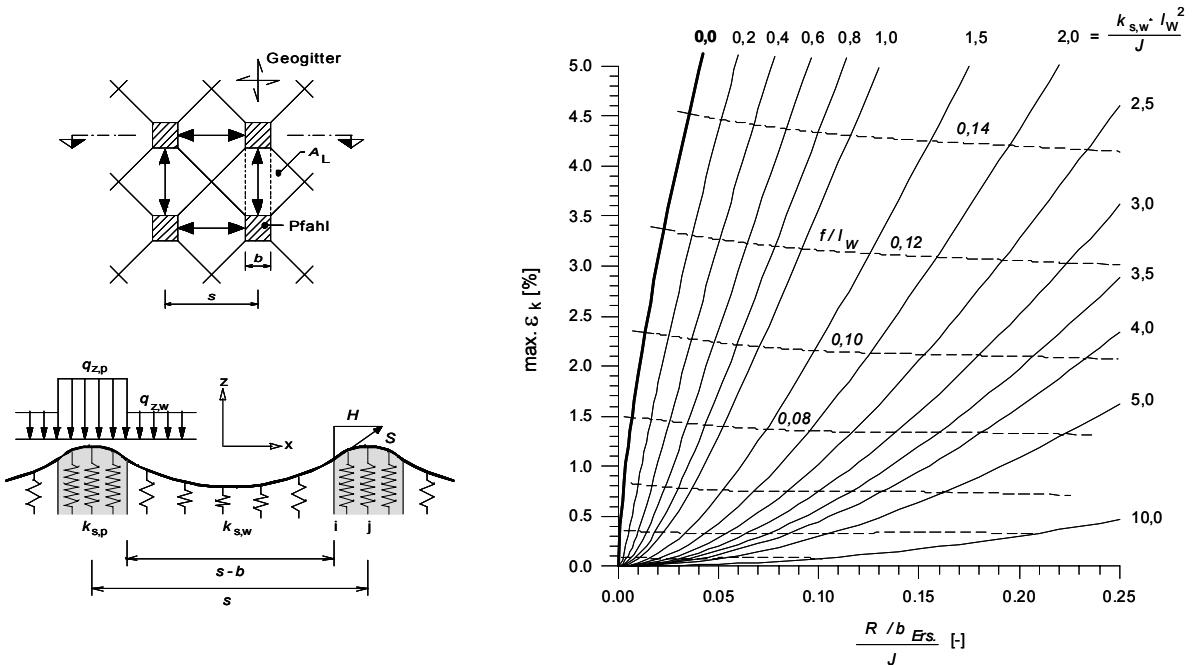


Bild A.13: Lasteinzugsflächen und ebenes Tragsystem zur Membranwirkung der Geokunststoffbewehrung sowie dimensionsloses Bemessungsdiagramm

B Erläuterungen zu Modellversuchsständen M1 und M2

B.1 Allgemeines

In den Modellversuchen zur Gewölbeausbildung am Pfahlrasterausschnitt und am Dammquerschnitt kamen verschiedene Messsysteme zum Einsatz, siehe Bild 5.4 und Bild 6.1. Hierzu gehörten:

- Kraftmessungen unterhalb der Pfahlelemente,
- Spannungsmessungen im Modellsand,
- Schwinggeschwindigkeitsmessungen im Modellsand,
- Dehnungsmessungen am Geogitter,
- Messung der Lastplattensenkung und des Geogitterdurchhangs.

Bild B.1 zeigt beispielhaft die Messkette für Modellversuchsstand M1. Die verwendete Messtechnik musste sowohl für statische als auch für zyklisch-dynamische Beanspruchungen verwendbar sein. Hierfür waren eine hohe Messgenauigkeit und eine ausreichend große Abtastrate erforderlich. Alterungseffekte der Messtechnik und sonstige Messeinflüsse mussten im Vorfeld der Modellversuche identifiziert und in den Versuchen ggf. berücksichtigt werden.

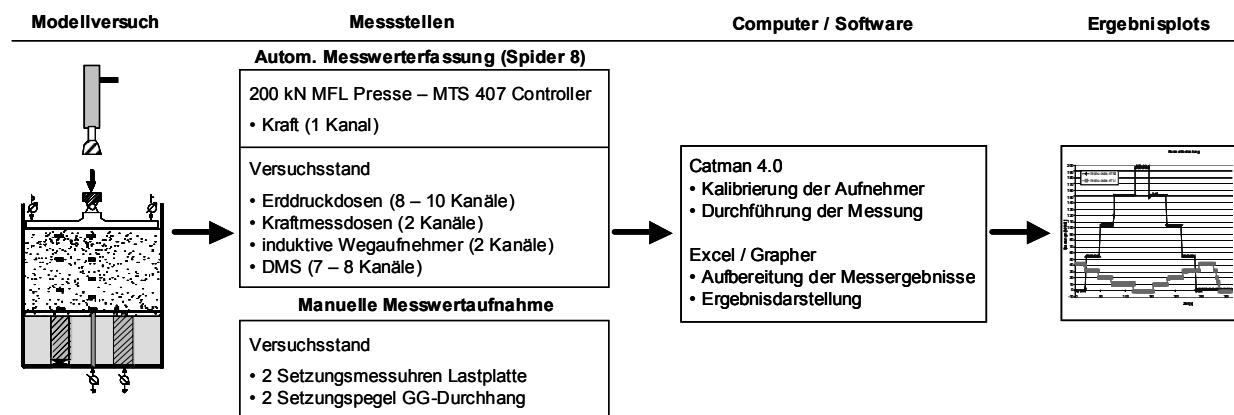


Bild B.1: Vereinfachte Darstellung der Messkette für Modellversuchsstand M1

B.2 Messung der Pfahlkräfte

Die Betonpfähle waren durch Stahlhalterungen auf den Bodenplatten der Modellversuchsstände fixiert und konnten sich vertikal reibungsfrei bewegen. Unterhalb von zwei bzw. drei Pfählen waren Kraftmessdosen vom Typ C2 der Firma HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik) mit einem Messbereich von 50 kN angeordnet, siehe Bild B.2. Die Kraftmessdosen besitzen laut Herstellerangaben eine Messabweichung < 0,2 % ihrer Nennleistung und sind bezüg-

lich ihres kompletten Messbereiches für zyklische Belastungen ≤ 10 Hz nullpunktstabil. Die Kraftmessdosen wurden so dimensioniert, dass sie in den zyklischen Versuchen nur bis zu maximal 25 % ihres Messbereiches beansprucht wurden. Zur Identifizierung von Alterungsscheinungen fanden vor und nach den Versuchen Kalibrierungskontrollen statt. Alterungsscheinungen wurden nicht festgestellt.

Die Pfahlkraftmessungen dienten zur Untersuchung der Lastumlagerung und der Gewölbeausbildung. Mit Hilfe der Messergebnisse war es möglich, die Kontrollbeziehung $\Sigma V=0$ für die Pfahlkopfebene herzuleiten und die Erdruckmessergebnisse abzusichern.

B.3 Messung des Geogitterdurchhangs

Die Messung des Geogitterdurchhangs erfolgte im Pfahlzwischenraum und in Diagonalenmitte mit Hilfe von Setzungspiegeln, die in Rohrhülsen durch die Torfschicht und die Bodenplatte geführt wurden, siehe Bild B.2.



Bild B.2: Pfahlkraftmessungen und Setzungspiegel (links) sowie Setzungsmessuhren unterhalb des Versuchsstandes (rechts) für Modellversuchsstand M1

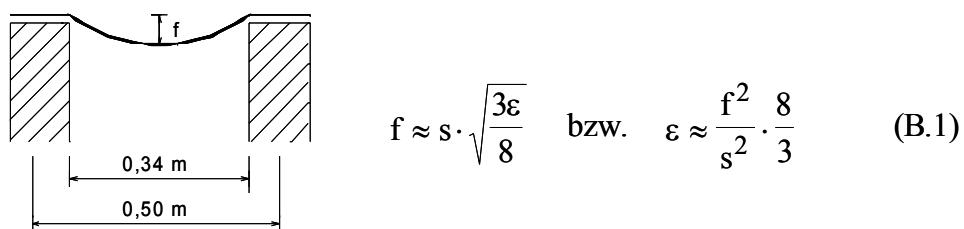


Bild B.3: Analytischer Zusammenhang zwischen Geogitterdehnung und -durchhang

Der gemessene Geogitterdurchhang und die mittels DMS gemessenen Dehnungen im Geogitter konnten einander gegenübergestellt werden und erlaubten eine gegenseitige Kontrolle der

Messergebnisse. Der Zusammenhang zwischen Durchhang und Dehnung wurde dabei näherungsweise über die Seilgleichung nach Gleichung (B.1) abgeschätzt. Zur Untersuchung der Durchstanzbeanspruchung wurden nach Versuchsende und Freilegung der Geogitter die plastischen Geogitterverformungen dokumentiert, siehe Bild 5.26.

B.4 Messung der Geogitterdehnungen

Die Dehnungsmessungen am Geogitter wurden mit Hilfe von DMS des Typs 6/120ALY-61 und 6/120ALY11 der Firma HBM durchgeführt. Die DMS wurden direkt auf der Stegoberfläche der Geogitter aufgebracht und zum Schutz gegen Feuchtigkeit und Abrieb mit Silikon ummantelt, siehe Bild B.4. Im Dehnungsbereich von 0 bis 3 % besitzen die DMS laut Herstellerangaben linear-elastisches Verhalten. Kriecheffekte infolge zyklischer Beanspruchung sind vernachlässigbar. Aufgrund der Durchführung der Versuche in einer Versuchshalle waren Messabweichungen infolge von Temperaturschwankungen (Tag / Nacht) nicht vorhanden.

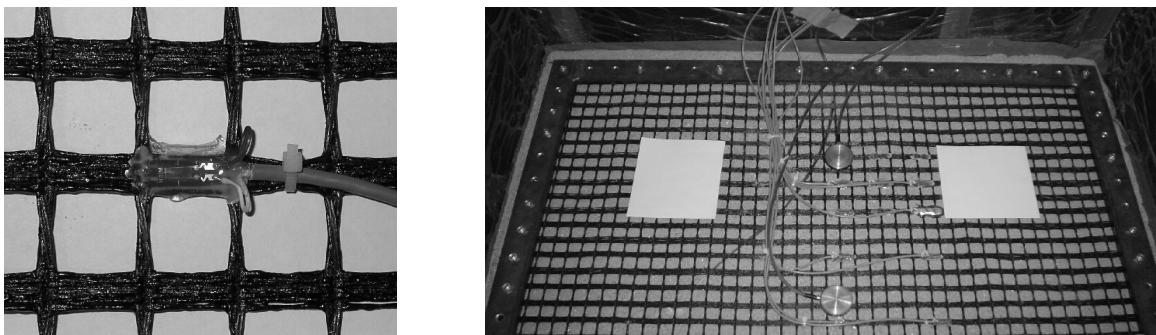


Bild B.4: Auf Geogitter applizierte DMS sowie in Rahmen eingespanntes Geogitter

Die Umrechnung des elektrischen Messsignals [mV/V] in eine äquivalente Dehnung ε [%] geschah mit Hilfe der Dehnungsformel (B.2) für eine Viertelbrückenschaltung. Der K -Faktor der DMS lag im Mittel bei 2,07.

$$\varepsilon = \frac{mV / V \cdot 4}{K \cdot 1000} \cdot 100 \quad [\%] \quad (\text{B.2})$$

B.5 Messung der Spannungen im Modellsand

Zur Spannungsmessung im Modellsand wurden Erddrucksensoren vom Typ KDE-PA der Firma TML (Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.) verwendet mit den Messbereichen 200 kN/m² und 500 kN/m². Die auf DMS-Technik basierenden Erddruckgeber erlauben im Gegensatz zu

pneumatischen oder hydraulischen Erddruckgebern auch Messungen während einer dynamischen Beanspruchung. Der Außendurchmesser der Sensoren beträgt 50 mm. Die im Modellsand wirkende Spannung wird über eine Druckplatte aufgenommen und durch eine inkompressible Flüssigkeit (Quecksilber) auf eine Membran im Inneren des Aufnehmers weitergeleitet, siehe Bild B.5.

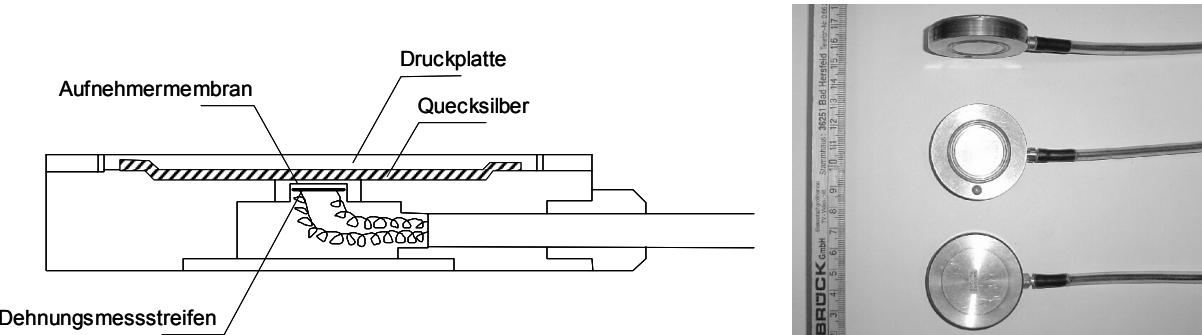


Bild B.5: Erddruckdose KDE-PA, Querschnitt und Foto

Die Durchbiegung der Membran wird durch eine DMS-Membranrosette gemessen und in ein elektrisches Signal umgewandelt. Die Widerstandsänderung der DMS-Rosette kann durch einen Messverstärker aufgezeichnet werden und stellt ein Maß für die auf die Druckplatte einwirkende Spannung dar. Da über Alterungseffekte der Sensoren infolge zyklischer Beanspruchung keine Erfahrungen vorlagen, wurden die Sensoren so dimensioniert, dass ihre Beanspruchung maximal 50 % des Nennmessbereiches betrug (Messung im unteren linearen Bereich). Die Versuchsdauer wurde auf max. 1.000.000 Lastzyklen beschränkt und Belastungsfrequenzen oberhalb von 5 Hz wurden nur kurzzeitig intermittierend durchgeführt. Zur Identifizierung möglicher Alterungseffekte wurden nach Versuchsende die Tarawerte sowie die Linearität des Messbereiches durch Kalibrierungskontrollen überprüft. Insgesamt konnten nur geringe Alterungserscheinungen festgestellt werden. Wie bei den DMS-Messungen waren Messabweichungen infolge Temperaturschwankungen vernachlässigbar.

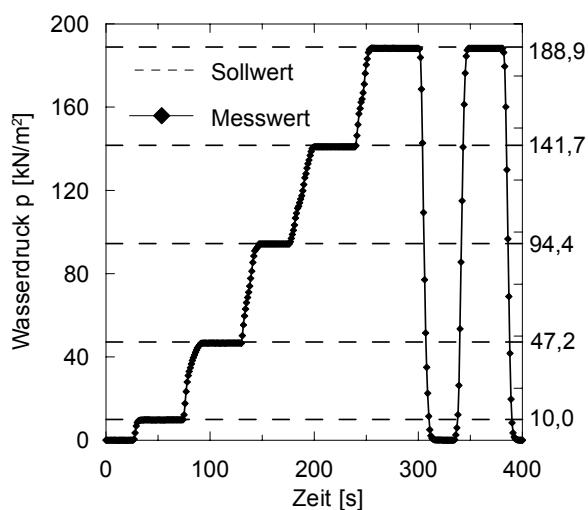


Bild B.6:
Kalibrierungskontrolle der
Erddrucksensoren im wassergefüllten
Druckbehälter (22°C Wassertemperatur)

Unter statischen Belastungsrandbedingungen besitzen die Aufnehmer laut Hersteller eine Messabweichung von 0,3 – 0,7 % bezüglich ihrer Nennleistung. Die Sensoren sind vom Werk aus für eine Wasserdrucklagerung kalibriert. Die Überprüfung der Kalibrierungsdaten ergab für den Fall einer Wasserdruckbeanspruchung eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Soll- und Istwerten, siehe Bild B.6.

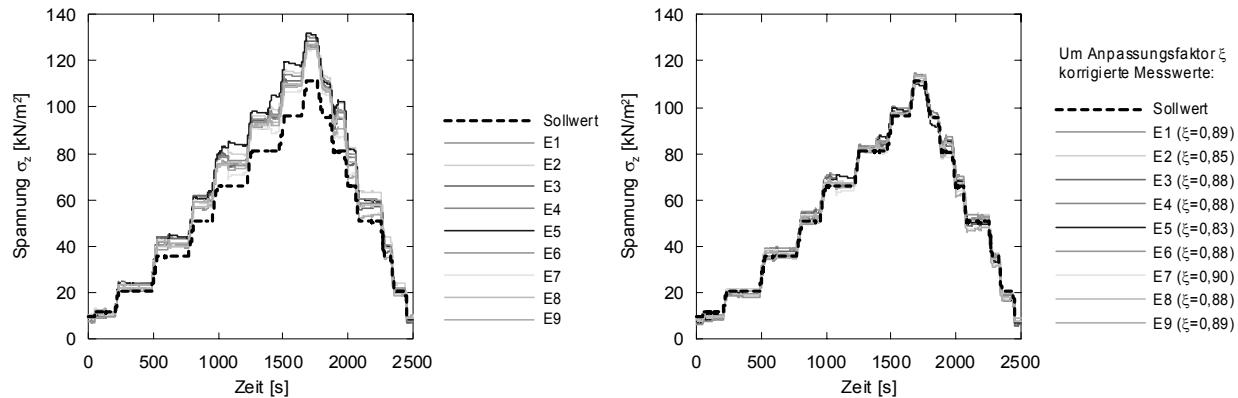


Bild B.7: Kalibrierungskontrolle der Erddruckaufnehmer

Die Kalibrierung der Erddrucksensoren wurde ebenfalls für die Einbaubedingungen in den Modellversuchen untersucht. Hierfür wurde in Versuchsstand M1 Modellsand bis zu einer Höhe von 40 cm eingerieselten ($D = 0,89$). Die Erddrucksensoren waren in 20 cm Höhe im Rechteckraster platziert. Die Belastung der Modellsandoberfläche erfolgte über ein wassergefülltes Druckkissen. Bild B.7 zeigt einen Vergleich zwischen analytisch ermittelten Soll- und gemessenen Ist-Werten. Durch die Einbettung in den Modellsand werden generell zu große Spannungen gemessen. Gründe für diese Abweichungen können Brückenbildungseffekte oberhalb der Erddrucksensoren sein. Darüber hinaus ziehen die Erddrucksensoren infolge ihrer größeren Steifigkeit, im Gegensatz zum umgebenden Modellsand, Spannungen an, was sich insbesondere bei großen Auflasten bemerkbar macht. Es ergibt sich ein mittlerer Anpassungsfaktor von $\xi = 0,87$. Die in den Versuchen gemessenen Spannungen wurden mit diesem Faktor abgemindert.

B.6 Messung der Schwinggeschwindigkeiten im Modellsand

Schwinggeschwindigkeitsmessungen fanden nur für die Modellversuche am Dammquerschnitt (Modellversuchsstand M2) in horizontaler und vertikaler Richtung statt. Verwendet wurden Geophone der Firma Instantel. Ausgewertet wurden die Geschwindigkeitssignale mit Hilfe des Programms FAMOS (Fast Analysis and Monitoring of Signals).

B.7 Messung der Lastplattensetzung

Zur Messung der Setzung der Lastplatte wurden mechanische Setzungsmessuhren sowie induktive Wegaufnehmer verwendet, siehe Bild B.8. Mit beiden war es möglich, die vertikale Setzung der Lastplatte über die Zyklendauer mit ausreichender Genauigkeit zu messen. Die während eines einzelnen Lastzyklus auftretenden elastischen Verformungen waren aufgrund der Messgenauigkeit nur mit induktiven Wegaufnehmern messbar.

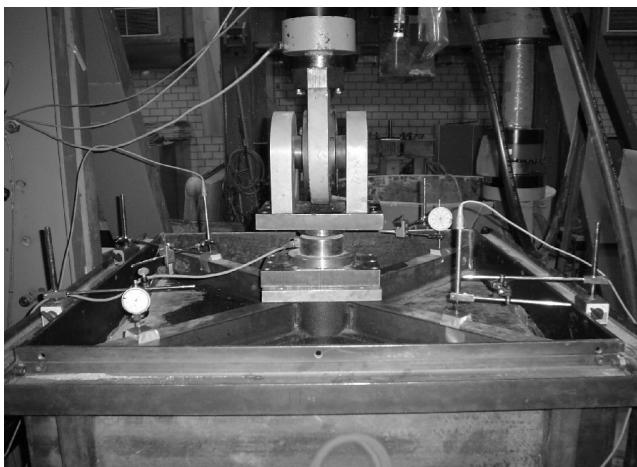


Bild B.8:

Messung der Lastplattensetzung mittels mechanischer und induktiver Wegaufnehmer

B.8 Erläuterungen zum Versuchseinbau

Vor dem Einbau sind die Seitenflächen des Versuchskastens eingefettet und eine dünne Kunststofffolie angepresst worden, wodurch Reibungseinflüsse zwischen dem Versuchsboden und den Stahlwänden reduziert wurden. Der anschließende Torfeinbau in den Versuchskasten erfolgte in zwei Lagen, die jeweils stampfend verdichtet wurden. An drei Stellen wurden Probenzylinder zwecks späterer Dichte- und Wassergehaltsbestimmung entnommen. Die zweite Lage Torf reichte bis an die Oberkante der Pfähle und wurde durch eine dünne Trennfolie abgedeckt, um ein unplanmäßiges Durchfeuchten des Sandes zu verhindern. Im Bereich der Pfähle waren in der Trennfolie Aussparungen vorgesehen, die ein kräftefreies Absenken um die Pfähle herum ermöglichten. Der Modellsand wurde mit Hilfe einer Sandrieselanlage in Schichten von jeweils 5 cm eingebaut. Je nach Versuchsrandbedingung wurden in Stahlrahmen eingespannte Geogitter in den Höhen 5, 10, und 15 cm oberhalb der Torfschicht platziert. Anschließend wurde der Modellsand bis zur geplanten Sollhöhe ($h = 0,35 / 0,70 / 1,00 \text{ m}$) eingerieselst und die Oberfläche abgeglichen. Die Lastplatte wurde aufgelegt und mit der Presseeinrichtung verbunden.

C Zugkraft-Dehnungslinien und Isochronen der Geogitter

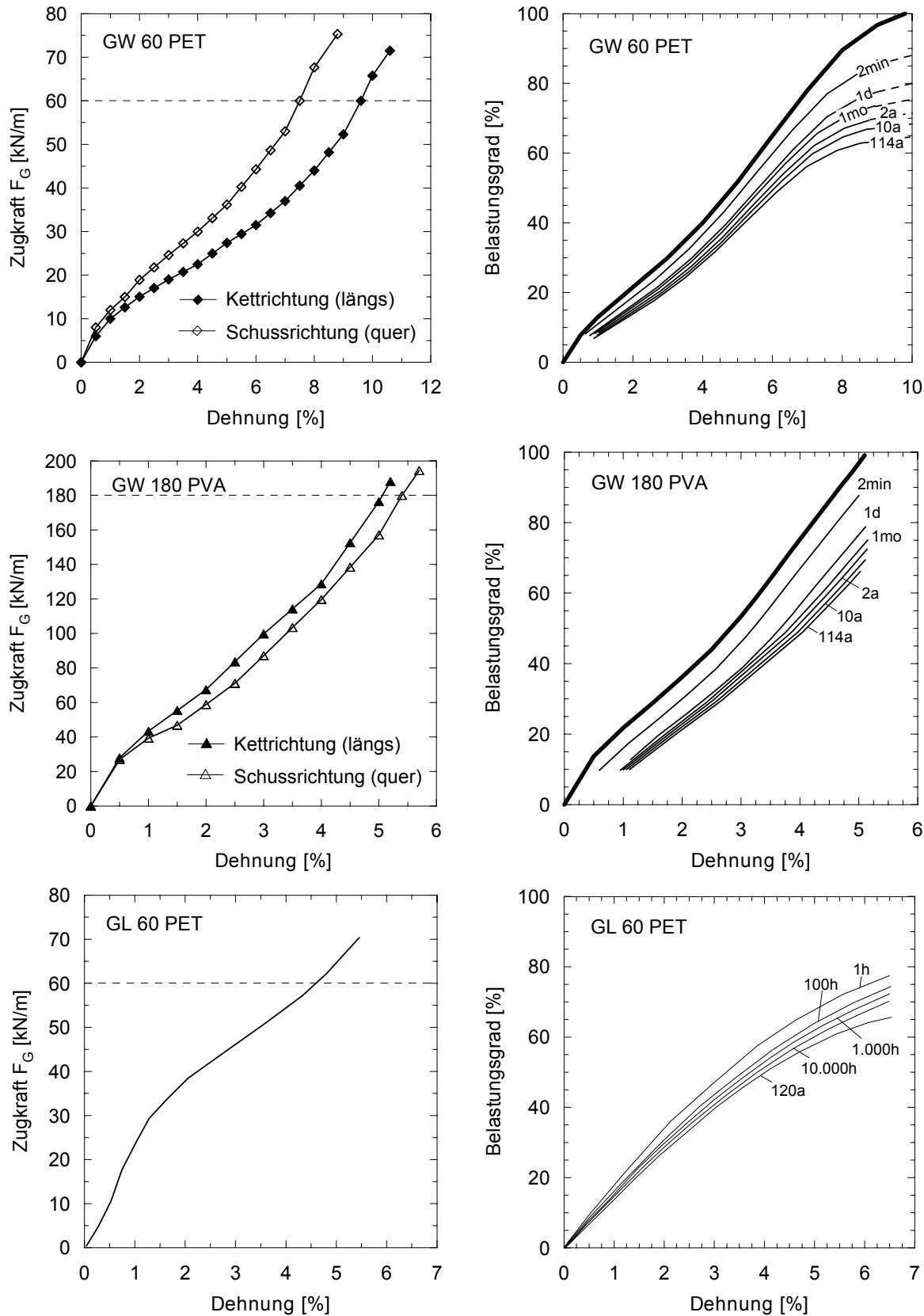


Bild C.1: Zugkraft-Dehnungslinien und Isochronen der untersuchten Geogitter

D Polynomfunktionen und rechnergestützte Bemessung von GEP-Dammbauwerken nach *Empfehlung 6.9 (2006)*

Die Bestimmung der Geokunststoffdehnung bei GEP-Bauwerken kann nach *Empfehlung 6.9 (2006)* mit der von Zaeske (2001) abgeleiteten DGL des elastisch gebetteten Seils erfolgen. Nachteil des analytischen Ansatzes ist, dass eine geschlossene Lösung nicht existiert und die DGL nur numerisch gelöst werden kann. Die Ermittlung der Dehnungsbeanspruchung erfolgt derzeit durch graphische Ablesung aus einem dimensionslosen Bemessungsdiagramm, siehe Bild D.1. Die Vorgehensweise hat sich als fehleranfällig und zeitaufwändig herausgestellt. Aus diesem Grund sind nachfolgend Polynomfunktionen dargestellt, mit denen das Bemessungsdiagramm programmiert werden kann und die eine genaue und schnelle Ermittlung der Dehnungsbeanspruchung ermöglichen.

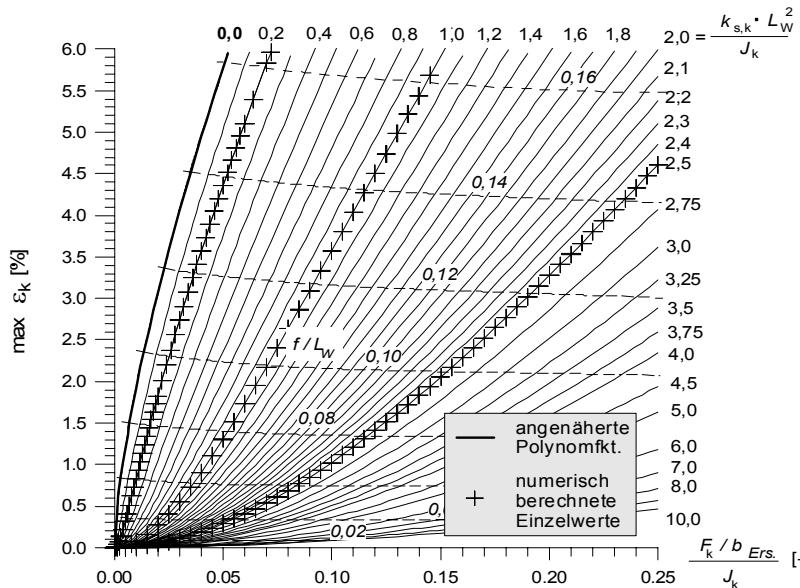


Bild D.1:

Numerisch ermittelte Einzelwerte sowie abgeleitete Polynomfunktionen für dimensionsloses Bemessungsdiagramm nach Zaeske (2001)

Zur Herleitung der Polynomfunktionen wurde die DGL des elastisch gebetteten Seils nach Zaeske (2001) an ca. 1000 Einzelpunkten mit Hilfe eines Computeralgebraprogramms numerisch berechnet. Anschließend wurden Regressionskurven (Polynome 1. bis 10. Grades) zur Annäherung der einzelnen Kurven abgeleitet, siehe auch Bild D.1. Das Diagramm musste dabei im Bereich des Koordinatenursprungs in drei Teilbereiche unterteilt werden, um die Genauigkeit der Polynomfunktionen zu erhöhen. Die für die drei Teilbereiche abgeleiteten Polynome sind in den Tabellen D.1 bis D.3 abgebildet. Die Funktionen sind innerhalb folgender Bereiche anwendbar:

$$\max \varepsilon_k = 0 \dots 10 [\%] \quad \text{sowie} \quad \frac{F_k}{b_{Ers}} = 0 \dots 0,3 [-].$$

Tabelle D.1: Bereich A: $(F_k/b_{ers})/J_k = 0 \dots 0,0001$

$\frac{k_{s,k} \cdot L_w^2}{J_k}$	Polynomfunktionen	$\frac{k_{s,k} \cdot L_w^2}{J_k}$	Polynomfunktionen
0,0	$y = 0,0713609564942042 \cdot x / 0,0001$	2,1	$y = 1,70673535006451e-06 \cdot x / 0,0001$
0,1	$y = 0,000890975022145071 \cdot x / 0,0001$	2,2	$y = 0,0000015848011245295 \cdot x / 0,0001$
0,2	$y = 0,000199218330034028 \cdot x / 0,0001$	2,3	$y = 1,47462904239733e-06 \cdot x / 0,0001$
0,3	$y = 0,0000883807324938599 \cdot x / 0,0001$	2,4	$y = 1,36034684975495e-06 \cdot x / 0,0001$
0,4	$y = 0,0000497995100606652 \cdot x / 0,0001$	2,5	$y = 1,22068564141451e-06 \cdot x / 0,0001$
0,5	$y = 0,000031816621737532 \cdot x / 0,0001$	2,75	$y = 1,06070791697279e-06 \cdot x / 0,0001$
0,6	$y = 0,0000219981412704465 \cdot x / 0,0001$	3,0	$y = 8,76657737866653e-07 \cdot x / 0,0001$
0,7	$y = 0,0000162321502894811 \cdot x / 0,0001$	3,25	$y = 7,86849983565949e-07 \cdot x / 0,0001$
0,8	$y = 0,0000123818273106173 \cdot x / 0,0001$	3,5	$y = 6,0405148406269e-07 \cdot x / 0,0001$
0,9	$y = 9,77115242919147e-06 \cdot x / 0,0001$	3,75	$y = 5,86435052074651e-07 \cdot x / 0,0001$
1,0	$y = 7,81029651902211e-06 \cdot x / 0,0001$	4,0	$y = 4,79657452017522e-07 \cdot x / 0,0001$
1,1	$y = 0,000006541977948766 \cdot x / 0,0001$	4,5	$y = 4,40132492287764e-07 \cdot x / 0,0001$
1,2	$y = 5,46073446366261e-06 \cdot x / 0,0001$	5,0	$y = 4,23347602230913e-07 \cdot x / 0,0001$
1,3	$y = 4,61272695836293e-06 \cdot x / 0,0001$	6,0	$y = 2,70583202244907e-07 \cdot x / 0,0001$
1,4	$y = 3,96035423357943e-06 \cdot x / 0,0001$	7,0	$y = 1,63025570033899e-07 \cdot x / 0,0001$
1,5	$y = 3,58931939587449e-06 \cdot x / 0,0001$	8,0	$y = 1,25336671770659e-07 \cdot x / 0,0001$
1,6	$y = 3,04975470960867e-06 \cdot x / 0,0001$	9,0	$y = 9,87490336155433e-08 \cdot x / 0,0001$
1,7	$y = 0,0000026982923971276 \cdot x / 0,0001$	10,0	$y = 7,99678676898523e-08 \cdot x / 0,0001$
1,8	$y = 2,38346840148748e-06 \cdot x / 0,0001$		
1,9	$y = 2,12604645435429e-06 \cdot x / 0,0001$		
2,0	$y = 1,92763820875817e-06 \cdot x / 0,0001$		

Tabelle D.2: Bereich B: $(F_k/b_{ers})/J_k = 0,0001 \dots 0,005$

$\frac{k_{s,k} \cdot L_w^2}{J_k}$	Polynomfunktionen
0,0	$y = -827062571900928 \cdot x^6 + 15365150472320 \cdot x^5 - 109236750919 \cdot x^4 + 373769168,330078 \cdot x^3 - 648573,114076614 \cdot x^2 + 774,8368931729 \cdot x$
0,1	$y = -123788452625,5 \cdot x^5 + 2497516845,92187 \cdot x^4 - 19883657,5809326 \cdot x^3 + 77217,4719094038 \cdot x^2 + 1,384354468319 \cdot x$
0,2	$y = -89004480000 \cdot x^6 + 362755456 \cdot x^5 + 75094136,25 \cdot x^4 - 1867989,52368164 \cdot x^3 + 19963,0742845535 \cdot x^2 + 0,0144806376 \cdot x$
0,3	$y = 1016664448 \cdot x^6 - 105852234 \cdot x^5 + 11433379,359375 \cdot x^4 - 460820,797424316 \cdot x^3 + 8890,7788550854 \cdot x^2 - 0,0006737754 \cdot x$
0,4	$y = -92891616 \cdot x^6 - 8787600 \cdot x^5 + 2630739,640625 \cdot x^4 - 168324,371520996 \cdot x^3 + 5000,7661166191 \cdot x^2 - 0,0004008972 \cdot x$
0,5	$y = -26429436 \cdot x^6 - 1644296,25 \cdot x^5 + 864966,53125 \cdot x^4 - 77357,2503356934 \cdot x^3 + 3201,4471957684 \cdot x^2 - 0,0012057945 \cdot x$
0,6	$y = 25009396 \cdot x^6 - 1882985,125 \cdot x^5 + 372952,62890625 \cdot x^4 - 41173,8559265136 \cdot x^3 + 2224,2881169915 \cdot x^2 - 0,0020360332 \cdot x$

0,7	$y = -6459475 \cdot x^6 + 230999,1875 \cdot x^5 + 150692,002929687 \cdot x^4 - 23825,1887207031 \cdot x^3 + 1633,3171766698 \cdot x^2 - 0,0007721136 \cdot x$
0,8	$y = -1105513,5 \cdot x^6 + 57867,0625 \cdot x^5 + 77944,5698242187 \cdot x^4 - 14970,604347229 \cdot x^3 + 1250,722198993 \cdot x^2 - 0,0011043187 \cdot x$
0,9	$y = -56557 \cdot x^6 + 26233,78125 \cdot x^5 + 42676,0698242187 \cdot x^4 - 9920,2553977966 \cdot x^3 + 988,229423672 \cdot x^2 - 0,0010122582 \cdot x$
1,0	$y = 5918856 \cdot x^6 - 391744,34375 \cdot x^5 + 35324,5595703125 \cdot x^4 - 6988,2407913208 \cdot x^3 + 801,0937821269 \cdot x^2 - 0,0019365659 \cdot x$
1,1	$y = 154554,8125 \cdot x^6 + 8607,34375 \cdot x^5 + 15076,4467773437 \cdot x^4 - 4918,7554779053 \cdot x^3 + 661,5190546513 \cdot x^2 - 0,0006829535 \cdot x$
1,2	$y = 14205,9375 \cdot x^6 + 14386,390625 \cdot x^5 + 9334,3825683594 \cdot x^4 - 3628,0954685211 \cdot x^3 + 555,8942425549 \cdot x^2 - 0,000945808 \cdot x$
1,3	$y = 282014,65625 \cdot x^6 - 17515,173828125 \cdot x^5 + 7170,5646972656 \cdot x^4 - 2761,8412246704 \cdot x^3 + 473,8102482706 \cdot x^2 - 0,001226144 \cdot x$
1,4	$y = 138231,25 \cdot x^6 - 7784,681640625 \cdot x^5 + 4780,0527954102 \cdot x^4 - 2131,3270721436 \cdot x^3 + 408,5492242724 \cdot x^2 - 0,0012300716 \cdot x$
1,5	$y = 307153,953125 \cdot x^6 - 27817,955078125 \cdot x^5 + 4090,5280761719 \cdot x^4 - 1680,9711494446 \cdot x^3 + 355,7773298249 \cdot x^2 + 0,0003322666 \cdot x$
1,6	$y = 58762,703125 \cdot x^6 - 2381,0419921875 \cdot x^5 + 2267,9767456055 \cdot x^4 - 1333,1751842499 \cdot x^3 + 312,7365178019 \cdot x^2 - 0,0007627752 \cdot x$
1,7	$y = 29309,5 \cdot x^6 + 263,177734375 \cdot x^5 + 1528,1976318359 \cdot x^4 - 1075,930524826 \cdot x^3 + 277,000901483 \cdot x^2 - 0,0007064084 \cdot x$
1,8	$y = 45029,73828125 \cdot x^6 - 3412,794921875 \cdot x^5 + 1327,0561828613 \cdot x^4 - 886,6112060547 \cdot x^3 + 247,1399990022 \cdot x^2 - 0,0008704511 \cdot x$
1,9	$y = 44710,28125 \cdot x^6 - 4337,8208007813 \cdot x^5 + 1094,0864562988 \cdot x^4 - 736,4839010239 \cdot x^3 + 221,8357118890 \cdot x^2 - 0,0009157429 \cdot x$
2,0	$y = -94287,6875 \cdot x^6 + 13027,7055664062 \cdot x^5 + 75,288848877 \cdot x^4 - 600,4736618996 \cdot x^3 + 200,0908344761 \cdot x^2 - 0,0007266967 \cdot x$
2,1	$y = 43621,158203125 \cdot x^6 - 5569,615234375 \cdot x^5 + 825,9779510498 \cdot x^4 - 524,19049263 \cdot x^3 + 181,6533248015 \cdot x^2 - 0,0010927379 \cdot x$
2,2	$y = 2236,33203125 \cdot x^6 + 481,0971679688 \cdot x^5 + 362,6449127197 \cdot x^4 - 437,6177988052 \cdot x^3 + 165,4162226059 \cdot x^2 - 0,0006892352 \cdot x$
2,3	$y = -33270,984375 \cdot x^6 + 5278,0947265625 \cdot x^5 + 24,2776794434 \cdot x^4 - 368,4200491905 \cdot x^3 + 151,2749919966 \cdot x^2 - 0,0003775246 \cdot x$
2,4	$y = -61658,126953125 \cdot x^6 + 9231,7319335938 \cdot x^5 - 243,4700317383 \cdot x^4 - 312,2294692993 \cdot x^3 + 138,8904843479 \cdot x^2 - 0,0002824574 \cdot x$
2,5	$y = 27798,3525390625 \cdot x^6 - 4583,8569335938 \cdot x^5 + 494,3579940796 \cdot x^4 - 289,2552654743 \cdot x^3 + 128,1950177290 \cdot x^2 - 0,0006097533 \cdot x$
2,75	$y = -77748,306640625 \cdot x^6 + 11562,1967773437 \cdot x^5 - 521,3109588623 \cdot x^4 - 185,4072246552 \cdot x^3 + 105,6997136213 \cdot x^2 + 0,0000389624 \cdot x$
3,0	$y = -253735232 \cdot x^6 + 7061074 \cdot x^5 - 54181,59375 \cdot x^4 - 84,2447509766 \cdot x^3 + 89,194887042 \cdot x^2 - 0,0001520154 \cdot x$
3,25	$y = -27492,08203125 \cdot x^6 + 5515,0524902344 \cdot x^5 - 357,76197052 \cdot x^4 - 99,4336559772 \cdot x^3 + 75,6246052943 \cdot x^2 + 0,000307034 \cdot x$
3,5	$y = -359,2697753906 \cdot x^6 + 187,4432373047 \cdot x^5 + 6,5299930573 \cdot x^4 - 85,9457461834 \cdot x^3 + 65,3513849154 \cdot x^2 - 0,0004937642 \cdot x$
3,75	$y = -46528,873046875 \cdot x^6 + 6507,9278564453 \cdot x^5 - 337,1187591553 \cdot x^4 - 58,7045865059 \cdot x^3 + 56,8122020308 \cdot x^2 + 0,0001837177 \cdot x$

4,0	$y = -432,2159423828 \cdot x^6 + 187,7412414551 \cdot x^5 - 12,9200325012 \cdot x^4 - 53,1412533522 \cdot x^3 + 50,0127194561 \cdot x^2 - 0,000204166 \cdot x$
4,5	$y = -30291,431640625 \cdot x^6 + 6114,5681152344 \cdot x^5 - 420,5407333374 \cdot x^4 - 23,1317362785 \cdot x^3 + 39,3653216017 \cdot x^2 + 0,0004650245 \cdot x$
5,0	$y = 4845130837 \cdot x^6 - 210442804,9375 \cdot x^5 + 2979968,58984375 \cdot x^4 - 15700,8688812255 \cdot x^3 + 62,7275702208 \cdot x^2 - 0,0172525453 \cdot x$
6,0	$y = 3844,20703125 \cdot x^6 + 501,9012451172 \cdot x^5 - 109,7779350281 \cdot x^4 - 7,4930223227 \cdot x^3 + 22,125953624 \cdot x^2 + 0,0004933117 \cdot x$
7,0	$y = 117764,614013672 \cdot x^6 - 16457,7104797363 \cdot x^5 + 816,0559959412 \cdot x^4 - 24,2459202409 \cdot x^3 + 16,4418174513 \cdot x^2 - 0,0000136844 \cdot x$
8,0	$y = 1050699 \cdot x^6 - 24356,6328125 \cdot x^5 - 317,8105468750 \cdot x^4 + 3,1506252289 \cdot x^3 + 12,4928123169 \cdot x^2 + 0,0000040543 \cdot x$
9,0	$y = 1199823,375 \cdot x^6 - 44598,8828125 \cdot x^5 + 298,1391601563 \cdot x^4 - 0,6748685837 \cdot x^3 + 9,8770799115 \cdot x^2 - 0,0000002112 \cdot x$
10,0	$y = -2059600 \cdot x^6 + 39577,125 \cdot x^5 - 231,853515625 \cdot x^4 + 0,4227294922 \cdot x^3 + 8,0000097752 \cdot x^2 - 0,0000003263 \cdot x$

Tabelle D.3: Bereich C: $(F_k/b_{ers})/J_k = 0,005 \dots 0,30$

$\frac{k_{s,k} \cdot L_w^2}{J_k}$	<i>Polynomfunktionen</i>
0,0	$y = 0,04436542704 + 342,110212 \cdot x - 31536,29027 \cdot x^2 + 2519506,019 \cdot x^3 - 122910885,6 \cdot x^4 + 3739763557 \cdot x^5 - 7,247181672e10 \cdot x^6 + 8,934287192e11 \cdot x^7 - 6,775243863e12 \cdot x^8 + 2,878632582e13 \cdot x^9 - 5,240430618e13 \cdot x^{10}$
0,1	$y = -0,05002263377 + 125,1528569 \cdot x + 2706,119293 \cdot x^2 - 301012,5351 \cdot x^3 + 12213457,83 \cdot x^4 - 277267988,4 \cdot x^5 + 3845435407 \cdot x^6 - 3,323362028e10 \cdot x^7 + 1,745924072e11 \cdot x^8 - 5,10090424e11 \cdot x^9 + 6,354562136e11 \cdot x^{10}$
0,2	$y = -0,01052894859 + 19,69355564 \cdot x + 12933,80148 \cdot x^2 - 981541,0486 \cdot x^3 + 41861023,93 \cdot x^4 - 1109238500 \cdot x^5 + 1,883062542e10 \cdot x^6 - 2,045893856e11 \cdot x^7 + 1,37386914e12 \cdot x^8 - 5,187457801e12 \cdot x^9 + 8,414602201e12 \cdot x^{10}$
0,3	$y = -0,001531509839 + 2,766229368 \cdot x + 8267,10116 \cdot x^2 - 433433,1209 \cdot x^3 + 13473933,87 \cdot x^4 - 267752869,7 \cdot x^5 + 3469006042 \cdot x^6 - 2,909750515e10 \cdot x^7 + 1,520590402e11 \cdot x^8 - 4,493956071e11 \cdot x^9 + 5,730918776e11 \cdot x^{10}$
0,4	$y = 0,000355263318 - 0,782612815 \cdot x + 5288,337246 \cdot x^2 - 207881,9558 \cdot x^3 + 5136293,658 \cdot x^4 - 84649679,42 \cdot x^5 + 938122682,2 \cdot x^6 - 688228733 \cdot x^7 + 3,196173066e10 \cdot x^8 - 8,490430342e10 \cdot x^9 + 9,811203353e10 \cdot x^{10}$
0,5	$y = 0,0004762598992 - 0,6415078946 \cdot x + 3373,440941 \cdot x^2 - 94766,36732 \cdot x^3 + 1675076,405 \cdot x^4 - 19742121,75 \cdot x^5 + 156442653,8 \cdot x^6 - 820944363,3 \cdot x^7 + 2729444323 \cdot x^8 - 5197614188 \cdot x^9 + 4312639260 \cdot x^{10}$
0,6	$y = 0,0003829925823 - 0,4661382359 \cdot x + 2319,809614 \cdot x^2 - 48383,96324 \cdot x^3 + 607210,2987 \cdot x^4 - 4562623,386 \cdot x^5 + 16992417,63 \cdot x^6 + 8512134,54 \cdot x^7 - 354235550 \cdot x^8 + 1313290022 \cdot x^9 - 1645435237 \cdot x^{10}$
0,7	$y = 0,000277168686 - 0,2307134192 \cdot x + 1672,928809 \cdot x^2 - 26355,74674 \cdot x^3 + 221920,8643 \cdot x^4 - 574509,2311 \cdot x^5 - 7521447,811 \cdot x^6 + 88957373,8 \cdot x^7 - 429631771,7 \cdot x^8 + 1033296973 \cdot x^9 - 1013032405 \cdot x^{10}$
0,8	$y = 0,0001052170269 - 0,07929122661 \cdot x + 1260,705015 \cdot x^2 - 15354,47852 \cdot x^3 + 77833,3265 \cdot x^4 + 399432,4292 \cdot x^5 - 9422333,1 \cdot x^6 + 69581600,63 \cdot x^7 - 272524937,9 \cdot x^8 + 566027268 \cdot x^9 - 491422278 \cdot x^{10}$

0,9	$y = 5,29059417e-05 - 0,02991386873 \cdot x + 990,6712585 \cdot x^2 - 9909,375718 \cdot x^3 + 35567,91535 \cdot x^4 + 317314,4425 \cdot x^5 - 5015830,652 \cdot x^6 + 31021827,36 \cdot x^7 - 105021884,8 \cdot x^8 + 190842081,8 \cdot x^9 - 145922805,6 \cdot x^{10}$
1,0	$y = 3,264259163e-05 - 0,01128671619 \cdot x + 799,4432138 \cdot x^2 - 6650,196019 \cdot x^3 + 13318,97779 \cdot x^4 + 312429,9515 \cdot x^5 - 3872212,703 \cdot x^6 + 22762788,13 \cdot x^7 - 76990183,13 \cdot x^8 + 143288549,1 \cdot x^9 - 113786378,9 \cdot x^{10}$
1,1	$y = -1,482741997e-05 + 0,01333357627 \cdot x + 659,023915 \cdot x^2 - 4745,634222 \cdot x^3 + 8703,512002 \cdot x^4 + 150129,0633 \cdot x^5 - 1551491,58 \cdot x^6 + 7377802,69 \cdot x^7 - 19884658,17 \cdot x^8 + 29248927,42 \cdot x^9 - 18296802,62 \cdot x^{10}$
1,2	$y = 2,231063954e-05 + 0,06650920174 \cdot x + 548,4512183 \cdot x^2 - 3305,984862 \cdot x^3 + 1622,152966 \cdot x^4 + 133683,9442 \cdot x^5 - 1127784,874 \cdot x^6 + 4829074,403 \cdot x^7 - 12003156,05 \cdot x^8 + 16450617,52 \cdot x^9 - 9640556,513 \cdot x^{10}$
1,3	$y = 0,0002176873759 - 0,09926311167 \cdot x + 482,6600371 \cdot x^2 - 3054,666089 \cdot x^3 + 11006,7225 \cdot x^4 - 20802,62785 \cdot x^5 + 14251,20051 \cdot x^6 + 4195,04816 \cdot x^7$
1,4	$y = -3,20752368e-05 + 0,01456071496 \cdot x + 406,8520769 \cdot x^2 - 2049,835297 \cdot x^3 + 2392,938594 \cdot x^4 + 36494,27172 \cdot x^5 - 268346,082 \cdot x^6 + 934910,2722 \cdot x^7 - 1870151,418 \cdot x^8 + 2062494,637 \cdot x^9 - 976191,2849 \cdot x^{10}$
1,5	$y = 2,021252026e-05 - 0,01453218039 \cdot x + 357,7225649 \cdot x^2 - 1763,761183 \cdot x^3 + 5196,476678 \cdot x^4 - 23620,49494 \cdot x^5 + 233048,9632 \cdot x^6 - 1505161,844 \cdot x^7 + 5319244,86 \cdot x^8 - 9829547,258 \cdot x^9 + 7505574,341 \cdot x^{10}$
1,6	$y = -1,446095726e-05 + 0,004410286691 \cdot x + 312,3075232 \cdot x^2 - 1313,330927 \cdot x^3 + 1553,831794 \cdot x^4 + 13038,01136 \cdot x^5 - 80738,70343 \cdot x^6 + 222667,1424 \cdot x^7 - 339713,3113 \cdot x^8 + 272696,8346 \cdot x^9 - 87363,35907 \cdot x^{10}$
1,7	$y = 8,01102039e-06 - 0,00560379246 \cdot x + 277,5281619 \cdot x^2 - 1094,142123 \cdot x^3 + 1668,719622 \cdot x^4 + 3485,259883 \cdot x^5 - 15074,20902 \cdot x^6 - 17489,40892 \cdot x^7 + 182564,104 \cdot x^8 - 366595,0748 \cdot x^9 + 253188,588 \cdot x^{10}$
1,8	$y = -4,4997343e-07 - 6,287365722e-05 \cdot x + 246,9073613 \cdot x^2 - 864,6813557 \cdot x^3 + 420,9443179 \cdot x^4 + 14433,76839 \cdot x^5 - 114260,1551 \cdot x^6 + 557692,8696 \cdot x^7 - 1779167,366 \cdot x^8 + 3277850,833 \cdot x^9 - 2607937,876 \cdot x^{10}$
1,9	$y = -1,356695778e-06 + 0,000590694659 \cdot x + 221,5151386 \cdot x^2 - 711,0484885 \cdot x^3 + 157,9439324 \cdot x^4 + 12532,62408 \cdot x^5 - 94253,58069 \cdot x^6 + 441312,6753 \cdot x^7 - 1339061,452 \cdot x^8 + 2337846,718 \cdot x^9 - 1764156,383 \cdot x^{10}$
2,0	$y = 0,0002025503718 - 0,05456385926 \cdot x + 203,0843734 \cdot x^2 - 673,6015018 \cdot x^3 + 1215,520749 \cdot x^4 - 938,8940249 \cdot x^5$
2,1	$y = 0,0001987082506 - 0,04825298338 \cdot x + 184,0813423 \cdot x^2 - 567,9242497 \cdot x^3 + 951,4615118 \cdot x^4 - 678,4321224 \cdot x^5$
2,2	$y = 0,0001821195979 - 0,04355576003 \cdot x + 167,6457321 \cdot x^2 - 482,7535627 \cdot x^3 + 752,6761009 \cdot x^4 - 494,9026514 \cdot x^5$
2,3	$y = 0,0001656563188 - 0,03911082219 \cdot x + 153,3019326 \cdot x^2 - 413,1214216 \cdot x^3 + 599,9976813 \cdot x^4 - 362,2144448 \cdot x^5$
2,4	$y = 0,0001509940675 - 0,03516725345 \cdot x + 140,7166434 \cdot x^2 - 355,7644978 \cdot x^3 + 481,7133778 \cdot x^4 - 265,4879882 \cdot x^5$
2,5	$y = 0,000133123058 - 0,03245780077 \cdot x + 129,6444281 \cdot x^2 - 308,4847476 \cdot x^3 + 390,7164398 \cdot x^4 - 196,68103 \cdot x^5$
2,75	$y = 0,0001098002914 - 0,024537035 \cdot x + 106,9781564 \cdot x^2 - 220,0041212 \cdot x^3 + 233,3172234 \cdot x^4 - 85,2951829 \cdot x^5$
3,0	$y = 8,647343528e-05 - 0,02046674576 \cdot x + 89,84147252 \cdot x^2 - 162,2341966 \cdot x^3 + 146,7655755 \cdot x^4 - 37,29039211 \cdot x^5$
3,25	$y = 6,404066579e-05 - 0,01370740219 \cdot x + 76,36318849 \cdot x^2 - 120,7849332 \cdot x^3 + 86,86911603 \cdot x^4 - 1,146776094 \cdot x^5$

3,5	$y = 4,390243363e-05 - 0,009769686918 \cdot x + 65,74173456 \cdot x^2 - 92,1860346 \cdot x^3 + 52,53471762 \cdot x^4 + 13,4229611 \cdot x^5$
3,75	$y = 3,329590016e-05 - 0,007036050485 \cdot x + 57,19718363 \cdot x^2 - 71,69356372 \cdot x^3 + 31,68079309 \cdot x^4 + 18,97458889 \cdot x^5$
4,0	$y = 2,167501176e-05 - 0,004733820476 \cdot x + 50,20702505 \cdot x^2 - 56,5283185 \cdot x^3 + 18,1300573 \cdot x^4 + 21,18616555 \cdot x^5$
4,5	$y = 1,091954968e-05 - 0,002325686831 \cdot x + 39,60764665 \cdot x^2 - 36,80482545 \cdot x^3 + 5,202275443 \cdot x^4 + 18,20188857 \cdot x^5$
5,0	$y = 2,25935029e-06 - 0,0009349038327 \cdot x + 32,04725819 \cdot x^2 - 25,11235883 \cdot x^3 + 0,2968294633 \cdot x^4 + 13,7022044 \cdot x^5$
6,0	$y = 1,805058481e-06 - 0,0003726863653 \cdot x + 22,2386775 \cdot x^2 - 13,09635791 \cdot x^3 - 1,737738272 \cdot x^4 + 6,912888622 \cdot x^5$
7,0	$y = -2,752653967e-05 + 0,02344191661 \cdot x + 13,44663461 \cdot x^2 + 129,4838042 \cdot x^3 - 3263,347785 \cdot x^4 + 43209,61203 \cdot x^5 - 330898,5698 \cdot x^6 + 1448843,815 \cdot x^7 - 3356265,235 \cdot x^8 + 3184704,059 \cdot x^9$
8,0	$y = -3,291883287e-06 - 0,01769218151 \cdot x + 15,37610235 \cdot x^2 - 141,4410897 \cdot x^3 + 2889,843615 \cdot x^4 - 33380,58618 \cdot x^5 + 226215,6405 \cdot x^6 - 898183,6131 \cdot x^7 + 1933157,603 \cdot x^8 - 1739950,656 \cdot x^9$
9,0	$y = 8,24458944e-07 - 7,09225297e-05 \cdot x + 9,878083865 \cdot x^2 - 3,11665626 \cdot x^3 - 0,905412686 \cdot x^4 + 1,214325461 \cdot x^5$
10	$y = 1,485885742e-06 - 0,0001530006685 \cdot x + 8,004345981 \cdot x^2 - 2,190917423 \cdot x^3 - 0,4727841846 \cdot x^4 + 0,452266836 \cdot x^5$

Die abgeleiteten Polynomfunktionen nach Tabelle D.1 bis D.3 wurden in zwei Bemessungsprogramme implementiert. Die Umsetzung erfolgte in Visual Basic und Excel auf Grundlage der Bemessungsvorgehensweise nach *Empfehlung 6.9 (2006)*, die auf *Zaeske (2001)* aufbaut. Beide Programme erlauben eine schnelle und genaue Bemessung eines GEP-Damms. Beide Programme berücksichtigen:

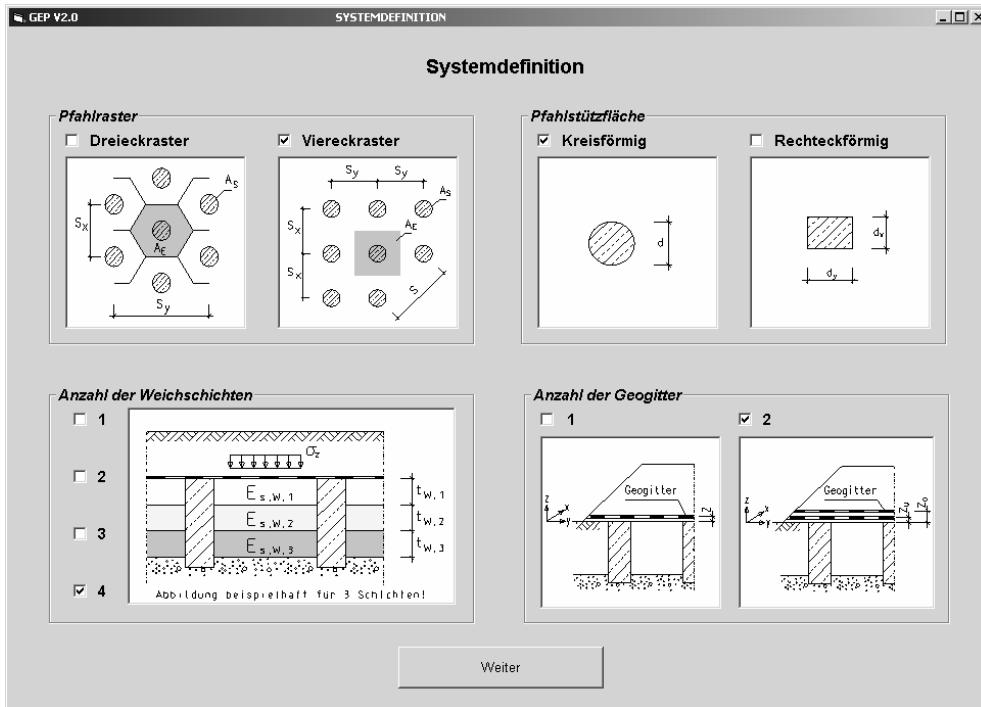
- Gewölbeansatz nach *Zaeske (2001)*,
- Ansatz des elastisch gebetteten Seils zur Bestimmung der Geokunststoffdehnung nach *Zaeske (2001)*,
- Spreizkraftansatz nach *KET* (siehe Abschnitt 6).

Die Excel-Version des Bemessungsprogramms berücksichtigt darüber hinaus:

- Spannungsausbreitung einer Verkehrslast nach *Boussinesq/Gray (1936)*,
- Ermittlung der horizontalen Erddruckkraft infolge Verkehrslast nach *Weissenbach (1975)*,
- zeitabhängige Dehnsteifigkeit der Geogitter (Isochronenkurven) für verschiedene Geogittertypen,
- Gewölbereduktionsfaktor κ nach Abschnitt 8 zur Berücksichtigung zyklisch-dynamischer Belastungen.

Bild D.2 zeigt beispielhaft die Ein- und Ausgabedatenblätter für die Visual Basic-Version.

a)



b)

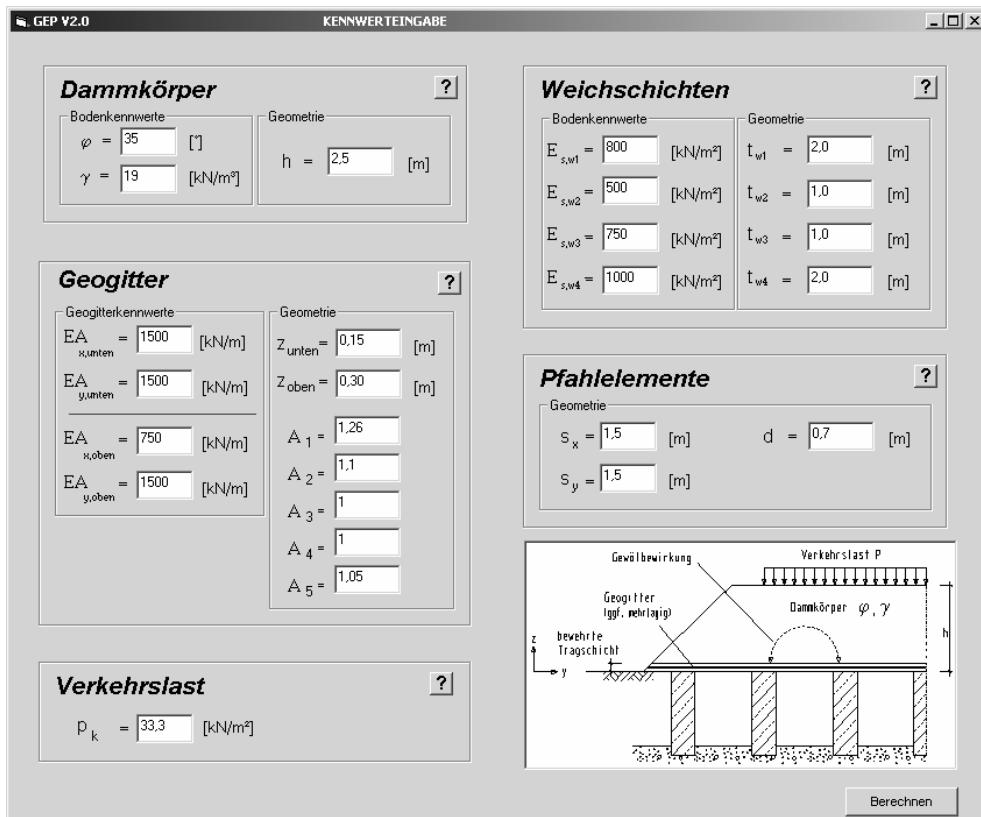


Bild D.2a: Bildschirmausdrucke der Visual Basic-Version: Eingabe Systemauswahl (a) und Eingabe der Geometrie- und Materialkennwerte (b)

c)

GEP V2.0 **ERGEBNISSE**

	aus G	aus G + Q
Spannung auf die Weichschicht	$\sigma_{z0,G} = \boxed{14.827}$ [kN/m ²]	$\sigma_{z0,G+Q} = \boxed{25.222}$ [kN/m ²]
Berechnete Dehnungen des Geogitter (Membranwirkung)		
in x - Richtung	$\epsilon_{x,G} = \boxed{1,618}$ [%]	$\epsilon_{x,G+Q} = \boxed{2,438}$ [%]
in y - Richtung	$\epsilon_{y,G} = \boxed{1,367}$ [%]	$\epsilon_{y,G+Q} = \boxed{2,022}$ [%]
Berechnete Zugkraft im Geogitter (Membranwirkung)		
in x - Richtung	$E_{x,G} = \boxed{24.270}$ [kN/m]	$E_{x,G+Q} = \boxed{36.573}$ [kN/m]
in y - Richtung	$E_{y,G} = \boxed{20.502}$ [kN/m]	$E_{y,G+Q} = \boxed{30.337}$ [kN/m]
Beanspruchung aus Spreizkräften		
in y - Richtung	$\Delta E_{y,G} = \boxed{6.662}$ [kN/m]	$\Delta E_{y,G+Q} = \boxed{16.927}$ [kN/m]
Gesamtbeanspruchung		
in x - Richtung	$\Sigma E_{x,G} = \boxed{24.270}$ [kN/m]	$\Sigma E_{x,G+Q} = \boxed{36.573}$ [kN/m]
in y - Richtung	$\Sigma E_{y,G} = \boxed{27.164}$ [kN/m]	$\Sigma E_{y,G+Q} = \boxed{47.264}$ [kN/m]

Geogitterlage unten

	Bemessungswerte der Einwirkungen in x - Richtung		Bemessungswerte der Einwirkungen in y - Richtung	
LF 1	$\Sigma E_{x,d} = \boxed{51.219}$ [kN/m]	erf R_{x,d} = $\boxed{93.919}$ [kN/m]	$\Sigma E_{y,d} = \boxed{66.821}$ [kN/m]	erf R_{y,d} = $\boxed{122.523}$ [kN/m]
LF 2	$\Sigma E_{x,d} = \boxed{45.118}$ [kN/m]	erf R_{x,d} = $\boxed{76.822}$ [kN/m]	$\Sigma E_{y,d} = \boxed{58.727}$ [kN/m]	erf R_{y,d} = $\boxed{99.994}$ [kN/m]
LF 3	$\Sigma E_{x,d} = \boxed{36.573}$ [kN/m]	erf R_{x,d} = $\boxed{57.482}$ [kN/m]	$\Sigma E_{y,d} = \boxed{47.264}$ [kN/m]	erf R_{y,d} = $\boxed{74.286}$ [kN/m]

Bild D.2b: Bildschirmausdruck der Visual Basic-Version: Ergebnisausgabe (c)

E Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole

Formel-zeichen	Einheit	Bezeichnung	Quelle
Lateinische Buchstaben			
a	m	Breite allgemein	
A_E	m^2	Lasteinflussfläche	Zaeske (2001)
A_S	m^2	Stützfläche eines Traggliedes	Zaeske (2001)
b	m	Breite allgemein	
b_x	m	Breite eines rechteckförmigen Traggliedes in Dammlängsrichtung	<i>Empfehlung 6.9 (2006)</i>
b_y	m	Breite eines rechteckförmigen Traggliedes in Dammquerrichtung	<i>Empfehlung 6.9 (2006)</i>
C	-	Krümmungszahl	DIN 18196
c'	kN/m^2	Kohäsion	DIN 18137
C_c	-	Kompressionsbeiwert	DIN 18135
C_r	-	Wiederbelastungsbeiwert	DIN 18135
C_s	-	Schwellbeiwert	DIN 18135
D	-	Lagerungsdichte	DIN 18126
d	m	Durchmesser eines kreisförmigen Traggliedes	
E	-	Lastumlagerungswert	
E_{stat}	-	Lastumlagerungswert bei statischer Beanspruchung	
E_{zykl}	-	Lastumlagerungswert bei zyklischer Beanspruchung	
e	-	Porenzahl	
E	kN/m^2	Elastizitätsmodul	
E_s	MN/m^2	Steifemodul	DIN 18135
$EA = J$	kN/m	Dehnsteifigkeit der Geokunststoffbewehrung	
F	kN	Pressenkraft	

F_P	kN	Pfahlkraft	
F_G	kN/m	Zugkraft im Geokunststoff (Anmerkung: abweichend von DIN 1054 wird die Zugkraft auch als einwirkende Beanspruchung mit „F“ statt mit „E“ bezeichnet)	
f	Hz	Belastungsfrequenz	
f_{ck}	MN/m ²	Betondruckfestigkeit	DIN 1045-1
f_{ctm}	MN/m ²	Betonzugfestigkeit	DIN 1045-1
h	m	Höhe des bewehrten Erdkörpers; bzw. Einbauhöhe im Modellversuch; Überdeckungshöhe	Empfehlung 6.9 (2006)
h_g	m	Gewölbehöhe	Zaeske (2001)
K	-	Bruch- oder Versagenszustand unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung	Gotschol (2002)
k_f	m/s	Durchlässigkeitsbeiwert	DIN 18130
K	-	Verhältnis horizontaler zu vertikaler Spannung	
K_a	-	aktiver Erddruckbeiwert	
K_0	-	Erdruhedruckbeiwert	
N	-	Lastwechselzahl (Belastungszyklen)	
n	-	Anzahl der Geogitterlagen	
r	m	Radius eines kreisförmigen Traggliedes	
s	m	größter axialer Abstand benachbarter Tragglieder; Stützweite	Zaeske (2001)
s_x	m	Abstand benachbarter Tragglieder in Dammlängsrichtung	Empfehlung 6.9 (2006)
s_y	m	Abstand benachbarter Tragglieder in Dammquerrichtung	Empfehlung 6.9 (2006)
T	s	Lastperiodendauer	
U	-	Ungleichförmigkeitszahl	DIN 18196
u	mm	Setzung der Lastplatte bzw. der GOK	

Δu	mm	Weichschichtsetzung	
v_{GL}	%	Glühverlust	<i>DIN 18128</i>
w	%	Wassergehalt	<i>DIN 18121</i>
X	-	zyklisch-dynamisches Spannungsverhältnis bzw. Ausnutzungsgrad	<i>Gotschol (2002)</i>
x	m	Lagekoordinate in Modellversuchsständen (Realität: Koordinate für Dammlängsrichtung)	
y	m	Lagekoordinate in Modellversuchsständen (Realität: Koordinate für Dammquerrichtung)	
z	m	vertikaler Abstand beginnend von der Aufstandsebene des bewehrten Erdkörpers zur GOK	<i>Zaeske (2001)</i>
\bar{z}	m	vertikaler Abstand beginnend von der GOK zur Aufstandsebene des bewehrten Erdkörpers	<i>Terzaghi (1943)</i>

Griechische Buchstaben			
α	-	Regressionskonstante für Stoffansatz nach <i>Stöcker (2002)</i> aus zyklischem Triaxialversuch	<i>Stöcker (2002)</i>
β	-	Regressionskonstante für Stoffansatz nach <i>Stöcker (2002)</i> aus zyklischem Triaxialversuch	<i>Stöcker (2002)</i>
γ	kN/m ³	Wichte des Bodens	
ε	%	Geogitterdehnung	
$\varepsilon_{el,c}$	%	elastische oder reversible Dehnung	<i>Gotschol (2002)</i>
ε_{cp}	%	plastische oder bleibende Dehnung	<i>Gotschol (2002)</i>
ε_{cp}^N	%	plastische Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastzyklen	<i>Gotschol (2002)</i>
$\varepsilon_{cp,l}^N$	%	plastische Dehnung nach dem 1. Lastzyklus	<i>Gotschol (2002)</i>
κ	-	Gewölbereduktionsfaktor (GRF)	

λ	-	Verhältnis zwischen Reibungsverbund Geogitter-Boden und Reibungsverbund Boden-Boden	
λ_1	-	Regressionskonstante für Stoffansatz nach <i>Stöcker (2002)</i> aus zyklischem Triaxialversuch	<i>Stöcker (2002)</i>
λ_2	-	Regressionskonstante für Stoffansatz nach <i>Stöcker (2002)</i> aus zyklischem Triaxialversuch	<i>Stöcker (2002)</i>
μ	-	Verbundbeiwert bzw. Reibungskoeffizient für FEM-Berechnungen	
ν	-	Poissonzahl	
ξ	-	Regressionskonstante der doppelt-logarithmischen Näherungsfunktion	<i>Stöcker (2002)</i>
ρ_d	g/cm^3	Trockendichte	<i>DIN 18125</i>
ρ_s	g/cm^3	Korndichte	<i>DIN 18125</i>
σ	kN/m^2	Spannung	
σ_c	kN/m^2	Spannungsamplitude bei zyklischer Belastung	
σ_{dyn}	kN/m^2	Lastspanne bzw. doppelte Spannungsamplitude bei zyklischer Belastung; $\sigma_{dyn} = 2 \cdot \sigma_c$	
σ_h	kN/m^2	horizontale Spannung	
σ_m	kN/m^2	Amplitudenmittelspannung bei zyklischer Belastung	
σ_o	kN/m^2	Maximalspannungsdurchgang bei zyklischer Belastung; $\sigma_o = \sigma_m + \sigma_c$	
$\sigma_{s,f}$	kN/m^2	deviatorische Bruchspannung unter statischen Belastungsbedingungen	
σ_{stat}	kN/m^2	statische oder quasi-statische Auflastspannung	
σ_u	kN/m^2	Minimalspannungsdurchgang bei zyklischer Belastung; $\sigma_u = \sigma_m - \sigma_c$	
σ_z	kN/m^2	vertikale Bodenspannung	<i>Zaeske (2001)</i>
σ_{zo}	kN/m^2	vertikale Spannung oberhalb der Weichschicht bei $z = 0$	<i>Zaeske (2001)</i>

σ_{zs}	kN/m ²	vertikale Spannung oberhalb der Pfahlkopf ($z = 0$)	Zaeske (2001)
σ_{zykl}	kN/m ²	zyklisch-dynamische Auflastspannung	
σ_I	kN/m ²	größte Hauptspannung	
σ_3	kN/m ²	kleinste Hauptspannung	
τ	kN/m ²	Schubspannung	
φ'	°	Reibungswinkel des Bodens	DIN 18137
φ'_{dyn}	°	Reibungswinkel des Bodens unter zyklischer bzw. dynamischer Belastung	Becker (2002)
χ	-	Regressionskonstante für Stoffansatz nach Stöcker (2001) aus zyklischem Triaxialversuch	Stöcker (2002)
Ψ	°	Dilatanzwinkel	DIN 18137
ω_0	-	Regressionskonstante für Stoffansatz nach Stöcker (2001) aus zyklischem Triaxialversuch	Stöcker (2002)

Abkürzungen			
DGL	Differentialgleichung	GRF	Gewölbereduktionsfaktor
DMS	Dehnungsmessstreifen	K	Kraftmessdose
E	Erddrucksensor	NLGM	Nichtlinear geometrisch (Theorie II. Ordnung)
EGW	Eigengewicht	PET	Polyester
FEM	Finite-Elemente-Methode	PIV	Particle Image Velocimetry
FF	Feste-Fahrbahn	PVA	Polyvinylalkohol
G	Geophon	S	Setzungsspeigel
GG	Geogitter	SchO	Schotter-Oberbau
GEP	Geokunststoffbewehrte Erd-schichten über Pfahlelementen	SOK	Schienenoberkante
GOK	Geländeoberkante		

Sonstige Bezeichnungen oder Abkürzungen sind lokal definiert.

**Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik
der Universität Kassel**
Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H. Sommer

- Heft 1 Buczek, H., 1991:**
Beitrag zur Berechnung der horizontalen Belastung auf steife Elemente zur Stabilisierung von Rutschungen in Tonhängen.
- Heft 2 Böckmann, F.-J., 1991:**
Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen, Vertikalpfähle unter Vertikallast in symmetrischer Anordnung.
- Heft 3 Meyer-Kraul, N., 1991:**
Geomechanische Eigenschaften von Röttonsteinen, Scherfestigkeit bei schichtenparalleler Beanspruchung.
- Heft 4 Müllner, B., 1991:**
Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung.

Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel
Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

- Heft 5 Voß, T., 1996:**
Beitrag zur Festigkeitsentwicklung von Klärschlämmen in Monodeponien
- Heft 6 Raithel, M., 1999:**
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen
- Heft 7 Jaup, A., 1999:**
Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern
- Heft 8 Hu, Y., 2000:**
Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung
- Heft 9 Sammelveröffentlichung, 2001:**
Beiträge aus der Umweltgeotechnik

- Heft 10** **Zaeske, D., 2001:**
Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen
- Heft 11** **Ott, E., 2001:**
Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostaschen
- Heft 12** **Gotschol, A., 2002:**
Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung
- Heft 13** **Stöcker, T., 2002:**
Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen
- Heft 14** **Berhane Gebreselassie, 2003:**
Experimental, analytical and numerical investigations of excavations in normally consolidated soft soils
- Heft 15** **Witzel, M., 2004:**
Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungs-pfählen in bindigen und nichtbindigen Böden
- Heft 16** **Soumaya, B., 2005:**
Setzungsverhalten von Flachgründungen in normalkonsolidierten bindigen Böden
- Heft 17** **Rudolf, M., 2005:**
Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen über Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes
- Heft 18** **Hg: Raithel, M.; Rudolf, M., 2005**
Festschrift zum 60. Geburtstag von Professor Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Symposium Geotechnik – Verkehrswegebau und Tiefgründungen – am 26. September 2005 in Kassel
- Heft 19** **Heitz, C., 2006:**
Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern

