

**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Institut für Geotechnik

**MITTEILUNGEN
HEFT 16**

OHDE-KOLLOQUIUM 2009

**AKTUELLE THEMEN IN
BODENMECHANIK UND
GRUNDBAU**

DRESDEN 2009

Mitteilungen – Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. I. Herle

© Institut für Geotechnik – TU Dresden – 2009

Bei Vervielfältigungen und Übersetzungen wird um Quellenangabe gebeten.

Briefanschrift:

Institut für Geotechnik

TU Dresden

01062 Dresden

Besucheradresse:

Neuffer-Bau

George-Bähr-Strae 1

01069 Dresden

Telefon: 03 51/46 33 42 48

Fax: 03 51/46 33 41 31

E-Mail: geotechnik@mailbox.tu-dresden.de

Vorwort des Herausgebers

Die Überschrift für das Ohde-Kolloquium 2009 – *Aktuelle Themen in Bodenmechanik und Grundbau* – spricht ein breites Feld von Fachthemen an und kann auch als eine Art Umfrage nach derzeitigen Schwerpunkten in der geotechnischen Forschung und Praxis betrachtet werden. Es zeigt sich, dass manche Fragestellungen von dauerhaftem Interesse sind. Dazu gehören in erster Linie Prognosen für die Baugrund-Bauwerk-Wechselwirkung, insbesondere die Berechnungen von Verbauwandverformungen und des Verhaltens von Pfählen. Im ersten Fall benötigt die praxisübliche Wandstatik vor allem einen realistischen Erddruckansatz (den es in diesem Sinne vielleicht gar nicht gibt), im zweiten Fall werden dringend Methoden für die Vorhersage des Pfahlverhaltens auf der Basis von Boden- und Pfahleigenschaften gesucht. Unerlässlich sind auch Modellversuche und Feldmessungen, da nur mit deren Hilfe eine kritische Bewertung von Prognosen möglich ist. Der Beitrag zum Normenhandbuch EC7-1 und DIN 1054 erläutert dabei den Rahmen, in welchem sich die meisten geotechnischen Berechnungen abspielen sollten.

Ein zweites, stark vertretenes Themengebiet bilden Berechnungsverfahren für die Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen. Unisono wird festgestellt, dass vor allem die Nichtlinearität der Spannungsgrenzbedingung berücksichtigt werden muss, um solche Nachweise zuverlässig durchführen zu können. Neue, dafür geeignete numerische Verfahren werden jedoch gebraucht.

Andere Beiträge im vorliegenden Heft behandeln eine Vielfalt von weiteren bedeutenden Problemstellungen, wie z.B. Verbundverhalten von Boden und Geokunststoff, Suffosion in grobkörnigen Böden oder Sackungen im Erdbau. Eine begrenzte Anzahl von Autoren schränkt aber die Auswahl an Themen ein, die in diesem Heft erscheinen konnten. Die Mannigfaltigkeit von forschungs- und praxisrelevanten Themen ist selbstverständlich unbegrenzt.

Dresden, im November 2009

Ivo Herle

Inhaltsverzeichnis

Bodenverhalten

Erddruck bei zyklischen Wandbewegungen	1
<i>A. Winkler</i>	
Ein effizientes experimentelles Verfahren zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen	17
<i>N. Tamaskovics, H. Klapperich</i>	
Erdbau mit locker gelagerten Böden - Probleme, Kennwerte, Untersuchungsmethoden	33
<i>J. Engel, S. Al-Akel, C. Lauer</i>	
Bodendynamische Eigenschaften weicher organischer Böden	47
<i>D. Wegener</i>	
Numerische und experimentelle Untersuchungen zur Suffosion	67
<i>O. Semar, K. J. Witt</i>	

Geotechnische Nachweise

Das Normenhandbuch zu DIN EN 1997-1 und DIN 1054	81
<i>B. Schuppener</i>	
Standstabilitätsberechnungen von Böschungen mit der φ/c -Reduktion	101
<i>M. Kupka</i>	
Standstabilitäts- und FE-Berechnungen bei der RWE Power AG	119
<i>Ch. Karcher, D. Dahmen</i>	
Weserschleuse Minden - Nachweis der Standstabilität der Baugrubenböschung unter Berücksichtigung des Hoek-Brown Versagenskriteriums	127
<i>R. Kauther, T. Benz</i>	
Böschungen, ertüchtigt durch Erdbetonstützscheiben - 3D Standstabilitätsberechnungen nach der FE-Methode	147
<i>C. Reinhold, W. Kudla</i>	

Fallbeispiele

Geotechnische Aspekte bei Ausbau und Instandsetzung innerstädtischer Wasserstraßen	167
<i>F. P. Eißfeld</i>	
Scherkondetalbrücke – Untersuchungen zum Interaktionsverhalten zwischen Brückenwiderlager und Anschlussdamm	179
<i>P.-A v. Wolffersdorff, A. Koletzko, S. Rosner, S. Marx</i>	
Erfahrungen bei der Berechnung und Messung von Verbauwandverformungen tiefer Trogbaugruben	201
<i>T. Brand</i>	
Zur Prognose der Gebrauchstauglichkeit von Gründungen mit Pfählen, – Rechnung versus Erfahrung	217
<i>T. Richter</i>	
Gründungsdesign der Lagos Osborne Bridge in Lagos, Nigeria	237
<i>F. Unold, R. Cudmani</i>	

Erddruck bei zyklischen Wandbewegungen

Andreas Winkler, Institut für Geotechnik, TU Dresden

Kurzfassung *Viele Bauwerke führen zyklische Wandbewegungen aus, u.a. Kellerwände, Schleusenammerwände und Brückenwiderlager. Bei der praktischen Erddruckberechnung wird dieser Einfluss nur selten berücksichtigt. Am Institut für Geotechnik wurden großmaßstäbliche Versuche zum Erddruck mit zyklischen Wandbewegungen unter Verwendung von Blähton durchgeführt. Weitere Versuche erfolgten im Rahmen von Voruntersuchungen mit einem natürlich vorhandenen Boden, einem Sand. Es werden erste Versuchsergebnisse vorgestellt und ein Ausblick auf die geplanten weiteren Untersuchungen gegeben.*

1 Einleitung

Zyklische Wandbewegungen treten bei vielen Bauwerken auf, u.a. bei Schleusenammerwänden infolge Befüllens und Entleerens, bei Brückenwiderlagern infolge wechselnder Verkehrsbelastungen und Temperaturschwankungen. Aber auch Kellerwände können zyklische Bewegungen infolge temperaturbedingter Längenänderungen des Bauwerks ausführen. In der Praxis wird der Einfluss zyklischer Wandbewegungen auf den Erddruck nur sehr selten beachtet. Besonders der Einsatz fugenloser Brücken, auch als Integralbrücken bezeichnet, und die damit verbundenen zyklischen Widerlagerverschiebungen haben im letzten Jahrzehnt das Interesse an entsprechenden Untersuchungen zum Erddruck wieder geweckt.

Das Institut für Geotechnik der TU Dresden besitzt einen großmaßstäblichen Modellversuchsstand. Im Zeitraum von 1992 bis 2003 wurden umfangreiche Versuche zur Untersuchung der Mobilisierung des passiven Erddrucks bei monotoner Wandbewegung durchgeführt. Im Jahr 2006 wurden in diesem Versuchsstand erstmals Versuche mit zyklischen Wandbewegungen unter Verwendung von Blähton vorgenommen [1]. Dies ist ein unter hohen Temperaturen gesinterter Ton, dessen Eignung als Hinterfüllmaterial von Schleusenbauwerken untersucht werden sollte. Dieses Versuchsmaterial weist gegenüber natürlichem Boden zahlreiche Besonderheiten auf, u.a. sehr große Korngröße, hoher Reibungswinkel und geringes Eigengewicht. Zur weiteren Untersuchung der Erddruckmobilisierung bei zyklischen Wandbewegungen wurde deshalb wieder ein trockener Sand ausgewählt, der bereits bei den Versuchen mit monotoner Bewegung zum Einsatz kam.

2 Wesentliche Besonderheiten zyklischer versus monotoner Wandbewegungen

2.1 Mobilisierung des Erddrucks

Bei monotonen Wandbewegungen kommt es ausgehend von einem Ausgangserddruck E_A , der bedingt durch den Einbau des Materials i.d.R. nicht dem Erdruchdruck entspricht, bei ausreichend großer Wandbewegung zu einer stetigen Zunahme bis zum Erreichen des passiven Erddrucks E_p bzw. Abnahme bis zur Aktivierung des aktiven Erddrucks E_a bei entgegengesetzt gerichteter Wandbewegung.

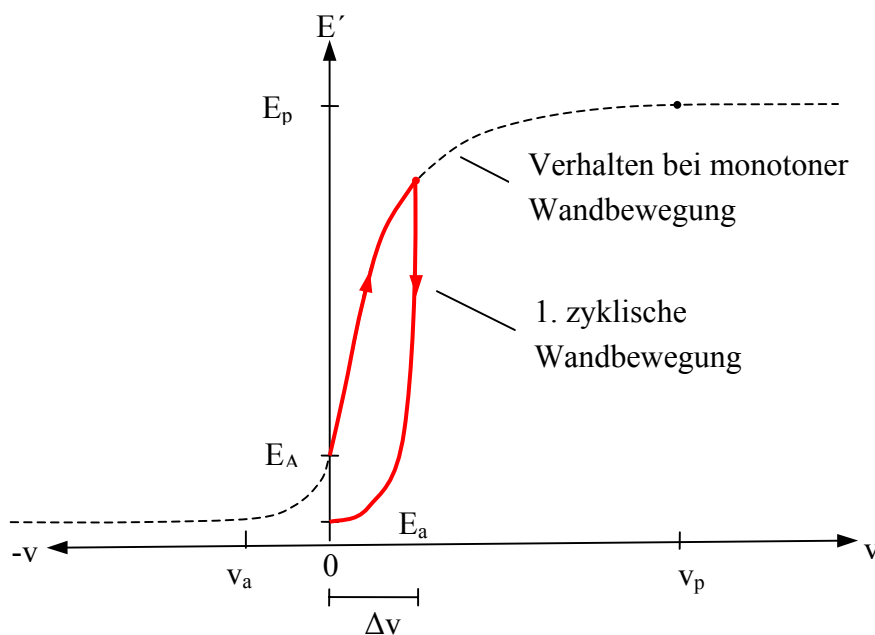


Abbildung 1: Vergleich zwischen monotoner und zyklischer Wandbewegung (1. Zyklus) bei der Mobilisierung des Erddrucks

Bei zyklischen Wandbewegungen, die in praxisrelevanten Fällen auftreten, erfolgt i.d.R. nur eine Teilmobilisierung des passiven Erddrucks, während bei einer entgegengesetzt gerichteten Bewegung meistens schon der aktive Erddruck mobilisiert wird. Dies liegt an der kleinen erforderlichen Verschiebung zur Mobilisierung des aktiven Bruchzustandes. Bei Bewegungsumkehr erfolgt somit ausgehend von einem verminderten passiven Erddruck eine starke Verringerung des Erddrucks oft bis zum aktiven Erddruck.

Der Neigungswinkel der Erddruckkraft ändert sich ständig während der Mobilisierung, wobei sich zusätzlich bei zyklischen Wandbewegungen nach Umkehr der Wandbewegungsrichtung auch die Richtung der Tangentialkomponente der Erddruckkraft ändert.

2.2 Verformungen an der Geländeoberfläche

Bei einer Bewegung der Wand gegen den Boden wird ein zunehmend größerer Bodenbereich in Anspruch genommen, dessen Ausdehnung sich bei gleicher Zyklenzahl mit wachsender Wandbewegungsamplitude vergrößert. Dabei kommt es an der Geländeoberfläche zu Hebungen. Der Boden hinter der Wand wird bei lockerer bis mitteldichter Lagerung im Ausgangszustand mit zunehmender Zyklenzahl verdichtet. Die Zunahme erfolgt degressiv.

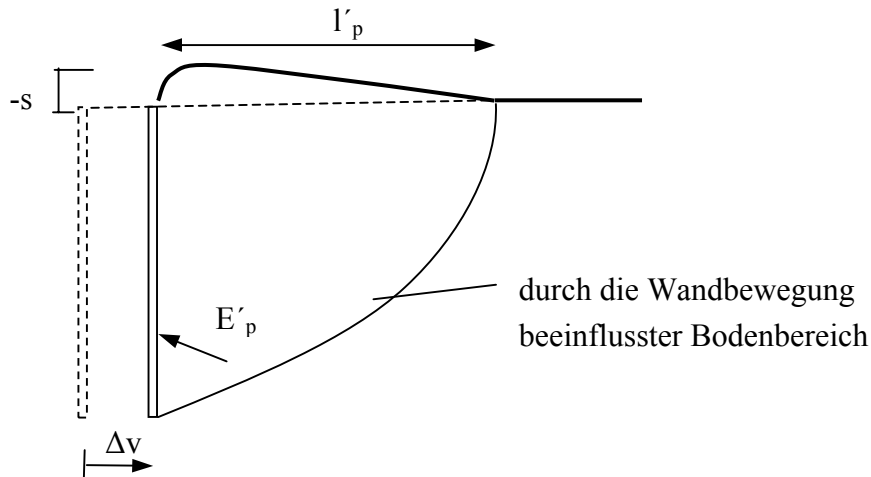


Abbildung 2: Bewegung der Wand gegen den Boden

Bei Umkehr der Wandbewegungsrichtung erfolgt i.d.R. die Ausbildung des aktiven Bruchkörpers, der innerhalb des zuvor in Anspruch genommenen Bodenbereiches liegt. Unmittelbar hinter der Wand erfolgen Setzungen an der Geländeoberfläche. Der Boden wird aufgelockert.

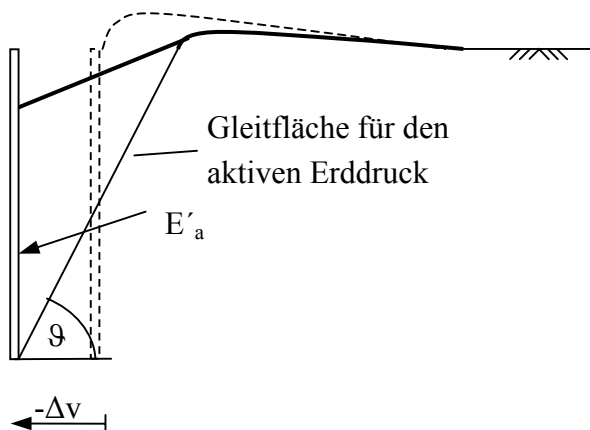


Abbildung 3: Bewegung der Wand vom Boden weg

Der Boden hinter der Wand unterliegt somit permanenten Veränderungen zwischen Auflockerung und Verdichtung sowie Setzung und Hebung.

2.3 Weitere Besonderheit

Bei größeren Wandbewegungsamplituden und entsprechender Zyklanzahl kann es unmittelbar hinter der Wand in hochbelasteten Bereichen zur Veränderung der Granulometrie kommen. Bei den eigenen Versuchen wurde dies besonders beim Versuchsmaterial Blähton beobachtet.

3 Großmaßstäblicher Versuchsstand

3.1 Geometrie



Abb. 4: Ansicht des Versuchsstandes mit Antriebstechnik

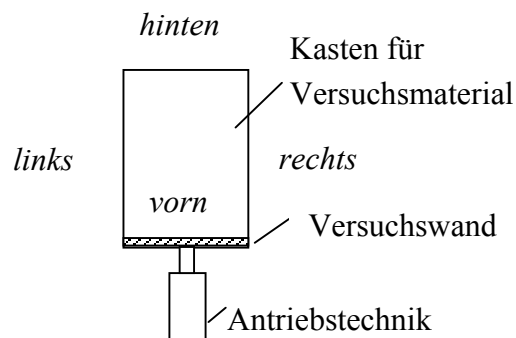


Abb. 5: Grundriss Versuchsstand und Lage-
definition

Die Länge des Versuchstandes variiert in Abhängigkeit der Ausgangslage der Messwand. Für die durchgeführten Versuche ergab sich die Länge zu $l = 3023 \text{ mm}$. Die Breite des Standes ist konstant mit $b = 990 \text{ mm}$. Die Höhe des Standes ist abhängig von der eingesetzten Messwand (siehe folgenden Abschn.).

3.2 Aufbau der Versuchswand

Die Versuchswand besteht aus einer unverschieblichen Wand im unteren Teil und drei verschiebbaren Teilwänden im oberen Bereich.

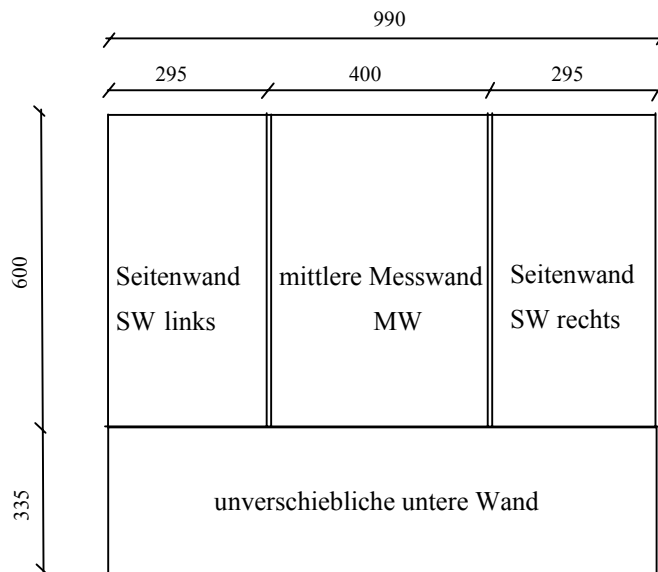


Abbildung 6: Ansicht der Versuchswand

Die oberen verschiebbaren drei Teilwände untergliedern sich in eine 40 cm breite Mittelwand und zwei etwa 30 cm breite Seitenwände. Diese Unterteilung wurde gewählt, damit die Messungen an der Mittelwand möglichst wenig durch die Reibung des Versuchsmaterials an den Seitenwänden des Versuchstandes beeinflusst werden. Die rechte Seitenwand besitzt die gleiche Anordnung der Messaufnehmer wie die Mittelwand. Die Messungen an der Seitenwand dienen zur Abschätzung des Einflusses der Seitenreibung und zur Überprüfung der Plausibilität von eventuell ungewöhnlichen Messergebnissen an der mittleren Messwand.

3.3 Möglichkeiten zur Steuerung der Wand

3.3.1 Wandbewegungsarten

Die verschiebbare Wand kann folgende Bewegungsarten ausführen:

- horizontale parallele Verschiebung
- ausschließliche Verdrehung um den Kopf- oder Fußpunkt
- kombinierte Bewegung aus Parallelverschiebung und Verdrehung.

3.3.2 Steuerungsarten der Wand

Prinzipiell kann bei der Wandbewegung zwischen einer kraft –und verformungsgesteuerten Art unterschieden werden. Die bisherige Trennung zwischen Antriebssteuerung und Messwertaufnahme an der Wand erlaubte nur eine verformungsgesteuerte Wandbewegung, d.h. der Vorschub der Wand je Zyklus wurde vorgeben. Es ist jedoch auch möglich, eine beliebige Variation der Amplitude je Zyklus vorzunehmen.

Der derzeitige Umbau der Versuchssteuerung wird künftig auch eine kraftgesteuerte Wandbewegung ermöglichen. Interessant ist dies z.B. bei Schleusenammerwänden, wo

infolge Entleerens und Befüllens der Schleuse i.d.R. eine konstante Kraftamplitude auf die Wand einwirkt.

Die Ansteuerung erfolgt über zwei Stellmotoren, wobei ein Motor der Parallelverschiebung dient und der Andere der Drehbewegung. Die Wand kann gezielt in beide Richtungen bewegt werden. Der horizontale Verschiebungsweg kann bis zu 180 mm betragen.

Die Wand kann mit einer wählbaren Vorschubgeschwindigkeit bewegt werden. Die Geschwindigkeit kann dabei während des Versuches beliebig verändert werden. Zunächst wurde jedoch für den gesamten Versuch eine konstante Geschwindigkeit gewählt.

3.4 Messtechnik

Die in der Mitte liegende Messwand und die rechte Seitenwand sind jeweils mit drei normal zur Wand angeordneten Kraftaufnehmern (A, B, C) und (F, G, H) instrumentiert, die in speziellen Kalotten aufgelagert sind. In der linken Seitenwand befinden sich Distanzstifte anstelle der normal zur Wand liegenden Aufnehmer in den Kalotten.

Über jeweils zwei Kraftmessdosen (D, E) und (I, K) an der Oberkante der mittleren Messwand und rechten Seitenwand werden die tangentialen Kräfte gemessen.

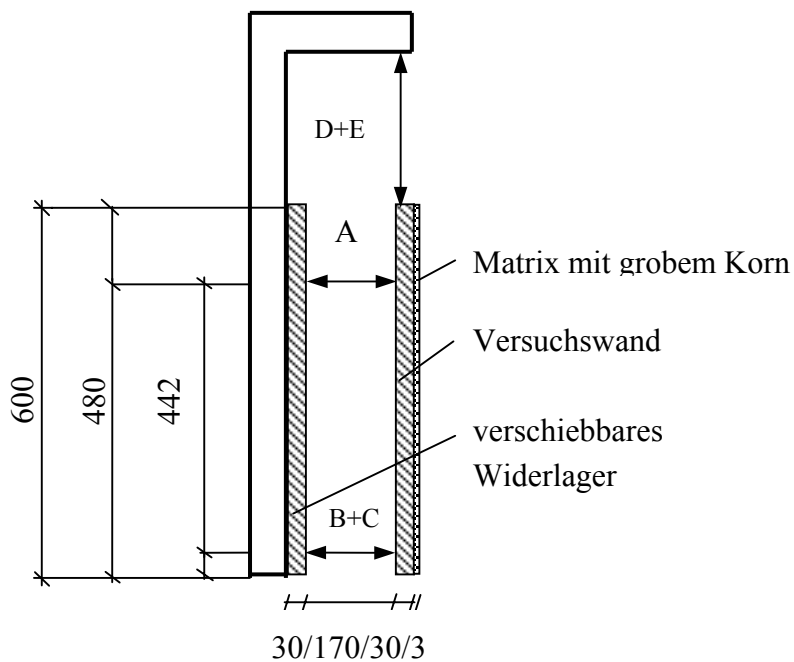


Abbildung 7: Seitenansicht der mittleren Messwand mit Aufnehmern

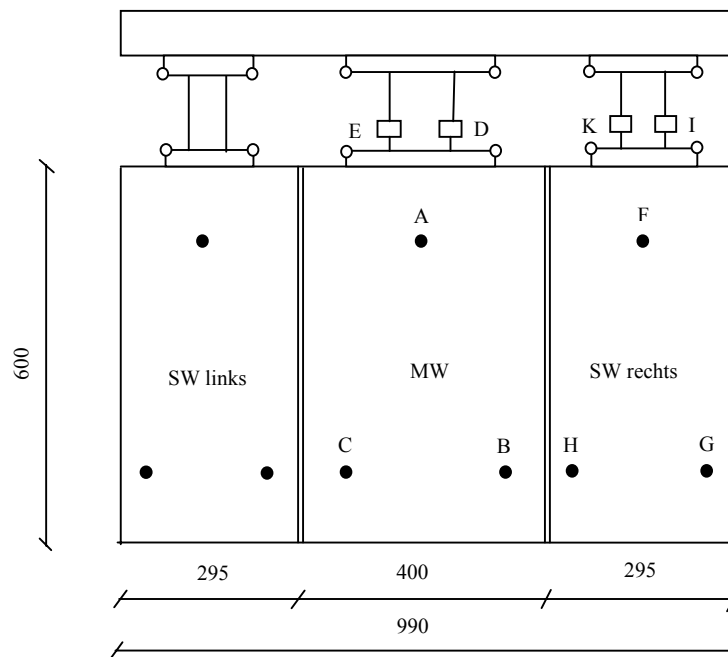


Abbildung 8: Seitenansicht der mittleren Messwand mit Aufnehmern

3.5 Einbau des Versuchsmaterials

Priorität für die Auswahl des Einbauverfahrens hatte die Reproduzierbarkeit und gleichmäßige Verteilung der Lagerungsdichte innerhalb des Versuchsstandes. Der Sand wurde zunächst aus einem Container in mit dem Kran verfahrbare Trichter verfüllt. Nach dem Transport zum Einbauort wurde der Sand aus einer konstanten Höhe über der sich ausbildenden Versuchsoberfläche eingerieselt, um eine gleichmäßige Lagerungsdichte im Einbauzustand zu gewährleisten.

4 Versuchsergebnisse

Im Rahmen von Voruntersuchungen liegen für Sand erste Versuchsergebnisse vor. Es werden für zwei ausgewählte Versuche (Versuch 04 und 05) Ergebnisse vorgestellt.

4.1 Versuchsparameter

Die Versuche wurden mit trockenem Sand durchgeführt. Nach dem Einbau besaß das Versuchsmaterial folgende Parameter.

Tabelle 1: Übersicht zu den Versuchsparametern

Versuch	04	05
Lagerungsindex D	0,587	0,553
Porenzahl e	0,58	0,59
Wichte γ in kN/m^3	16,52	16,40
Anzahl der zyklischen Wandbewegungen	200	100
Amplitude der Wandbewegung in mm	3	3
Vorschubgeschwindigkeit der Wand in mm/min	1	0,4

Die Einbaudichte des Sandes ist für beide Versuche nahezu gleich groß.

Die Versuchswand wurde beim 1. Zyklus zunächst 3 mm gegen den Boden bewegt und danach wieder in die Ausgangsstellung zurückgebracht. Dieser Vorgang wurde zyklisch wiederholt.

Die Wand wurde parallel verschoben. Die Vorschubgeschwindigkeit der Wand war für den gesamten Versuch jeweils konstant. Bei Bewegungsumkehr ergab sich aus technischen Gründen eine Stillstandszeit der Wand.

Für die Versuche wurde eine raue Wandoberfläche benutzt. Dazu wurde die polierte Wandoberfläche mit einer Matrix aus in Kunststoff eingebetteten groben Korns beklebt.

4.2 Veränderung der Oberflächengeometrie

Besonders bei größeren Wandbewegungsamplituden kommt es ohne Gegenmaßnahmen mit zunehmender Zyklanzahl zu einer wesentlichen Veränderung der Oberflächengeometrie gegenüber der horizontalen Ausgangslage. Die Versuchsauswertung wird damit wesentlich erschwert, da u.a. die Hinterfüllhöhe der Wand ständig kleiner wird. Eine Möglichkeit dies zu vermeiden besteht darin, dass nach jedem Versuchszyklus die Geometrie der Geländeoberfläche erfaßt wird. In Abhängigkeit von zu Versuchsbeginn festgelegten Grenzwerten bezüglich der horizontalen Lage wird bei deren Überschreitung Material an der Geländeoberfläche nachgefüllt oder entnommen. Diese Vorgehensweise wurde bei den durchgeführten Versuchen gewählt. Damit ist die Hinterfüllhöhe der Wand während der gesamten Versuchsdauer näherungsweise konstant.

4.3 Erddruckkraft

4.3.1 Normalkomponente

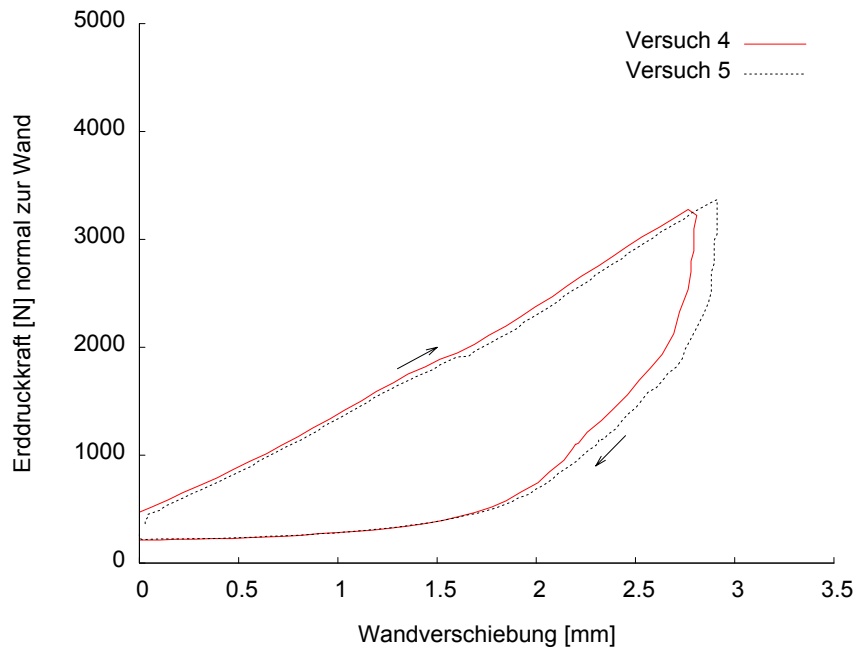


Abbildung 9: Mobilisierung der Erddruckkraft [N] normal zur Wand beim 2. Zyklus

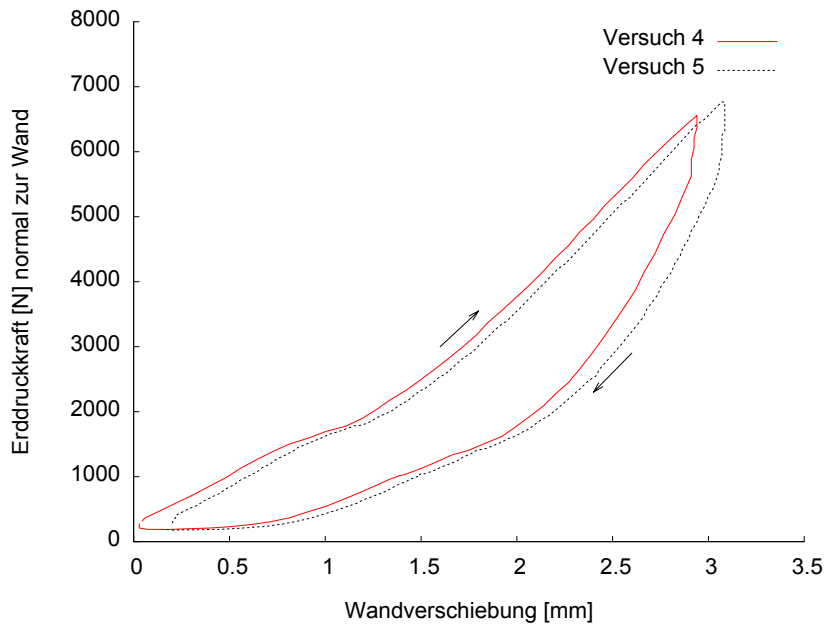


Abbildung 10: Mobilisierung der Erddruckkraft [N] normal zur Wand beim 100. Zyklus

In den Abb.9 und Abb.10 wird die Mobilisierung der Erddruckkraft normal zu Wand im 2. und 100. Zyklus gegenübergestellt. Bei einer Bewegung gegen den Boden kommt es beim 2. Zyklus zunächst fast zu einem linearen Anstieg der Erddruckkraft, während beim 100. Zyklus eine überproportionale Zunahme erfolgt. Der bei steigender Wandverschiebung aktivierte verminderte passive Erddruck liegt bis auf sehr kleine Wandverschiebungen im 100. Zyklus über denen im 2. Zyklus.

Nach Bewegungsumkehr erfolgt ein rascher Abfall der Erddruckkraft, die beim 2. Zyklus nach ungefähr 2 mm und beim 100. Zyklus nach ca. 2,5 mm ihr Minimum erreicht. Die Grenzverschiebung zur Aktivierung des aktiven Erddrucks bei monotonen Wandbewegungen ist nicht zum Vergleich geeignet, da bei den durchgeführten Versuchen eine Bewegung der Wand von einem verminderten passiven Erddruck zu einem Minima der Erddruckkraft erfolgte. Die notwendige Verschiebung beträgt bei der gewählten Wandbewegungsamplitude ca. 1/400 der Wandhöhe im 100. Zyklus.

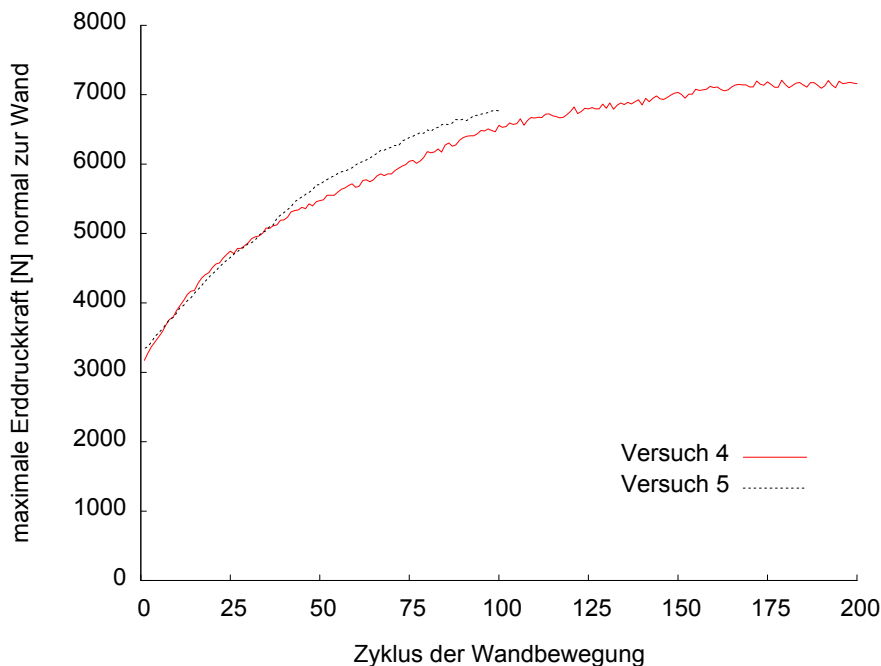


Abbildung 11: Maximale normale Erddruckkraft [N] bei Bewegung der Wand gegen den Boden in Abhängigkeit der Zyklenzahl

Abb. 11 zeigt die unterproportionale Zunahme der maximalen Erddruckkraft normal zur Wand mit steigender Zyklenzahl. Nach ca. 175 Zyklen im 4. Versuch erfolgt nur noch eine geringfügige Zunahme der Erddruckkraft.

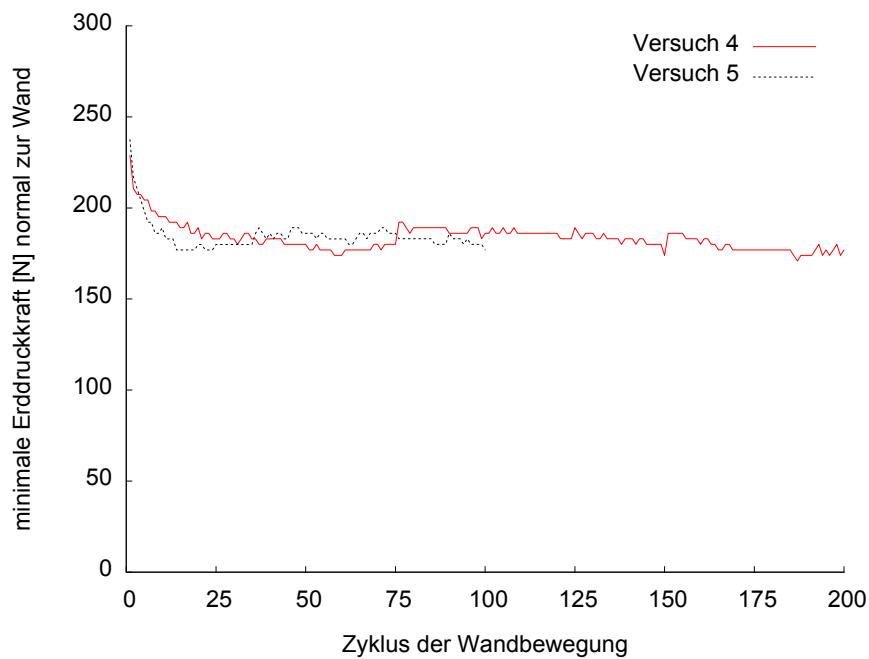


Abbildung 12: Minimale normale Erddruckkraft [N] bei Bewegung der Wand vom Boden weg in Abhängigkeit der Zyklenanzahl

Die Verringerung der minimalen Erddruckkraft normal zur Wand ist in Abb.12 dargestellt. In den ersten 25 Zyklen kommt es zu einem starken Abfall der Erddruckkraft mit wachsender Zyklenanzahl. Danach bleibt die Kraft nahezu konstant.

4.3.2 Tangentialkomponente

Die Richtung der nach unten wirkenden Tangentialkraft ist positiv definiert.

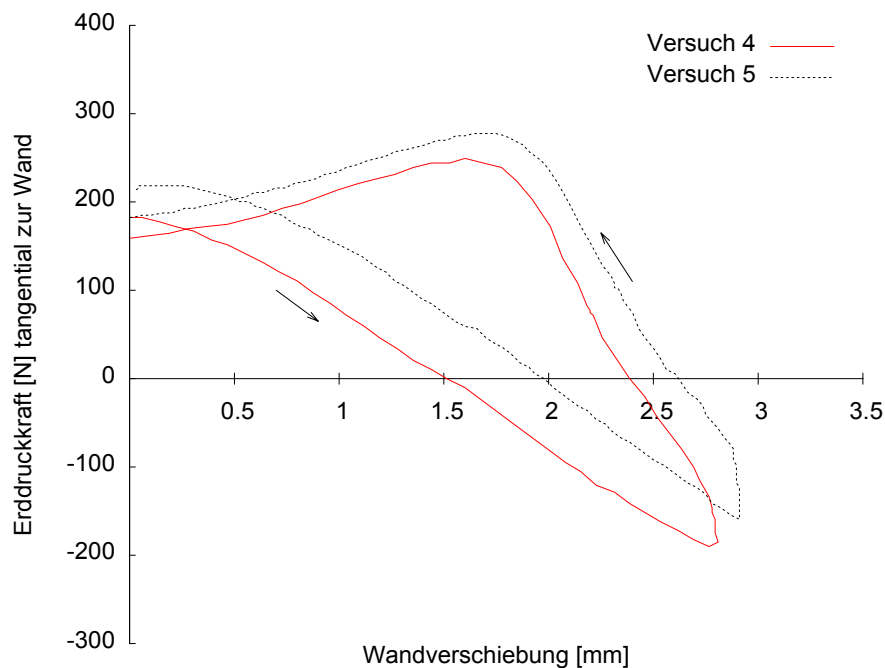


Abb. 13: Mobilisierung der Erddruckkraft [N] tangential zur Wand beim 2. Zyklus

Abb. 13 zeigt die Mobilisierung der Erddruckkraft tangential zur Wand für den 2. Zyklus. Im Ausgangszustand ist die Kraft nach unten gerichtet. Bei Bewegung der Wand gegen den Boden erfolgt ein Wechsel der Richtung der Tangentialkomponente. Die Kraft verringert sich annähernd linear. Nach der Bewegungsumkehr der Wand kommt es zu einem starken Anstieg der Kraft mit zunehmender Verschiebung und nach Erreichen eines Maximums zu einem leichten Abfall.

Dies kann im 100. Zyklus nicht beobachtet werden (siehe Abb.14). Im Unterschied zum 2. Zyklus wird eine betragsmäßig viel größere Tangentialkomponente mobilisiert. Die Abnahme der Kraft bei Bewegung der Wand vom Boden weg und die Zunahme der Kraft bei Verschiebung zum Boden hin erfolgt fast linear.

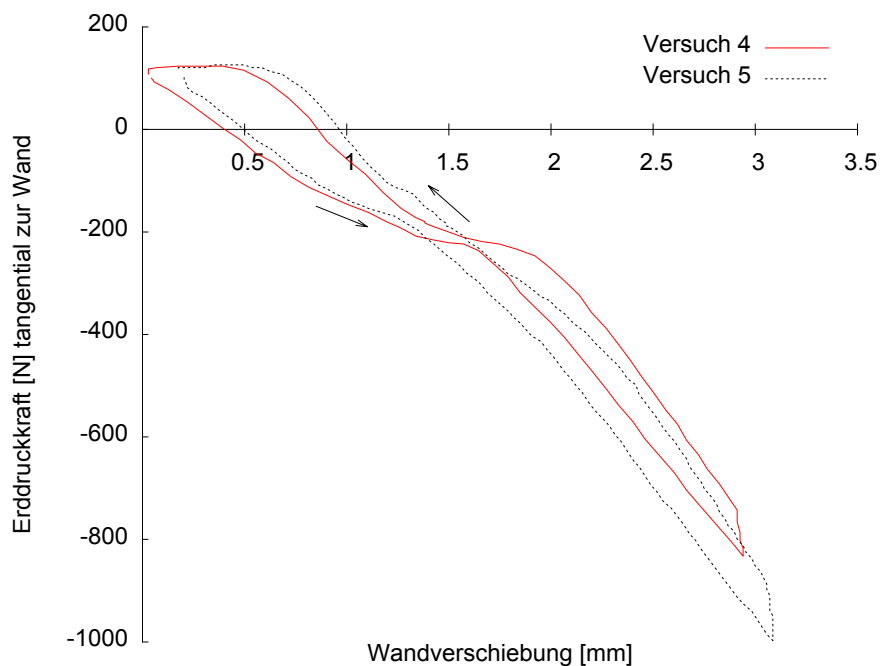


Abbildung 14: Mobilisierung der Erddruckkraft [N] tangential zur Wand beim 100. Zyklus

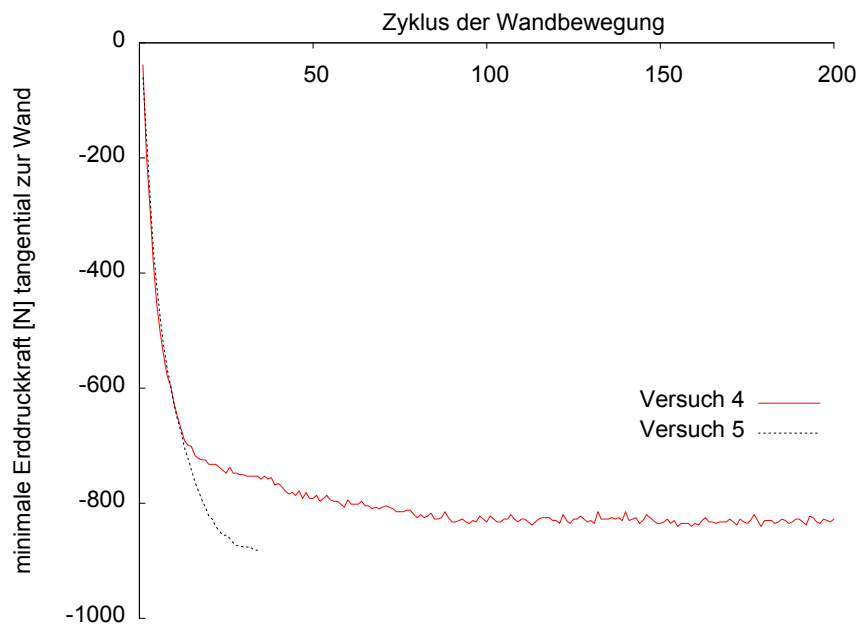


Abbildung 15: Maximale tangentielle Erddruckkraft [N] bei Bewegung der Wand gegen den Boden in Abhängigkeit der Zyklanzahl

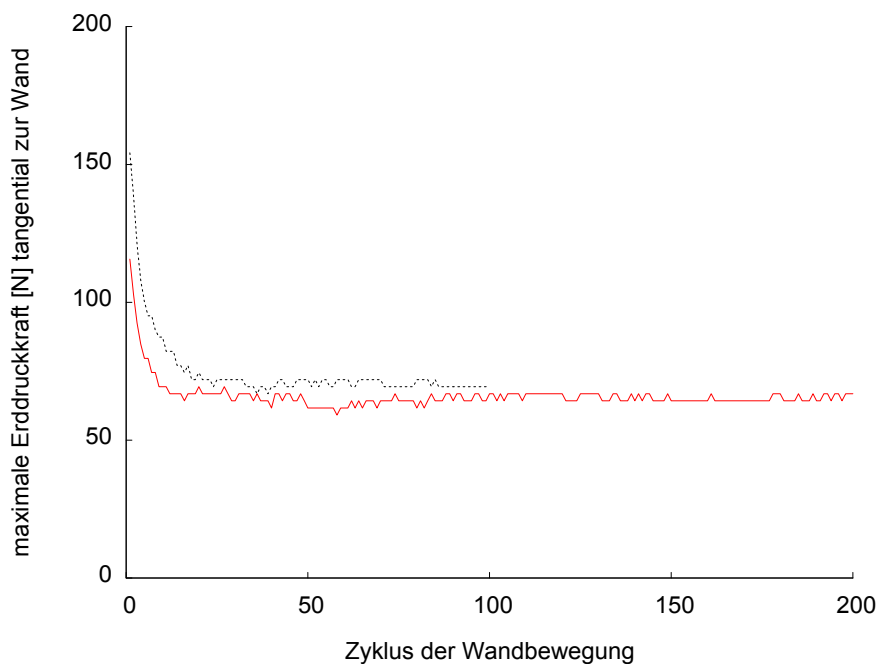


Abbildung 16: Minimale tangentielle Erddruckkraft [N] bei Bewegung der Wand vom Boden weg in Abhängigkeit der Zyklanzahl

Abb. 15 und 16 zeigen die Abnahme der minimalen und maximalen Erddruckkraft tangential zur Wand mit steigender Zyklanzahl. Innerhalb der ersten 25 Zyklen erfolgt eine besonders große Abnahme der Kraft.

4.3.3 Neigung der Erddruckkraft

Die Richtungsdefinition des Neigungswinkels der Erddruckkraft wurde entsprechend DIN 4085 gewählt.

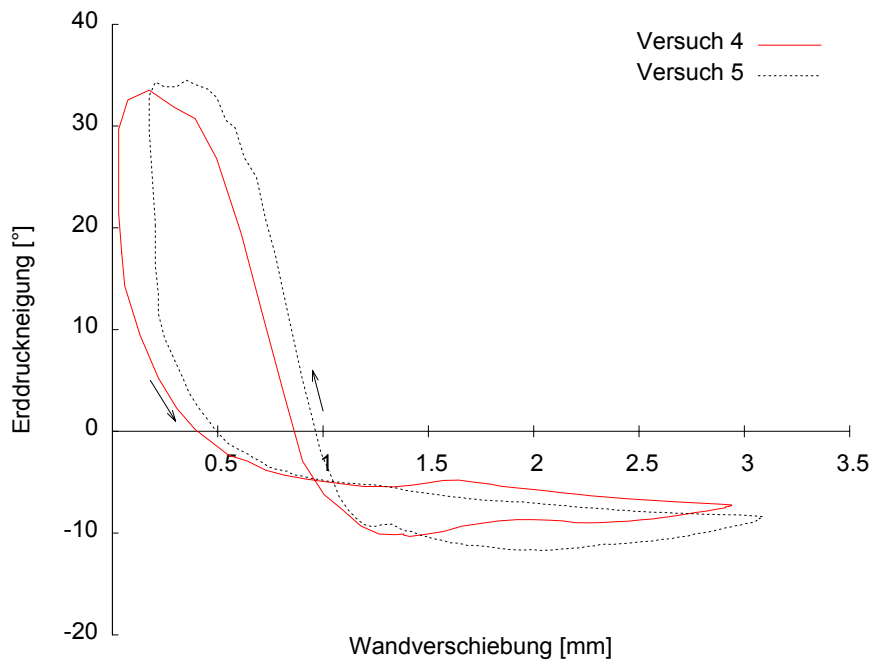


Abbildung 17: Mobilisierung des Erddruckneigungswinkels beim 100. Zyklus

Die Mobilisierung des Neigungswinkels der Erddruckkraft wird in Abb. 17 für den 100. Zyklus gezeigt. Der Winkel schwankt zwischen -10° bei Bewegung der Wand gegen den Boden und 30° bei einer Wandbewegung vom Boden weg.

5 Zusammenfassung

5.1 Versuchsergebnisse

Die bisherigen Voruntersuchungen zeigen, dass das Mobilisierungsverhalten des Erddrucks bei zyklischen Wandbewegungen wesentlich von der Größe der Wandbewegungsamplitude und der Anzahl der vorausgegangenen Verschiebungszyklen abhängig ist. Bei einer Bewegung gegen den Boden nimmt die mobilisierte Erddruckkraft mit zunehmender Zyklanzahl unterproportional zu.

5.2 Ausblick

Die eigenen Voruntersuchungen mit unterschiedlich großen Wandbewegungsamplituden ergaben, dass für eine gleich hohe Mobilisierung des Erddrucks bei kleinen Wandbewegungsamplituden mehr Bewegungszyklen erforderlich sind als bei größeren Amplituden. Der Zusammenhang zwischen Größe der Wandbewegungsamplitude und erforderlicher Zyklanzahl ist nichtlinear. Eine funktionelle Beschreibung liegt dafür bisher noch nicht vor. Interessant ist, ob es eine untere Grenze der Wandbewegungsamplitude gibt (z.B. eine Wandverschiebung kleiner $1/1000$ der Wandhöhe) ab der das Mobilisierungsverhalten des Erddrucks nicht mehr von der Zyklanzahl beeinflusst wird, d.h. der Erddruck annähernd konstant bleibt. Einige Forscher vermuten dies. Andererseits ist es jedoch auch denkbar, dass die erforderliche Zyklanzahl exponentiell ansteigt, d.h. dass nach entsprechend vielen Zyklen doch ein Einfluss auf die Mobilisierung des Erddrucks feststellbar ist.

Ein weiterer interessanter Punkt bei den Untersuchungen wird sein, inwieweit kleine zyklische Wandbewegungen das Mobilisierungsverhalten beim passiven Erddruck beeinflussen. Nach vielen Wandbewegungen mit kleinen Verschiebungsamplituden soll unmittelbar eine große Wandbewegung bis zur Aktivierung des Bruchzustandes erfolgen. Dabei soll besonders der Aspekt untersucht werden, inwieweit der Boden ein „Erinnerungsvermögen“ aus den vorangegangenen Einwirkungen besitzt. Voruntersuchungen zeigen, dass das Mobilisierungsverhalten wesentlich beeinflusst wird.

In der Praxis gibt es kaum zyklische Bauwerksbewegungen, die ununterbrochen mit konstanter Wandbewegungsamplitude erfolgen. In weiteren Versuchen soll untersucht werden, ob es z.B. bei längeren Pausen nach der Bewegungsumkehr zu Veränderungen des Erddrucks kommt und inwieweit dadurch das weitere Mobilisierungsverhalten des Erddrucks beeinflusst wird.

Untersuchungen zur Mobilisierung des Erddrucks bei zyklischen Wandbewegungen stellen sehr hohe Anforderungen bei der Durchführung der Versuche. Die langwierigen Versuche erfordern u.a. einen sehr hohen personellen Aufwand, sehr sorgfältige Versuchsdurchführung, Zuverlässigkeit und Robustheit der verwendeten Technik. Auch numerische Untersuchungen bei zyklischen Wandbewegungen sind sehr anspruchsvoll, besonders wenn die ständigen

Änderungen der Bodeneigenschaften und der geometrischen Randbedingungen während des Versuchs berücksichtigt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] WINKLER, A.; HERLE, I.: Modellversuche mit Blähton zum Erddruck bei zyklischen Wandbewegungen. In: *OHDE-Kolloquium 2007*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 4, 1997, S. 73-82
- [2] NG, C; SPRINGMAN, S.; NORRISH, A.: Soil-Structure Interaction of Spread-Base Integral Bridge Abutments. In: *Soil and Foundations* 38 (1998), Nr. 1, S. 145-162
- [3] VOGT, N.: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. In: *Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart*, Heft 5, 1976

Ein effizientes experimentelles Verfahren zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen

N. Tamáskovics & H. Klapperich

TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik

Gustav-Zeuner-Straße 1, D-09599 Freiberg

Kurzfassung: *Die korrekte Erfassung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen ist eine wichtige Fragestellung für die erforderliche Nachweisführung. In einer Serie von Versuchen mit dem Interaktionsprüfgerät des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg wurde das Verbundverhalten eines hochfesten Geogitters und eines hochfesten Geotextilgewebes in einem bindigen Lockergestein ohne Vergütung sowie mit Kalk- und Zementvergütung systematisch untersucht. Zur Optimierung des versuchstechnischen Aufwandes wurde ein effizientes experimentelles Verfahren durch Anwendung der Mehrstufentechnik bei der Durchführung von Versuchen im Großrahmenschergerät entwickelt und erfolgreich erprobt. Aus den Ergebnissen konnten grundlegende Erkenntnisse zum Verbundverhalten der untersuchten Geokunststoffe im verwendeten bindigen Lockergestein abgeleitet werden.*

1 Einleitung

Beim Einsatz von Geokunststoffen ist der Bedarf an Lockergesteinen als Baumaterial ein wichtiger Kostenfaktor. Bei der Errichtung von Bauwerken mit Geokunststoffbewehrung werden zunehmend auch Lockergesteine interessant und in das Bauwerk eingebaut, die auf der Baustelle natürlich anstehen und deren Verwendung einen Bodenaustausch vermeiden lässt. Ungünstige mechanische Eigenschaften lassen sich durch eine künstliche Vergütung verbessern. Zum Verbundverhalten von diversen Geokunststoffen in vorwiegend bindigen Lockergesteinen ohne sowie mit Bindemittelzugabe ist der gegenwärtige Erkenntnisstand unzufriedenstellend. Die quantitative Bewertung des Verbundverhaltens im Rahmen der praktischen Projektvorbereitung wird durch den hohen experimentellen Aufwand erschwert.

In einer umfangreichen Versuchsserie mit dem Interaktionsprüfgerät (IPG) des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg wurde das Verbundverhalten von einem hochfesten Geogitter und eines hochfesten Geotextilgewebes in einem bindigen Lockergestein ohne Vergütung sowie mit Kalk- und Zementvergütung systematisch untersucht. Zu den Untersuchungen wurde ein geeignetes bindiges Lockergestein (Rotliegendes I aus dem Großraum der Stadt Chem-

Eigenschaft:	Zeichen:	Maßeinheit:	Versuchsergebnis:		
			Rotliegendes I	Rotliegendes IB	Rotliegendes III
Korndichte	ρ_s	$[kg/m^3]$	2757	~ 2757	2775
Ausrollgrenze	w_P	[1]	0,2916	0,2850	0,2328
Fließgrenze	w_L	[1]	0,5313	0,5702	0,3320
Plastizitätszahl	I_P	[1]	0,2397	0,2852	0,0892
Lockergestein ohne Zuschlagstoff:					
Optimaler Wassergehalt	w_{opt}	[1]	0,1830	0,1922	0,1010
Proctordichte	ρ_{Pr}	$[kg/m^3]$	1695	1714	2020
Lockergestein mit 6% Massenprozent Kalk auf die Trockenmasse:					
Optimaler Wassergehalt	w_{opt}	[1]	0,2040	-	0,1162
Proctordichte	ρ_{Pr}	$[kg/m^3]$	1571	-	1832
Lockergestein mit 6% Massenprozent Zement auf die Trockenmasse:					
Optimaler Wassergehalt	w_{opt}	[1]	0,2050	-	-
Proctordichte	ρ_{Pr}	$[kg/m^3]$	1612	-	-

Tabelle 1: **Ergebnis der bodenphysikalischen Untersuchungen am Rotliegenden III, I und IB**

nitz) ausgewählt, an dem zunächst vorbereitende bodenphysikalische Untersuchungen durchgeführt wurden. Ausgehend von den Ergebnissen wurden die bodenmechanischen Bedingungen für die folgenden Interaktionsversuche formuliert. Die vorliegenden Untersuchungen umfassen Großrahmenscherversuche an dem reinen Lockergestein, Großrahmenreibungsversuche mit diversen Geokunststoffen in der Scherebene sowie Großrahmenherausziehversuche diverser Geokunststoffe aus dem Bodenverbund. Einige Versuche wurden zur Sicherung der experimentellen Aussagen mehrfach wiederholt. Weiterhin wurde eine kleinere Versuchsserie zur Verifizierung der angewendeten effizienten Versuchsmethodik ausgeführt. Als Versuchsmaterial wurden hier zusätzlich zwei ähnliche Lockergesteine (Rotliegendes IB und III aus Chemnitz) verwendet.

2 Bodenphysikalische Untersuchungen

In Vorbereitung der Versuche im Großrahmenschergerät wurden bodenphysikalische Untersuchungen an den ausgewählten bindigen Lockergesteinen Rotliegendes I, IB und III durchgeführt, deren Ergebnis in der Tabelle 1 zusammengestellt ist. Im folgenden Bild 1 sind die ermittelten Kornverteilungskurven sowie die Proctorkurven für die untersuchten Lockergesteine ohne sowie mit Vergütung dargestellt. Beim Rotliegenden I und IB handelt es sich um einen stark tonigen und sandigen Schluff. Das Rotliegende III ist ein stark sandiger Schluff mit einem geringen Tonanteil. Die aus der Kornverteilungskurve angedeuteten Plastizitätseigenschaften werden durch die ermittelten Konsistenzgrenzen und Plastizitätszahlen bestätigt. Die Konsistenzgrenzen und die Plastizitätszahl des Materials Rotliegendes I zeigt eine mittlere, die des Materials Rotliegendes IB eine ausgeprägte und die des Materials Rotliegendes III eine leichte Plastizität.

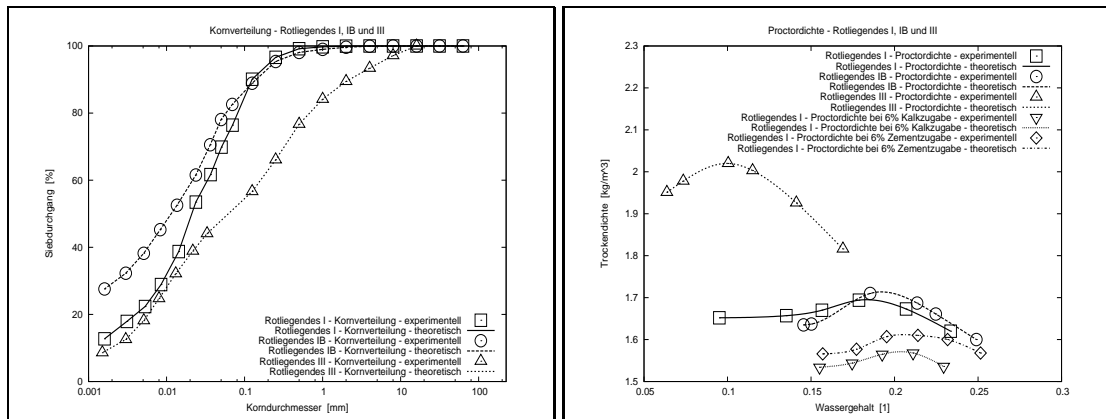


Abbildung 1: **Bodenphysikalische Untersuchungen am Rotliegendes I**

In einaxialen Kompressionsversuchen wurde festgestellt, dass eine Kalk- sowie Zementzugabe von 6% auf die Feststoffmasse eine praktikable Vergütungsstrategie beim Versuchsmaterial Rotliegendes I darstellt. Zur günstigen Verdichtbarkeit wurde bei den Lockergesteinen Rotliegendes I und IB ein Wassergehalt von $w = 0,1830$ [1] (optimaler Wassergehalt des Lockergesteins Rotliegendes I) eingestellt. Beim Material Rotliegendes III wurde der Wassergehalt auf den Wert $w = 0,1162$ [1] erhöht, um die Bildsamkeit des Lockergesteins beim Materialeinbau in das Versuchsgerät zu vergünstigen. Die Einbaudichte der Einzelversuche richtete sich nach der möglichen Verdichtbarkeit beim dem jeweils eingesetzten Vergütungsmittel. Bei den Verifizierungsversuchen wurden die Materialien Rotliegendes IB und III ohne Vergütung eingesetzt.



Abbildung 2: **Übersicht des Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerätes (IPG)**

3 Das Interaktionsprüfgerät (IPG) und mögliche Versuchsarten

Das Großrahmenschergerät des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg ist ein universelles Interaktionsprüfgerät (IPG) zur Untersuchung des Verbundverhaltens zwischen Geokunststoffen und Lockergesteinen. Die Übersicht des Gerätes ist auf dem Bild 2 ersichtlich. Die technischen Parameter des Großrahmenschergerätes sind in der Tabelle 2 zusammengestellt.

Scherkastengröße:	$L = 500, B = 500, H = 200 [mm]$
Normalspannungsbereich:	$\sigma'_v = 0 \dots 600 [kN/m^2]$
Schubspannungsbereich:	$\tau = 0 \dots 500 [kN/m^2]$
Maximale Scherkraft und Herausziehkraft:	$F_{max} = 125 [kN]$
Schergeschwindigkeit:	$v = \pm 0 \dots 12,5 [mm/sec]$
Maximale Scherverschiebung:	$u_{max} = 400 [mm]$

Tabelle 2: Technische Daten des Interaktionsprüfgerätes

Die konstruktive Gestaltung des Interaktionsprüfgerätes ermöglicht eine Aufweitung des Scherspalt zwischen dem unteren und oberen Scherrahmen während des Versuches, indem die vertikale Bewegung des oberen Scherrahmens bei allen Versuchsarten freigegeben werden kann. Der obere Scherrahmen wird während der Bewegung durch eine vertikale Führung geführt. Beim schwebenden oberen Scherrahmen wird zunächst ein Mindestwert der Scherspaltweite eingefordert, die sich durch Hebung des oberen Scherrahmens im Versuchsverlauf erhöhen kann. Durch Freigabe der Bewegung des oberen Scherrahmens werden mechanische Effekte aus der Reibung des untersuchten Materials an der Wandung des oberen Scherrahmens im Versuchsverlauf vermindert. Der obere Scherrahmen verfügt weiterhin über eine Gewichtskompensation, damit keine Effekte durch sein Eigengewicht in den Versuch eingetragen werden.

4 Versuchsprogramm

Die Übersicht des Versuchsprogramms zur Untersuchung des Verbundverhaltens der ausgewählten Geokunststoffe ist in der folgenden Tabelle 3 ersichtlich und umfasste die folgenden Versuchsarten sowie Besonderheiten bei der Probeninstallation:

- **Großrahmenscherversuche mit kompakter Lockergesteinszone in der Scherebene (ISV):** das Versuchsmaterial wurde zum Einbau in den beiden Scherrahmen des Großrahmenschergerätes in sechs Schichten gleicher Einbaumasse unterteilt, um die vorgeschriebene Einbaudichte lagenweise einzufordern. Die beiden Schichten in der Umgebung der Scherebene wurden zugleich eingebaut, wodurch in der Scherebene eine kompakte Lockergesteinszone entstand. Unter den Einbaubedingungen dieser Versuche wurden Scherfestigkeitswerte ermittelt, die dem natürlichen Zustand des ausgewählten bindigen Lockergesteins entsprechen. Die dadurch ermittelten Scherfestigkeiten bilden die Grundlage eines

Standortsicherheitsnachweises für ein Lockergesteinsbauwerk ohne Bewehrung sowie der Ermittlung von Verbundbeiwerten als Referenzwert.

- **Großrahmenscherversuche mit getrennter Lockergesteinszone in der Scherebene (ISV-X):** das Versuchsmaterial wurde zum Einbau in den beiden Scherrahmen des Großrahmenschergerätes in sechs Schichten gleicher Einbaumasse unterteilt, um die vorgeschriebene Einbaudichte lagenweise einzufordern. Die beiden Schichten in der Umgebung der Scherebene wurden getrennt eingebaut, wodurch in der Scherebene eine durch eine vorgegebene Trennfläche geschwächte Lockergesteinszone entstand. Unter den Bedingungen dieser Versuche wurden abgeminderte Scherfestigkeitswerte ermittelt, die dem Zustand des ausgewählten bindigen Lockergesteins unter Baustellenbedingungen entspricht. Durch Vergleich der ermittelten Scherfestigkeiten zwischen Versuchen mit kompakter und getrennter Scherebene sowie zwischen Versuchen mit einem Geokunststoff in der Scherebene lässt sich sowohl der Scherfestigkeitsverlust durch eine baubedingte Trennfläche als auch das mechanische Verhalten des Geokunststoffes in der Scherebene bewerten. Das Scherfestigkeitsverhalten von Lockergesteinen mit einer getrennten Lockergesteinszone in der Scherebene sind bei bindigen Lockergesteinen aus geotechnischer Sicht sehr bedeutsam. Beim lagenweise Verdichten von bindigen Lockergesteinen, wie bei der Errichtung von geokunststoffbewehrten Erdkörpern werden Trennflächen geschaffen, an denen eine verminderte Scherfestigkeit zu erwarten ist.
- **Großrahmenreibungversuche (IRV):** das Versuchsmaterial wurde zum Einbau in den beiden Scherrahmen des Großrahmenschergerätes in sechs Schichten gleicher Einbaumasse unterteilt, um die vorgeschriebene Einbaudichte lagenweise einzufordern. Nach Einbau der ersten drei Schichten in den unteren Scherrahmen wurde das zu untersuchende Geokunststoff in der Höhe der Scherebene auf dem unteren Scherrahmen befestigt, der obere Scherrahmen aufgesetzt und die restlichen drei Schichten wurden eingebaut. Unter den Bedingungen dieser Versuche wurden Scherfestigkeiten ermittelt, die für den Fall gelten, das das Lockergestein auf der Trennfläche abgeschert wird, in dem sich der Geokunststoff befindet.
- **Großrahmenherausziehversuche (IPV):** das Versuchsmaterial wurde zum Einbau in den beiden Scherrahmen des Großrahmenschergerätes in sechs Schichten gleicher Einbaumasse unterteilt, um die vorgeschriebene Einbaudichte lagenweise einzufordern. Nach Einbau der ersten drei Schichten in den unteren Scherrahmen wurde das zu untersuchende Geokunststoff in der Höhe der Scherebene auf den unteren Scherrahmen aufgelegt, der obere Scherrahmen aufgesetzt und die restlichen drei Schichten wurden eingebaut. Im weiteren Versuchsverlauf wurde der Geokunststoff durch eine geeignete Klemmbacke gefasst und aus dem Lockergesteinsverbund herausgezogen. Unter den Bedingungen dieser Versuche werden Scherfestigkeiten ermittelt, die für den Fall gelten, das der Geokunststoff aus dem Lockergesteinsverbund herausgezogen wird. Wegen der geometrischen Größe der Scherkästen des Interaktionsprüfgerätes werden Großrahmenherausziehversuche in der Art

durchgeführt, dass der Geokunststoff sich über die gesamte Länge der Scherkästen in der Scherebene befindet und bei der Belastung durch die Probe durchgezogen wird.

Neben den beschriebenen Versuchsarten ermöglicht das verwendete Interaktionsprüfgerät eine Reihe weiterer spezieller Versuchskonfigurationen zur Untersuchung der mechanischen Eigenschaften des Verbundes zwischen Geokunststoffen und Lockergesteinen.

5 Versuchsdurchführung

Im Rahmen der praktischen Projektvorbereitung erfordert die Untersuchung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen in diversen Lockergesteinen mit den heute geläufigen versuchstechnischen Strategien in Großrahmenschergeräten einen hohen experimentellen und zeitlichen Aufwand. In Anbetracht der Duktilität der am mechanischen Vorgang beteiligten Geokunststoffen und Lockergesteinen sowie der normgerecht verwendeten Schergeschwindigkeiten bei den Versuchen im Großrahmenschergerät ist festzustellen, dass sich grundsätzlich die Anwendung von Mehrstufenversuchen als experimentelle Alternative zu den üblichen Einstufenversuchen anbietet und die quantitative Bewertung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen stark erleichtert.

Gegenüber den Einstufenversuchen bieten Mehrstufenversuche nach der in den vorliegenden Untersuchungen erarbeiteten Methodik mehrere Vorteile. Die Bestimmung der Scherfestigkeit kann mit einem erheblich reduzierten experimentellen und insbesondere zeitlichen Aufwand durchgeführt werden. Die Ermittlung der Scherfestigkeit erfolgt an einer Probe schrittweise und die Fehler durch den Einbau der Proben für die einzelnen Spannungspunkte werden damit zusätzlich eliminiert. Grundgedanke zur Gestaltung der Versuchsführung in den Mehrstufenversuchen im Interaktionsprüfgerät war, die Störung der untersuchten Probe beim Übergang von einer in eine nächste Versuchsphase so weit wie möglich zu reduzieren. Die detaillierte Vorgehensweise bei der Durchführung von Mehrstufenversuchen in den vorliegenden Untersuchungen war die folgende:

1. Einbau der Probe mit der vorgeschriebenen Einbauwassergehalt und Einbautrockendichte
2. Konsolidation der Probe in der ersten Laststufe der Normalspannung
3. Scherbelastung der Probe bis zum Erreichen der Bruchlast, ohne die Probe durch eine weitere Scherverschiebung zu schädigen
4. Rekonsolidation der Probe auf der nächsten Laststufe der Normalspannung
5. Erneute Scherbelastung der Probe bis zum Erreichen der Bruchlast, ohne die Probe durch eine weitere Scherverschiebung zu schädigen
6. Wiederholung der Rekonsolidations- und Scherbelastungsschritte im Vorbruchbereich bis zum Erreichen der maximalen Normalspannungslaststufe zur Bestimmung der Spitzenscherfestigkeit

7. Scherbelastung der Probe bis zum Erreichen eines konstanten Restwertes der Scherfestigkeit im Nachbruchbereich oder eines bestimmten maximalen Weges der Scherverschiebung
8. Entlastung der Probe auf die nächst niedrigere Laststufe der Normalspannung
9. Erneute Scherbelastung der Probe bis zum Erreichen eines konstanten Restwertes der Scherfestigkeit oder eines bestimmten Weges der Scherverschiebung
10. Wiederholung der Rekonsolidations- und Scherbelastungsschritte im Nachbruchbereich bis zum Erreichen der niedrigsten Normalspannungslaststufe zur Bestimmung der Restscherfestigkeit

Die Untersuchung der Restfestigkeit bei Scherversuchen und bei Reibungsversuchen im Großrahmenschergerät wird erschwert, weil die Regelung der Normalspannung wegen der meist ungünstigen Spannungsverteilung in der Probe bei einer großen Scherverschiebung nicht mehr exakt möglich ist. Restfestigkeiten, die aus Einstufenversuchen oder Mehrstufenversuchen im Großrahmenschergerät ermittelt werden, gelten deshalb als Richtwerte. Die Auswertung und Diskussion der Versuchsergebnisse im Folgenden erfolgt deshalb nur anhand der ermittelten Spitzenscherfestigkeiten.

Die Schergeschwindigkeit wurde bei der Versuchsserie wie folgt eingestellt:

- Großrahmenscherversuche (ISV): $v = 0,5 [mm/min]$
- Großrahmenreibungversuche (IRV): $v = 1,0 [mm/min]$
- Großrahmenherausziehversuche (IPV): $v = 2,0 [mm/min]$

Bei der Vergütung des Lockergesteins mit Kalk und Zement im Verlauf der vorgestellten Versuchsserie war aus versuchstechnischen Gründen nur eine kurze Aushärtungszeit von 20 Stunden je Einzelversuch möglich und wurde über die gesamte Versuchsreihe konstant eingehalten.

6 Versuchsauswertung

Die Auswertung von Scherversuchen, Reibungsversuchen und Herausziehversuchen im Interaktionsprüfgerät erfolgt zunächst durch Berechnung der Scherparameter des MOHR-COULOMB'schen Versagenskriteriums

$$\tau_f = \sigma' \tan \varphi'_f + c'_f, \quad (1)$$

wo τ_f die Schubspannung beim Bruch, σ' die wirksame Normalspannung in der Scherebene, φ'_f den Reibungswinkel und c'_f die Kohäsion darstellen. Bei der Ermittlung der Schubspannung ist die Scherfläche korrekt zu berücksichtigen. In Versuchen mit dem Großrahmenscherversuch hat sich gezeigt, dass die Korrektur der Größe der Scherfläche in Abhängigkeit des eingetragenen Scherweges sowohl beim Scherversuch als auch beim Reibungsversuch zu falschen Ergebnissen

führt. In den vorliegenden Versuchen wurde deshalb keine Scherflächenkorrektur vorgenommen. Bei der Ermittlung der Scherfläche in den Großrahmenherausziehversuchen muss berücksichtigt werden, dass Schubspannungen an beiden Seiten des Geokunststoffes angreifen. Weil der Geokunststoff durch die Probe durchgezogen wird, ist wiederum keine Korrektur der Scherfläche in Abhängigkeit vom Herausziehweg erforderlich.

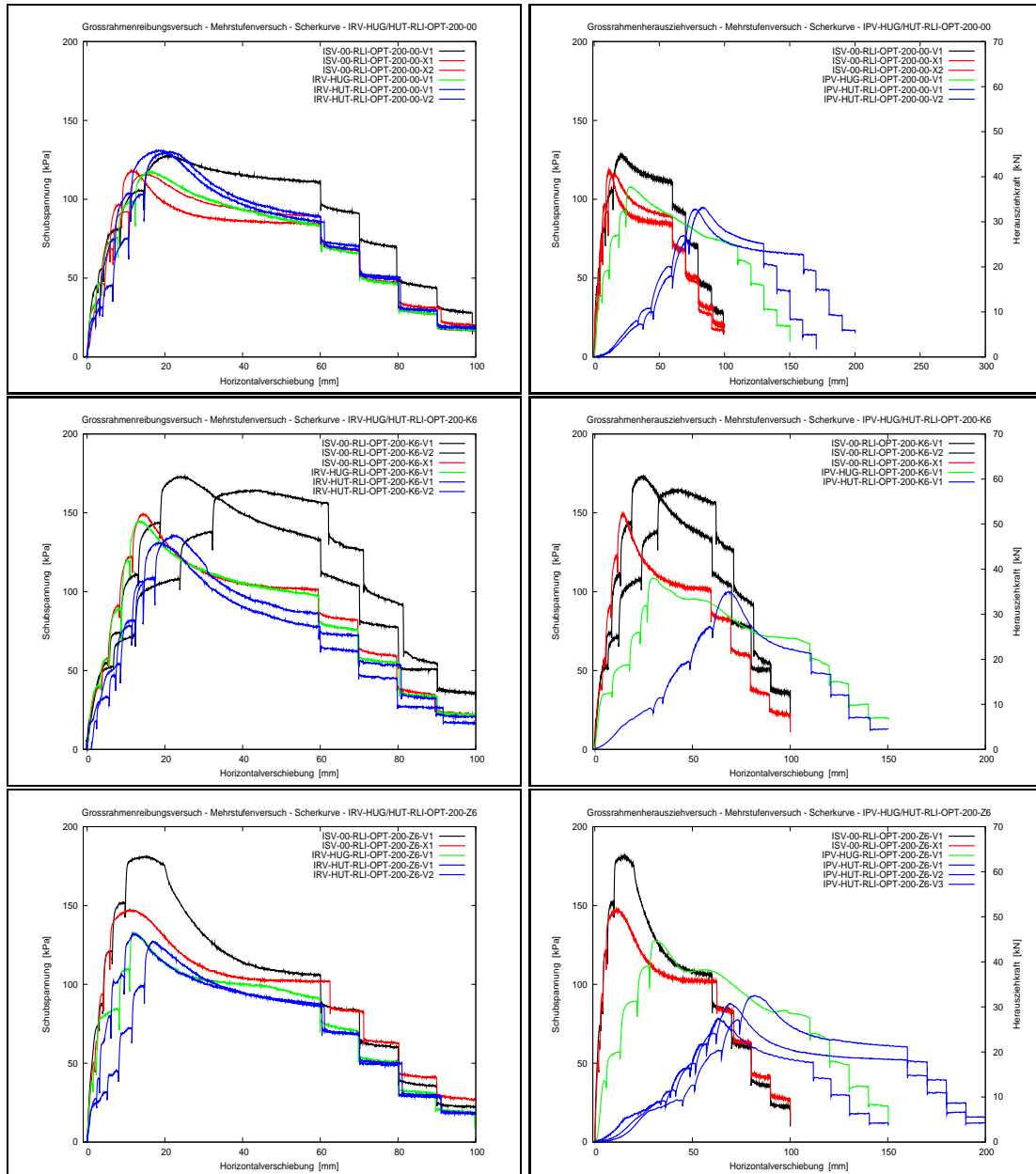


Abbildung 3: Übersicht der experimentellen Ergebnisse

Versuch:	Versuchsbedingungen:		Versuchsergebnisse:					
	ρ_d [kg/m ³]	w_E [1]	φ'_f [°]	c'_f [kPa]	λ_φ [1]	λ_c [1]	λ'_φ [1]	λ'_c [1]
ISV - Großrahmenscherversuche:								
ISV-00-RLI-OPT-200-00-V1	1600	0,1830	25,6	32,7	REF	REF	1,01	1,46
ISV-00-RLI-OPT-200-00-X1	1600	0,1830	26,0	21,8	1,02	0,67	REF	REF
ISV-00-RLI-OPT-200-00-X2	1600	0,1830	24,8	23,0	0,97	0,70	REF	REF
ISV-00-RLI-OPT-200-K6-V1	1400	0,1830	32,5	39,6	REF	REF	1,01	1,53
ISV-00-RLI-OPT-200-K6-V2	1400	0,1830	34,1	39,9	REF	REF	1,06	1,54
ISV-00-RLI-OPT-200-K6-X1	1400	0,1830	32,1	25,9	0,96	0,65	REF	REF
ISV-00-RLI-OPT-200-Z6-V1	1500	0,1830	31,9	57,7	REF	REF	1,10	1,58
ISV-00-RLI-OPT-200-Z6-X1	1500	0,1830	29,0	36,5	0,91	0,63	REF	REF
IRV - Großrahmenreibungsversuche:								
IRV-HUG-RLI-OPT-200-00-V1	1600	0,1830	25,9	23,1	1,01	0,71	1,02	1,03
IRV-HUG-RLI-OPT-200-K6-V1	1400	0,1830	30,8	27,3	0,92	0,69	0,96	1,05
IRV-HUG-RLI-OPT-200-Z6-V1	1500	0,1830	28,9	24,8	0,91	0,43	1,00	0,68
IRV-HUT-RLI-OPT-200-00-V1	1600	0,1830	31,8	8,7	1,24	0,27	1,25	0,39
IRV-HUT-RLI-OPT-200-00-V2	1600	0,1830	29,4	17,4	1,15	0,53	1,16	0,78
IRV-HUT-RLI-OPT-200-K6-V1	1400	0,1830	28,4	27,3	0,85	0,69	0,88	1,05
IRV-HUT-RLI-OPT-200-K6-V2	1400	0,1830	29,5	19,5	0,88	0,49	0,92	0,75
IRV-HUT-RLI-OPT-200-Z6-V1	1500	0,1830	31,2	13,3	0,98	0,23	1,07	0,36
IRV-HUT-RLI-OPT-200-Z6-V2	1500	0,1830	28,6	17,7	0,90	0,31	0,98	0,49
IPV - Großrahmenherausziehversuche:								
IPV-HUG-RLI-OPT-200-00-V1	1600	0,1830	21,0	34,2	0,82	1,05	0,82	1,53
IPV-HUG-RLI-OPT-200-K6-V1	1400	0,1830	21,9	30,5	0,66	0,77	0,68	1,18
IPV-HUG-RLI-OPT-200-Z6-V1	1500	0,1830	27,0	31,3	0,85	0,54	0,93	0,86
IPV-HUT-RLI-OPT-200-00-V1	1600	0,1830	23,3	8,6	0,91	0,26	0,92	0,38
IPV-HUT-RLI-OPT-200-00-V2	1600	0,1830	22,6	12,6	0,89	0,38	0,89	0,56
IPV-HUT-RLI-OPT-200-K6-V1	1400	0,1830	23,3	13,1	0,70	0,33	0,73	0,50
IPV-HUT-RLI-OPT-200-Z6-V1	1500	0,1830	16,8	17,2	0,53	0,30	0,58	0,47
IPV-HUT-RLI-OPT-200-Z6-V2	1500	0,1830	21,1	17,7	0,66	0,31	0,73	0,48
IPV-HUT-RLI-OPT-200-Z6-V3	1500	0,1830	19,5	15,9	0,61	0,28	0,67	0,44
Legende:								
ISV: Großrahmenscherversuch, IRV: Großrahmenreibungsversuch, IPV: Großrahmenherausziehversuch								
00: Ohne Geokunststoff, HUG: Hochfestes einaxiales Geogitter, HUT: Hochfestes einaxiales Geotextilgewebe								
RLI: Versuchsmaterial Rotliegendes I, OPT: Einbau mit optimalem Wassergehalt des unvergüteten Materials								
200: Normalspannungsbereich der Untersuchungen $\sigma'_v = 0 \dots 200$ [kN/m ²]								
00: Keine Vergütung, K6: Vergütung mit 6% Kalk, Z6: Vergütung mit 6% Zement auf die Feststoffmasse								
V1, V2, V3: Versuchsnummer, bei Scherversuchen (ISV) Einbau mit kompakter Scherebene								
X1: Versuchsnummer, bei Scherversuchen (ISV) Einbau mit getrennter Scherebene								
λ_φ : Verbundbeiwert des Reibungswinkels aus Versuchen mit kompakter Scherebene								
λ_c : Verbundbeiwert der Kohäsion aus Versuchen mit kompakter Scherebene								
λ'_φ : Verbundbeiwert des Reibungswinkels aus Versuchen mit getrennter Scherebene								
λ'_c : Verbundbeiwert der Kohäsion aus Versuchen mit getrennter Scherebene								
REF: Scherfestigkeitsparameter als Referenzwert zur Berechnung von Verbundbeiwerten								

Tabelle 3: Übersicht des Versuchsplans und der experimentellen Ergebnisse

Zur Bewertung der Verbundwirkung der untersuchten Geokunststoffe können Verbundbeiwerte aus dem Verhältnis der mechanischen Kennwerte der Scherfestigkeit unmittelbar errechnet werden

$$\lambda_{\varphi} = \frac{\tan \varphi'_f}{\tan \varphi'_{f,REF}}, \quad \lambda_c = \frac{c'_f}{c'_{f,REF}}, \quad (2)$$

wo die Größen φ'_f den Reibungswinkel sowie c'_f die Kohäsion in den zu bewertenden Versuchen und die Größen $\varphi'_{f,REF}$ den Reibungswinkel sowie $c'_{f,REF}$ die Kohäsion im Referenzversuch darstellen. Die Verbundbeiwerte des Reibungswinkels λ_{φ} und der Kohäsion λ_c bewerten die individuellen Scherfestigkeitsanteile in der Verbundwirkung.

7 Versuchsergebnisse

Ziel der vorliegenden experimentellen Untersuchungen im Großrahmenschergerät war das Verbundverhalten eines hochfesten uniaxialen Geogitters sowie eines hochfesten uniaxialen Geotextilgewebes in einem bindigen Lockergestein ohne sowie mit Bindemittelzugabe zu untersuchen. Die beobachteten Spitzenscherfestigkeiten weisen ein systematisch schlüssiges und reproduzierbares Verhalten auf. Die Einzelversuche zeigen die im Folgenden dargelegten Versuchseffekte.

Die aus den Versuchen ermittelten Verbundbeiwerte λ_{φ} und λ_c sowie λ'_{φ} und λ'_c sind in der Tabelle 3 ersichtlich und verdeutlichen sowohl den Einfluss des Reibungswinkels als auch der Kohäsion auf das Verbundverhalten, das bei den einzelnen Versuchen spezifische Besonderheiten aufweist. Die Referenzversuche, die zur Berechnung der Verbundbeiwerte genutzt wurden, sind in den Tabellen jeweils mit einem Kürzel "REF" gekennzeichnet. In den Diagrammen im Bild 3 ist der Verlauf der Schubspannung über den Scherweg für die Reibungsversuche (IRV) jeweils links und für die Herausziehversuche (IPV) jeweils rechts dargestellt. Die Diagramme zeigen von oben nach unten jeweils das Ergebnis der Versuche an dem Lockergestein ohne Vergütung, mit 6% Kalkvergütung sowie mit 6% Zementvergütung.

In den **Großrahmenscherversuchen** wurde die Scherfestigkeit des untersuchten Lockergesteins ohne und mit Vergütung ermittelt. Die Vergütung des Lockergesteins mit Kalk und mit Zement führte zu einem deutlichen Anstieg des Reibungswinkels und der Kohäsion. Der Vergleich der Ergebnisse von Versuchen mit einer kompakten Lockergesteinszone in der Scherebene mit den Ergebnissen von Versuchen, in denen gezielt eine Trennfläche in der Scherebene hervorgerufen wurde zeigt sowohl bei Proben ohne als auch mit Vergütung, dass die Teilung der Probe in der Scherebene zu einer verminderten Kohäsionsanteil der Scherfestigkeit bei nahezu unverändertem Reibungswinkelwert geführt hat. Der Schaffung einer Trennfläche in der Scherebene der untersuchten Probe kommt dahingehend eine praktische Bedeutung zu, dass beim Verlegen von Geokunststoffen in Erdstoffen immer eine Arbeitsebene und damit eine Trennfläche geschaffen werden muss, auf dem die Scherfestigkeit des Lockergesteins von vorherein reduziert wird. Zur Verdeutlichung der Scherfestigkeitsverhältnisse ohne und mit Trennfläche in der Scherebene

können die für das reine Lockergestein berechneten Verbundbeiwerte herangezogen werden (siehe Tabelle 3 oben). Diese zeigen, dass durch die Trennfläche in der Scherebene sowohl bei den Versuchen ohne Zuschlagstoff als auch bei den Versuchen mit Vergütung des Versuchsmaterials insbesondere die Kohäsion herabgemindert wird.

Bei den **Großrahmenreibungsvsuchen** und **Großrahmenherausziehsvsuchen** zeigte sich systematisch, dass die Scherfestigkeit in der Kontaktzone zwischen Geokunststoff und Lockergestein die Scherfestigkeit des intakten Lockergesteins mit kompakter Scherebene nicht erreicht (siehe Tabelle 3). Bei den Verbundbeiwerten ist eine deutliche Reduktion des Kohäsionsanteils zu beobachten. Bei der Zugabe von 6% Kalk und 6% Zement als Zuschlagstoff verschlechtert sich die Verbundwirkung bei allen untersuchten Geokunststoffen geringfügig. Die Ursache für die niedrigeren Verbundbeiwerte bei Vergütung liegt in dem ungünstigeren Trennflächenverhalten der Geokunststoffe in der Scherebene bei einer deutlich höheren Scherfestigkeit des Lockergesteins mit Zuschlagstoff. Die alternativen Verbundbeiwerte λ'_φ und λ'_c , die aus der Scherfestigkeit des untersuchten Lockergesteins mit einer Trennfläche in der Scherebene als Referenzwert berechnet wurden, zeigen, dass die untersuchten Geokunststoffe in der Scherebene unter bestimmten Versagensmechanismen eine positive Verzahnungswirkung verursachen können. Die Verbundbeiwerte fallen bei den Großrahmenreibungsvsuchen grundsätzlich höher als bei den Großrahmenherausziehsvsuchen aus (siehe Tabelle 3 rechts). Die ähnliche und schlüssige Größenordnung der ermittelten Verbundbeiwerte belegt die Hochwertigkeit der durchgeführten Experimente.

8 Verifizierung der Mehrstufentechnik

In den vorliegenden experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten von diversen Geokunststoffen im Großrahmenscherversuch wurde eine neuartige Versuchsmethodik mit der *Mehrstufentechnik* angewendet. In einer gezielten ergänzenden Versuchsreihe konnte der experimentelle Nachweis erbracht werden, dass die Abweichung zwischen den Ergebnissen von Versuchen mit der Mehrstufentechnik in der angewendeten Form und vergleichbaren *Einstufenversuchen* nur marginal ist. Die Versuchsergebnisse betonen die praktische Priorität von Mehrstufenversuchen. Neben ihrer sehr ungünstigen Wirtschaftlichkeit unterliegen der Ergebnisse von Einstufenversuchen zufälligen Streuungen, weil zu jedem Untersuchungspunkt die Installation einer neuen Probe erforderlich ist.

Die Vergleichsvsuche im Großrahmenschergerät wurden sowohl bei den Einstufenversuchen und Mehrstufenversuchen unter identischen bodenmechanischen Bedingungen durchgeführt. Die Untersuchungen erstreckten sich über die vorgestellten Versuchsarten des Interaktionsprüfgerätes, wie Großrahmenscherversuche, Großrahmenreibungsvsuche und Großrahmenherausziehversuche. Bei den unterschiedlichen Versuchsarten wurden zum Teil verschiedene Lockergesteine eingesetzt.

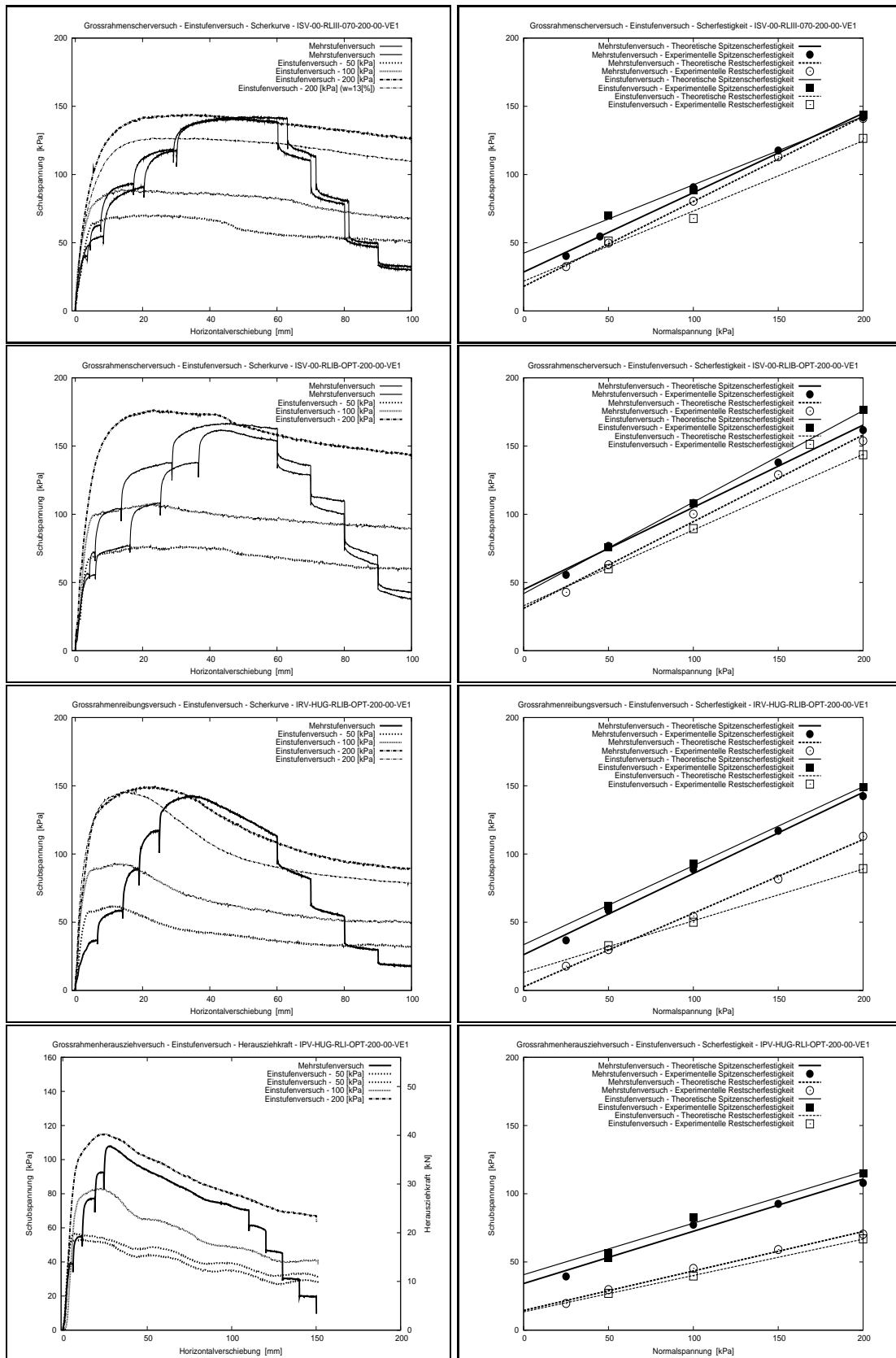


Abbildung 4: Übersicht der Versuche zur Verifizierung der angewendeten Versuchsmethodik mit der Mehrstufentechnik

Versuch:	Versuchsbedingungen:		Versuchsergebnisse:			
	ρ_d [kg/m ³]	w_E [1]	φ'_f [°]	c'_f [kPa]	λ_φ [1]	λ_c [1]
ISV - Großrahmenscherversuche zur Verifizierung:						
ISV-00-RLIII-070-200-00-V1	1900	0,1162	30,2	28,5	REF	REF
ISV-00-RLIII-070-200-00-V2	1900	0,1162	28,1	36,2	REF	REF
ISV-00-RLIII-070-200-00-VE1	1900	0,1162	26,6	42,4	0,91	1,31
ISV-00-RLI-OPT-200-00-V1 ¹⁾	1600	0,1830	25,6	32,7	REF	REF
ISV-00-RLIB-OPT-200-00-V2	1600	0,1830	31,1	44,8	REF	REF
ISV-00-RLIB-OPT-200-00-V3 ¹⁾	1600	0,1830	32,4	40,8	REF	REF
ISV-00-RLIB-OPT-200-00-VE1	1600	0,1830	33,8	41,9	1,07	0,98
IRV - Großrahmenreibungsversuche zur Verifizierung:						
IRV-HUG-RLIB-OPT-200-00-V2	1600	0,1830	30,7	26,2	0,97	0,61
IRV-HUG-RLIB-OPT-200-00-VE1	1600	0,1830	30,1	33,5	0,95	0,78
IPV - Großrahmenherausziehversuche zur Verifizierung:						
IPV-HUG-RLI-OPT-200-00-V1	1600	0,1830	21,0	34,2	0,82	1,05
IPV-HUG-RLI-OPT-200-00-VE1	1600	0,1830	20,7	40,6	0,81	1,24
REF: Referenzwert zur Berechnung von Verbundbeiwerten						
¹⁾ : Nur als Referenzwert zur Berechnung von Verbundbeiwerten aufgeführt						

Tabelle 4: **Übersicht der Versuchsergebnisse zur Verifizierung der angewendeten Versuchsmethodik mit der Mehrstufentechnik**

Das Ergebnis der Vergleichsversuche von Einstufenversuchen und Mehrstufenversuchen wurde in der Tabelle 4 auf der rechten Seite zusammengestellt. Die Versuchsergebnisse wurden weiterhin in den Diagrammen der Abbildung 4 grafisch dargestellt. Auf der linken Seite in der Abbildung 4 ist jeweils die Auftragung der Schubspannung über den Scherweg ersichtlich. Die Diagramme zeigen deutlich die gute Wiederholbarkeit von vergleichbaren Mehrstufenversuchen unter identischen bodenmechanischen Bedingungen. Auf der rechten Seite in der Abbildung 4 sind die Bruchgeraden der MOHR-COULOMB'schen Bruchbedingung für die vergleichbaren Einstufenversuche und Mehrstufenversuche aufgetragen. Wie die Diagramme in der Abbildung 4 und die Werte in der Tabelle 4 deutlich zeigen, bestätigt das Ergebnis der Verifizierungsversuche die Aussagekraft von Mehrstufenversuchen in allen untersuchten Versuchsarten:

- ISV: Großrahmenscherversuche an den Lockergesteinen Rotliegendes III und Rotliegendes IB: in dem Einstufenversuch ISV-00-RLIII-070-200-00-VE1 wurde ein geringfügig kleinerer Reibungswinkel als in den vergleichbaren Mehrstufenversuchen ermittelt. Das Ergebnis des Einstufenversuches ISV-00-RLIB-OPT-200-00-VE1 zeigt einen größeren Reibungswinkel und eine kleinere Kohäsion als die vergleichbaren Mehrstufenversuche.
- IRV: Großrahmenreibungsversuche mit dem hochfesten einaxialen Geogitter HUG und dem Lockergestein Rotliegendes IB: in dem Einstufenversuch IRV-HUG-RLIB-OPT-200-00-VE1 wurde ein kleinerer Reibungswinkel und eine größere Kohäsion als im vergleichbaren Mehrstufenversuch IRV-HUG-RLIB-OPT-200-00-V2 ermittelt.

- **IPV:** Großrahmenherausziehversuche mit dem hochfesten einaxialen Geogitter HUG und dem Lockergestein Rotliegendes I: in dem Einstufenversuch IPV-HUG-RLI-OPT-200-00-VE1 wurde ein kleinerer Reibungswinkel und eine größere Kohäsion als im vergleichbaren Mehrstufenversuch IPV-HUG-RLI-OPT-200-00-V1 ermittelt.

Der Vergleich der Ergebnisse zwischen Einstufenversuchen und Mehrstufenversuchen zeigt geringfügige Abweichungen, die in dem zulässigen Toleranzbereich ingenieurtechnischer Berechnungen liegen. In der gezielten Vergleichsversuchsreihe konnte der experimentelle Nachweis erbracht werden, dass die Abweichung zwischen den Ergebnissen von Versuchen mit der Mehrstufentechnik in der angewendeten Form und vergleichbaren Einstufenversuchen nur marginal ist und auf der sicheren Seite liegt.

Die Mehrstufenversuche erwiesen sich damit als eine gut vertretbare experimentelle Alternative zu den Einstufenversuchen in der geotechnischen Praxis. Die festgestellten Abweichungen könnten die Rechtfertigung der Anwendung von Einstufenversuchen im Großrahmenschergerät unter den Bedingungen der ausgeführten Versuche sogar in Frage stellen. Neben ihrer sehr ungünstigen Wirtschaftlichkeit unterliegen die Ergebnisse von Einstufenversuchen zufälligen Streuungen, weil zu jedem Untersuchungspunkt die Installation einer neuen Probe erforderlich ist.

Der Wirtschaftlichkeitsvorteil aus der erhöhten Effizienz der Mehrstufenversuche erleichtert die systematische experimentelle Untersuchung des bisher nur ungenügend geklärten Verbundverhaltens diverser Geokunststoffe insbesondere in bindigen Lockergesteinen. Die projektbezogene, kostengünstige, schnelle und exakte Ermittlung von Verbundbeiwerten führt zu einer sichereren Bemessung von Bauwerken mit Geokunststoffbewehrung in der Praxis.

9 Schlußfolgerungen zum Verbundverhalten von Geokunststoffen in bindigen Lockergesteinen ohne und mit Vergütung

Aus den vorliegenden Untersuchungen folgen einige wichtige Erkenntnisse für die praktische Anwendung von Geokunststoffen in bindigen Lockergesteinen ohne sowie mit Bindemittelverbesserung:

1. **Systematik der Versuchstechnik zur Untersuchung des Verbundverhaltens:** Bei der üblichen Versuchssystematik, bei der Scherversuche an kompakt verdichteten Erdstoffen mit Versuchen verglichen werden, wo sich Geokunststoffe in der Scherebene befinden, wird das eigentliche Verbundverhalten unterbewertet.
2. **Niedrigere Verbundbeiwerte bei Vergütung:** Die Verbundbeiwerte, die in Versuchen an vergütetem Versuchsmaterial ermittelt wurden, führten grundsätzlich zu niedrigeren Werten, als in Versuchen an reinem Versuchsmaterial.

3. **Reduktion der Kohäsion beim Geotextilgewebe:** Das vollständige Abtrennen des Bodens in der Scherebene durch eine Geotextillage verschlechtert insbesondere den Kohäsionsanteil der Scherfestigkeit.
4. **Günstige Verbundwirkung beim Geogitter:** Durch den Pflugeffekt der Querstäbe mobilisieren Geogitter die Scherfestigkeit des Bodens effektiver. Gleichzeitig wird das vollständige Abtrennen des Bodens in der Scherebene vermieden. Die günstigere Verbundwirkung wird insbesondere im Reibungsanteil der Scherfestigkeit deutlich.
5. **Niedrigere Verbundbeiwerte beim Herausziehen:** Die Verbundbeiwerte aus Herausziehversuchen bleiben oft unterhalb der Verbundbeiwerte, die aus Reibungsversuchen bestimmt wurden. Bei der Bewertung der Verbundbeiwerte für das Herausziehen von Geokunststoffen aus dem Bodenverbund muss jedoch berücksichtigt werden, dass bei ihrer Ermittlung die gesamte reibende Oberfläche des Geokunststoffs (oben und unten) berücksichtigt wurde.

Die im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse sind sowohl für die praktische Anwendung von Geokunststoffen als auch für die Optimierung von geotechnischen Bauwerken sowie von Produkten bedeutsam. Die Anwendung der Mehrstufentechnik im Großrahmenscherversuch bietet die effizienteste Methode zur experimentellen Untersuchung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen in Lockergesteinen. *Die aus Mehrstufenversuchen ermittelten Verbundbeiwerte können in der Dimensionierung von Bauwerken mit Geokunststoffbewehrung unmittelbar verwertet werden.*

10 Zusammenfassung

In einer umfangreichen Versuchsserie mit dem Interaktionsprüfgerät (IPG) des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg wurde das Verbundverhalten eines hochfesten Geogitters und eines hochfesten Geotextilgewebes in einem bindigen Lockergestein ohne Vergütung sowie mit Kalk- und Zementvergütung systematisch untersucht. Der große Scherrahmen des Großrahmenschergerätes bedingt einen sehr hohen experimentellen sowie zeitlichen Aufwand bei der Versuchsdurchführung und macht damit die systematische Untersuchung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen wirtschaftlich nachteilhaft. Zur Optimierung des versuchstechnischen Aufwandes wurde ein effizientes experimentelles Verfahren durch Anwendung der Mehrstufentechnik bei der Durchführung von Versuchen im Großrahmenschergerät entwickelt und erfolgreich erprobt. Die vorliegenden Untersuchungen umfassten Großrahmenscherversuche, Großrahmenreibungversuche sowie Großrahmenherausziehversuche ohne sowie mit Vergütung des verwendeten Lockergesteins. Aus den experimentellen Ergebnissen konnten grundlegende Erkenntnisse zum Verbundverhalten von Geokunststoffen im verwendeten bindigen Lockergestein abgeleitet werden.

Danksagung

Für die finanzielle Unterstützung der DFG für die vorliegenden Arbeiten im Rahmen des Forschungsvorhabens "Verbundverhalten von Geokunststoffen in bindigen Böden" mit der Nummer KL506/5-1 sei an dieser Stelle gedankt.

Literatur

- [1] TAMÁSKOVICS, N. JUN.; TAMÁSKOVICS, N. SEN.: **Eljárás többlepcsős nyírókísérletre; (Methode für Scherversuche mit mehreren Stufen);** *Patentanmeldung Nr.PO800568, Ungarisches Patentamt Budapest, pp.8, Budapest, 2008, (in Ungarisch).*
- [2] TAMÁSKOVICS, N.: **Anwendung der Mehrstufentechnik in Großrahmenscherversuchen;** *in Klapperich, H.; Konietzky, H.: Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg, Heft 2008-1, S.155-166, Refs.-, Freiberg, 2008.*
- [3] TAMÁSKOVICS, N., KLAPPERICH, H.: **Experimentelle Untersuchung des Verbundverhaltens von Geokunststoffen;** *Ziegler, M; Bräu, G. (eds.): Abschrift der 11. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik, FSKGEO-09, p.9, refs.2, München, 2009.*
- [4] AYDOGMUS, T.; ALEXIEW, D.; KLAPPERICH, H.: **Über das Verbundverhalten von zementstabilisiertem bindigem Boden mit PVA Geogittern im Schermodus;** *Floss, R. (ed.): Abschrift der 9. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik, FSKGEO-05, Geotechnik Sonderheft, S.123-130, Refs.13, München.*
- [5] AYDOGMUS, T.; KLAPPERICH, H.; ALEXIEW, D.: **Beitrag zum Verbundverhalten von bindemittelvergütetem Boden mit Polyvinylalkohol-Geogittern;** *Bau-technik, Vol. 83(2006), Nr. 9, S.626-638.*
- [6] AYDOGMUS, T.; KLAPPERICH, H.: **Laboratory testing of interaction performance of PVA geogrids embedded in stabilized cohesive soils;** *Proceedings, EURO-GEO 4, 4th European Geosynthetics Conference, Edinburgh UK, September 2008.*

Erdbau mit locker gelagerten Böden - Probleme, Kennwerte, Untersuchungsmethoden

C. Lauer, S. Al-Akel, J. Engel, HTW Dresden

Kurzfassung *Der klassische Erdbau ist gekennzeichnet durch hohe Verdichtungsanforderungen zur Sicherung der geforderten bautechnischen Eigenschaften. Diese Eigenschaften sind i. Allg. eine hohe Scherfestigkeit, geringe Zusammendrückbarkeit und in manchen Fällen eine geringe Durchlässigkeit. In Regelwerken und Empfehlungen ist der Stand der Technik bezüglich der Mindestanforderungen, der Einbau- und Verdichtungstechnologien sowie der Gütekontrolle anwendungsbezogen dokumentiert. Für die Herstellung von Reaktivierungsschichten, Schichten mit erhöhten Anforderungen an den Trittkomfort oder locker gelagerten Schüttungen, lassen sich diese Erfahrungen nicht anwenden. Bisher fehlen die Grundlagen für die im Erdbau übliche Anknüpfung der eigentlich geforderten mechanischen oder hydraulischen Eigenschaften an Verdichtungsparameter bei planmäßig locker gelagerten Böden. Ebenso fehlen geeignete, praxistaugliche Messverfahren zur Überwachung der Einbauvorgaben. In diesem Beitrag werden Erfahrungen mit locker gelagerten Böden und erste Untersuchungsergebnisse vorgestellt. Diese sind im Zusammenhang mit unterschiedlichen Aufgabenstellungen gewonnen worden. Es wird ein Konzept zur Quantifizierung der bodenmechanischen Eigenschaften vorgestellt. In Anlehnung an die von Ohde eingeführten Verfahren werden dafür spannungsabhängige Zustandskenngrößen benutzt.*

1 Einführung

1.1 Verdichtung im Erdbau

Erdbau bedeutet das Lösen, Transportieren und Einbauen von Böden. Dabei wird der Boden zum Baumaterial, das gezielt ausgewählt wird und dessen Eigenschaften beim Einbau gezielt beeinflusst werden müssen. Unter Beeinflussung versteht man hierbei die Verdichtung des Bodens. Dadurch soll das Material in einen Zustand versetzt werden, der die geforderten Eigenschaften bezüglich Scherfestigkeit, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit gewährleistet. Der Verdichtungsgrad wird als charakteristische Kennwert

zur Überwachung der Anforderungen benutzt. Im Zuge einer Eigungsprüfung ist nachzuweisen, dass die eigentlich geforderten bodenmechanischen Eigenschaften bei einem bestimmten Verdichtungsgrad eingehalten werden. Da die Materialwiderstände i. Allg. mit anwachsendem Verdichtungsgrad zunehmen, werden die geforderten Verdichtungsparameter meist als Mindestwerte angesehen. Wird der geforderte Verdichtungsgrad überschritten, ist dies i. Allg. weniger schädlich, als eine ungleichmäßige Verdichtung des Planums. In den letzten Jahren hat die Herstellung weniger dicht gelagerter Schüttungen zuneh-



Abbildung 1: Rutschung einer Böschung eines Lärmschutzwalls nach Starkregenereignissen

mend an Bedeutung gewonnen. Als praktische Anwendung ist hier zuerst die Herstellung von Rekultivierungsschichten auf Deponien zu nennen [3]. Die GDA-Empfehlung E2-31 aus dem Jahr 2006 fasst den aktuellen Stand der Technik zusammen. Grundlage dafür sind vor allem bodenkundliche Grundlagen der Agrar- und Forstwirtschaft. Zur Sicherung optimaler Bedingungen für das Pflanzenwachstum muss der Boden die Funktion eines Wasser- und Luftspeichers erfüllen. Dafür ist eine ausreichend großer Porenraum erforderlich, dessen Porendurchmesser so verteilt sein sollen, dass das Wasser in einer für die Pflanzen verfügbaren Form gespeichert wird und eine gute Durchlüftung des Bodens sichergestellt ist. Aus bodenmechanischer Sicht handelt es sich daher um teilgesättigte Böden.

Ein Teil der Festigkeit teilgesättigter Böden resultiert aus den Kapillarspannungen. Gehen diese verloren, z. B. durch Aufsättigung infolge von Starkregen- oder Tauperioden, kann es zu Standsicherheitsproblemen kommen.

1.2 Tragfähigkeitsprobleme bei locker gelagerten Böden

Wegen des großen Aufwands, der für die Erzielung einer gleichmäßig hohen Verdichtung erforderlich ist, wird bei Bauwerken mit geringen Anforderungen an die Standsicherheit in der Praxis auf eine Verdichtung weitestgehend verzichtet. Typische Beispiele dafür sind Lärmschutzdämme, z. B. neben Straßen oder Eisenbahnstrecken. Zur Gewährleistung der abschirmenden Wirkung muss die Verlängerung der Verbindungslinie zwischen Böschungskante und Lärmquelle oberhalb der zu schützenden Bebauung verlaufen. Dies führt i. Allg. zu steilen und hohe Erdwällen.

In Bild 1 ist eine Böschungsruftung zu erkennen, die im Frühjahr nach der Tauperiode und starken Niederschlagsereignissen an einem Lärmschutzdamm eingetreten ist. Dieser war ohne planmäßige Verdichtung des Bodens hergestellt worden. Eine wesentliche Ursache für die Ruftung war die tiefreichende Durchfeuchtung und damit die Herabsetzung der Festigkeit.

Bei locker gelagerten, teilgesättigten Böden kann es bei Wasserzutritt und zusätzlichen destabilisierenden Einwirkungen, z. B. durch Erschütterungen, zu einer plötzlichen Volumenabnahme kommen. Diese Sackungen haben i. Allg. dramatische Auswirkungen auf die umliegende Infrastruktur. Sie können z. B. zu großen, oberflächennahen Senkungen verbunden mit Schäden an den Gebäuden führen, oder sind Ursache für Böschungsruftungen oder die weiträumige Verflüssigung des Untergrunds (Setzungsfließen). Die Schadensfälle in Nachterstedt sind ein aktuelles Beispiel für Setzungsfließen. Der Untergrund besteht in dieser Region aus Tagebaukippen. Nach Einstellung des Braunkohlenabbaus steigt der Grundwasserspiegel wieder an. Unsanierete Tagebaugelände bestehen teilweise aus Böden, die bis in weite tiefen locker gelagert sein können.

1.3 Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeit wird bei den meisten Anwendungen durch Verformungskriterien bestimmt. Bei Rekultivierungsschichten führt die Verdichtung zu einer Verminderung des pflanzenverfügbaren Wasser- und Luftvorrats und damit zu einer schlechteren Bodenqualität. In der Agrarwirtschaft wird dies als „Bodenschadverdichtung“ bezeichnet. Für die Herstellung von Wegebefestigungen von Parkanlagen, Sport- und Reitplätzen ist eine zu große Verdichtung der obersten Schicht ungünstig, da der gewünschte Trittkomfort damit verloren geht.

Zur Gewährleistung der Standsicherheit von Erdbauwerken müssen Nutzungsbeschränkungen eingehalten werden. Diese Nutzungsbeschränkungen sollen sicher stellen, dass keine Einwirkungen auftreten, die zu Sackungen oder zur Verflüssigung führen und es muss die

tiefreichende Aufsättigung verhindert werden. Für den rechnerischen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind Grenzwerte für die Beurteilung der dynamischen Einwirkungen und Parameter für Verformungsprognosen erforderlich.

2 Praxisprojekte, erste Erfahrungen

2.1 Rekultivierungsschichten mit Wasserhaushaltsfunktion

Die Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten soll den Austritt von Schadstoffen und die unkontrollierte Versickerung von Wasser verhindern. Rekultivierungsschichten sind neben mineralischen Dichtungselementen und Kunststoffdichtungsbahnen ein Teil der Oberflächenabdichtung. In den letzten Jahren sind in zunehmendem Maße Rekultivierungsschichten geplant und ausgeführt worden, die ohne zusätzliche technische Barrieren die Dichtungsfunktion übernehmen sollen. Das Wasserspeichervermögen des Bodens und der Bewuchs auf der Oberfläche müssen gewährleisten, dass das anfallende Wasser zwischengespeichert oder durch die Pflanzen verbraucht bzw. verdunstet wird [4]. Zur Schaffung optimaler Bedingungen für Wasserspeicherung und Pflanzenwachstum muss die Rekultivierungsschicht eine ausreichend große Dicke und einen möglichst großen Porenraum aufweisen. Damit die Langzeitwirksamkeit gesichert ist, müssen schädliche Verdichtungen verhindert werden, d.h. die Rekultivierungsschicht muss bestimmte Mindestanforderungen an die Zusammendrückbarkeit und Tragfähigkeit erfüllen. Im Rahmen ei-



Abbildung 2: Lysimeteranlage Bautzen/Nadelwitz zur Untersuchung von Wasserhaushaltsschichten

nes Forschungsvorhabens wurde in Bautzen/Nadelwitz eine Versuchsanlage errichtet, die der Untersuchung von unterschiedlichen Varianten von Rekultivierungsschichten dient. In

Lysimetern werden Wasserhaushalt und bodenmechanische Eigenschaften der Schichten kontinuierlich erfasst. Mit den Untersuchungsergebnissen sollen die Grundlagen für die ingenieurtechnische Bemessung von Rekultivierungsschichten mit Wasserhaushaltsfunktion bereitgestellt werden.

2.2 Sport- und Reitplatzoberflächen

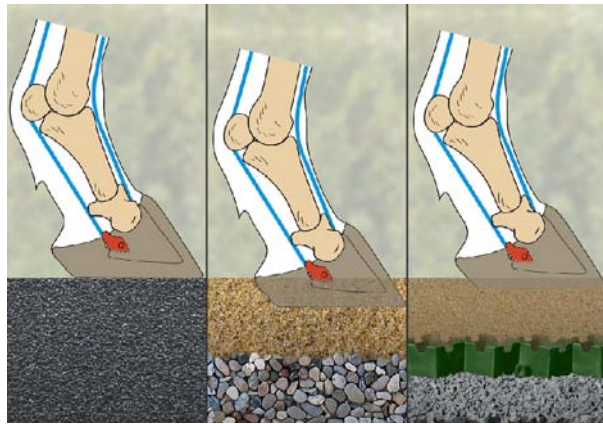


Abbildung 3: Beanspruchung der Oberfläche von Reitplätzen durch den Pferdehuf

Die Oberflächen von Sport- und Reitplätzen sind wesentlich anderen Beanspruchungen ausgesetzt als im Straßen- und Wegebau üblich. Zu große Verdichtung führt zu unbrauchbaren Belägen. Der Reibungswiderstand in tangentialer Richtung muss gewährleistet sein und das Versinken des Pferdehufs in der Tragschicht muss ebenfalls verhindert werden. Dazu ist ein schichtenweiser Aufbau erforderlich. Sowohl für die Bemessung der einzelnen Schichten als auch für die Verdichtungskontrolle während des Einbaus fehlen die geotechnischen Grundlagen und die erforderlichen Messvorrichtungen.

2.3 Wassergebundene Oberflächenbefestigungen

Ein zu großer Verformungswiderstand der Oberflächenbefestigung von ungebundenen Wegen führt zu unzureichender Gebrauchstauglichkeit, zu niedrigen Materialwiderständen zu vornehmlicher Abnutzung. Bisher liegen den Bauweisen für wassergebundene Wege nur Erfahrungswerte zugrunde. Mit der intensiven Nutzung von Parkanlagen und Wegen ist eine erhebliche Überbeanspruchung der Wegebefestigungen verbunden. Im Sportplatz- und Wegebau werden Bauweisen benötigt, die einen hohen Trittkomfort der Oberflächen gewährleisten. Dazu muss der Verformungsmodul der obersten Schicht der Wegebefestigung auf die jeweilige Nutzung abgestimmt werden.



Abbildung 4: Oberflächenbefestigung wassergebundener Parkwege, links: Neubau, rechts: abgenutzte Oberfläche

3 Ergebnisse von Forschungsvorhaben

3.1 Entwicklungsstand-Forschungsbedarf

Auf dem Gebiet der Mechanik teilgesättigter Böden sind in den letzten Jahrzehnten erhebliche Fortschritte erzielt worden. Der Schwerpunkt vieler Projekte waren bisher experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Verformungs- und Durchströmungsverhalten teilgesättigter Böden. Ziel ist in den meisten Fällen die Entwicklung von konstitutiven Modellen für die getrennte oder gekoppelte Beschreibung von Spannungs-Dehnungs- und Strömungsprozessen. Die Komplexität des Problems erfordert aufwendige Langzeitversuche, mit denen meist nur Teilprobleme an einem Referenzmaterial untersucht werden können. Eine unmittelbare Überführung in anwendungsorientierte Verfahren ist nur selten möglich.

Die klassischen bodenmechanischen Konzepte sind zunächst für gesättigte nichtbindige oder bindige Böden entwickelt worden. Zur Quantifizierung der Eigenschaften wird der aktuelle Zustand ins Verhältnis gesetzt zu Zustandsgrenzen. Bei nichtbindigen Böden sind die Zustandsgrenzen durch die Porenzahlen bei lockerster Lagerung $\max e$ und bei dichtester Lagerung $\min e$ definiert. Grundlage dafür ist die Beobachtung, dass sich die Dichte nichtbindiger Böden bei statischer Belastung nur wenig, bei Erschütterungen bzw. zyklisch-dynamischer Beanspruchung jedoch sehr stark ändern kann. Die Eigenschaften bindiger Böden werden dagegen mit dem Wassergehalt in Verbindung gebracht. Mit der Konsistenzzahl I_c wird der Zustand eines bindigen Bodens in den Grenzen „breiig“ bis „halbfest“ eingeordnet.

Dieses Vorgehen basiert in beiden Fällen auf phänomenologischen Überlegungen und dem Bestreben, praxistaugliche Werkzeuge bereitzustellen. Die Festlegung der Zustandsgrenzen erfolgt vorrangig mit dem Ziel, reproduzierbare, einfach bestimmbare Parameter zu be-

nutzen. Bei teilgesättigten, nichtbindigen Böden sind geringere Porenzahlen als $\max e$ und bei bindigen Böden Wassergehalte unterhalb der Ausroll- oder Schrumpfgrenze möglich. Die Zustandsgrenzen w_L , w_P , $\max e$ und $\min e$ sind für gesättigte Böden und nur bei bindigen oder nichtbindigen Böden nutzbar. Für teilgesättigte Zustände und bei gemischtkörnigen Böden sind diese Parameter nicht ohne Einschränkung gültig.

3.2 Instabile, extrem locker gelagerte Böden

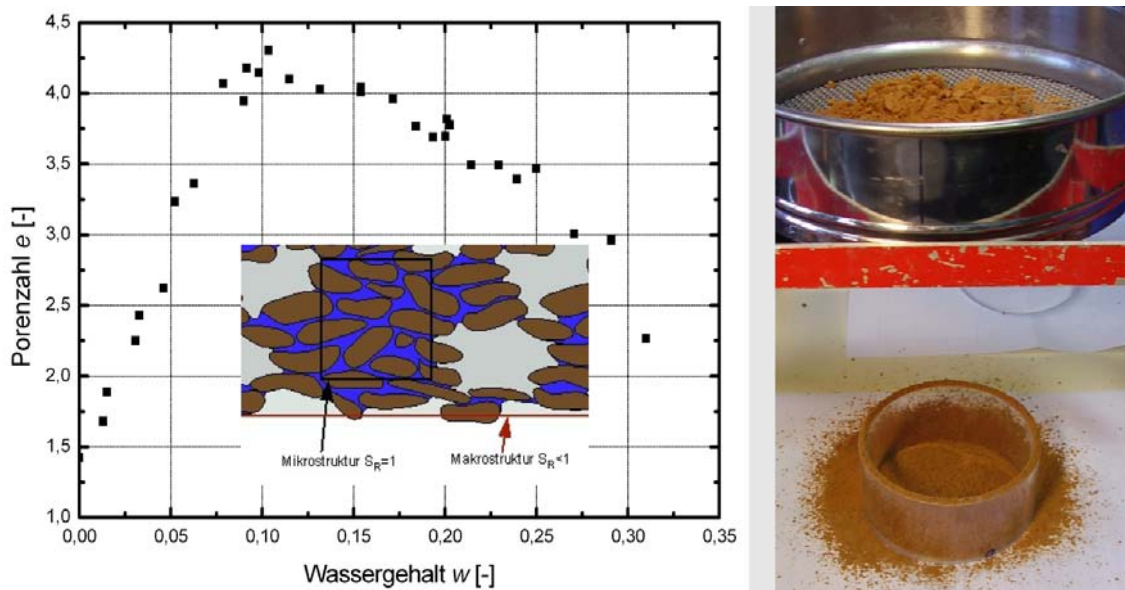


Abbildung 5: Ergebnisse von Rieselversuchen zur Bestimmung der lockersten Lagerung an einem leicht plastischen Ton (TL)

In Abb. 5 sind die Ergebnisse eines Versuchs zur Feststellung der lockersten Lagerung eines tonigen Schluffs dargestellt. Das Material wurde mit unterschiedlichen Wassergehalten aufbereitet und durch ein Sieb in einen Versuchszylinder eingefüllt. Durch diese Art der Probenherstellung wird eine instabile Bodenstruktur erzeugt, die bei kleinen Einwirkungen oder bei Wasserzugabe kollabiert. Die Zusammendrückbarkeit dieser lockeren Böden ist bei statischer Belastung und konstantem Wassergehalt größer als die Zusammendrückbarkeit des erstbelasteten, wassergesättigten Materials. Bei Wasserzugabe treten Sackungen auf, die aber nicht zu einer Verdichtung bis zur gleichen Dichte wie bei Erstbelastung und Sättigung führen. Die Erstbelastungskurve (ICL) wird mit fortgesetzter Belastung allmählich erreicht. Nach den Ergebnissen erster Versuche an einem leicht plastischen Ton (TL) lässt sich das Druck-Zusammendrückungs-Verhalten extrem locker gelagerter, instabiler Böden qualitativ gemäß Abb. 7 beschreiben.

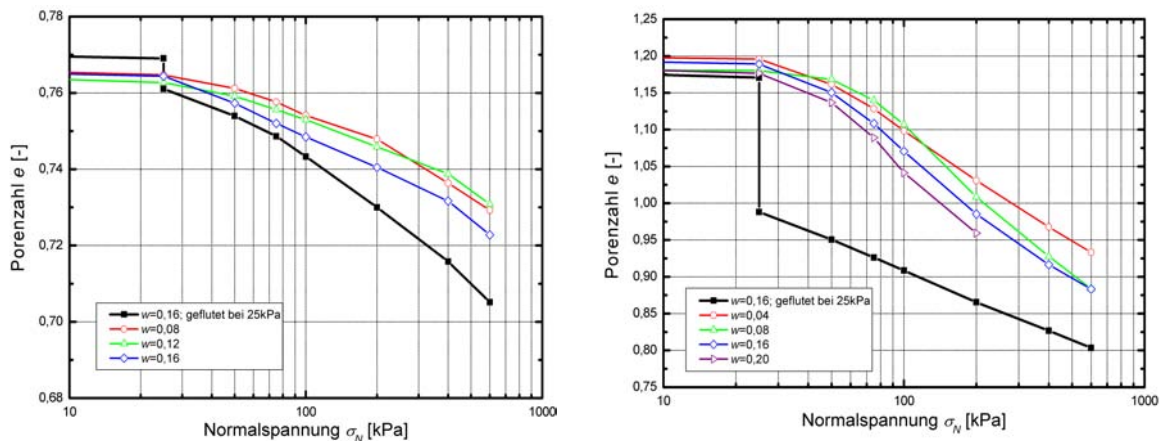


Abbildung 6: Kompressionsversuche an extrem lockeren Proben eines leicht plastischen Tons zur Untersuchung des Kollabsverhaltens

3.3 Schwellen und Schrumpfen

Bei den im Bauingenieurwesen üblichen Überlagerungsdrücken ist das Schwellen und Schrumpfen bindiger, wassergesättigter Böden meist nicht von großer bautechnischer Bedeutung. Mit abnehmender Auflast nimmt die Bedeutung von Schrumpfen und Schwellen jedoch erheblich zu. In Abb. 8 sind Aufnahmen von Tastversuchen an einem leicht- bis mittelplastischen Ton dargestellt. Das locker eingefüllte, wassergesättigte Material konnte zuerst Austrocknen und wurde im Anschluss wieder im Wasserbad gelagert. Trotz der Volumenabnahme durch den Wasserentzug beim Schrumpfen hat das Volumen bei der Wasserlagerung wieder über den Anfangswert hinaus zugenommen. Neben dem Schwellen können in diesem Tastversuche Quellvorgänge nicht vollständig ausgeschlossen werden. Ein ähnliches Verhalten wurde aber auch an anderen Bodenmischungen beobachtet. Die Vorbelastung, die durch den Schrumpfvorgang im Boden erzeugt wird, geht nach dem Schwellen ohne Auflast wieder vollständig verloren.

3.4 Zustandsbeschreibung

Im Gegensatz zur klassischen bautechnischen Betrachtung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit stehen bei manchen „Spezialanwendungen“ andere Aufgaben im Vordergrund (Rekultivierung, „Dämpfung“, Abdichtung). Dazu ist eine Anpassung der bodenmechanischen Konzepte erforderlich.

Für die zahlenmäßige Beschreibung des Zustands von Böden wird in der klassischen Bodenmechanik die Lagerungsdichte I_d bei nichtbindigen und die Konsistenz I_c bei bindigen Böden benutzt. Das Grundprinzip besteht in der Bewertung der vorhandenen Dichte in Bezug auf mehr oder weniger willkürlich festgelegte Grenzwerte. Maßgebendes Kriterium

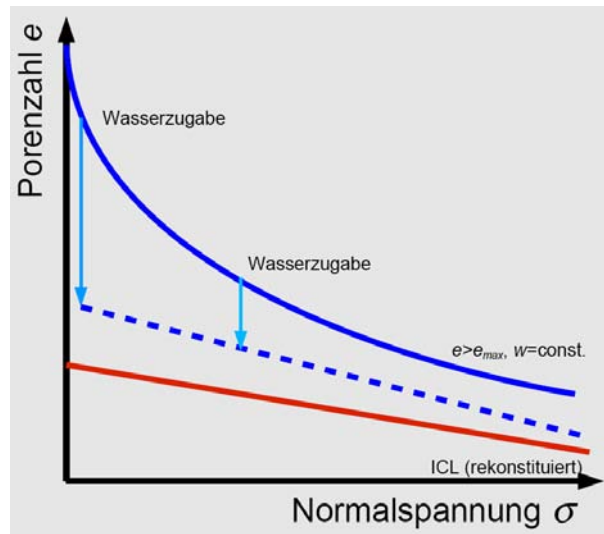


Abbildung 7: Zusammendrückbarkeit und Kollaps bei extrem locker gelagertem Schluff (TL)

für die experimentellen Verfahren zur Bestimmung dieser Grenzen ist die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse. Diese ist für die Fließ- und Ausrollgrenze nur bei feinkörnigen Böden gewährleistet. Deshalb werden w_L und w_P nach der deutschen Norm DIN 18122-1 [1] an dem Anteil des Bodens mit $d \leq 0,4 \text{ mm}$ bestimmt. Gleiches gilt für die lockerste und dichteste Lagerung nichtbindiger Böden. Schlaggabel- und Trichterversuch nach DIN 18126 [2] sind nur für ein sehr eng begrenztes Spektrum von Böden ausführbar.

Zur Bewertung des Zustands muss neben der Dichte oder dem Wassergehalt der Spannungszustand berücksichtigt werden. Bei niedrigem Druckniveau kann ein nichtbindiger Boden standsicher sein, während der gleiche Boden bei der gleichen Porenzahl bei höherem Spannungsniveau zur Verflüssigung neigt.

Von Casagrande [5] wurde zur Beschreibung dieses Phänomens das Konzept der „kritischen Dichte“ entwickelt. Ohde [6] hat für feinkörnige Böden die spannungsabhängigen Zustandsparameter Brei- und Einheitswasserzahl w_0 und w_1 entwickelt. Einige moderne Stoffgesetze nutzen ähnliche spannungsabhängige Größen, wobei die entsprechenden Parameter nicht den Rang von Klassifikationskennzahlen erlangt haben. Bei Problemen des Erdbaus, der Gütekontrolle oder der Baugrundbeurteilung werden nach wie vor überwiegend die klassischen bodenmechanischen Konzepte benutzt.

Zur Bewertung des Zustands eines Bodens bei praktischen Aufgabenstellungen können Grenzwerte für besonders lockere und besonders dichte Lagerung sehr nützlich sein. Leider fehlen Versuche und Kennwerte, die für alle Bodenarten nutzbar sind und auch die lockerste Lagerung bei teilgesättigten Zuständen berücksichtigen. Für die Festlegung Grenzwerten, die unabhängig von der Bodenart gelten, sollten Grenzen der Porenzahlen benutzt



Abbildung 8: Schrumpfen und Schwellen eines leicht- bis mittelplastischen Tons ohne Auflast

werden. Bindige Böden sind bei der Bestimmung der Fließgrenze w_L , der Ausrollgrenze w_P und der Schrumpfgrenze w_S gesättigt. Diese Wassergehalte lassen sich leicht in Grenzporozenzahlen e_L , e_P bzw. e_S umrechnen. Als charakteristische Größe zur zahlenmäßigen Beschreibung extrem lockerer Lagerungen ist e_L allerdings nicht geeignet.

3.5 Einbaukriterien bei Rekultivierungsschichten

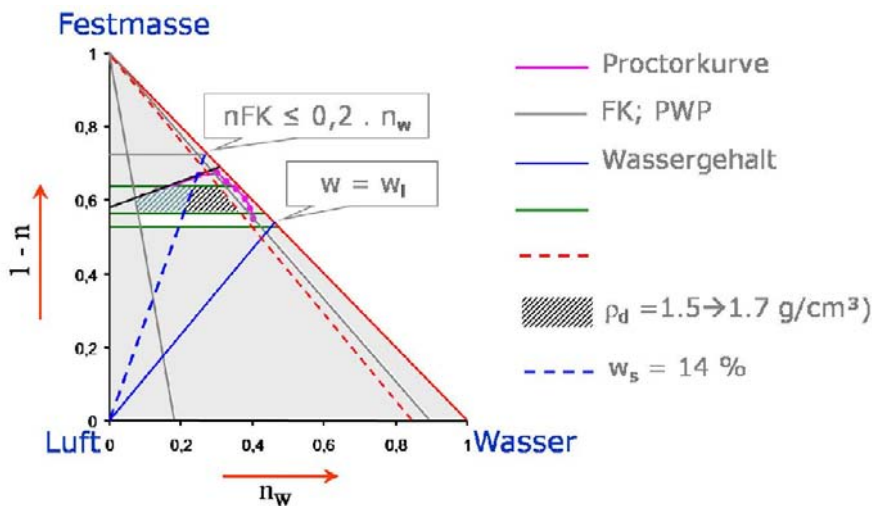


Abbildung 9: Optimierung der Einbaukriterien für Rekultivierungsschichten

Bei der Herstellung von Rekultivierungsschichten soll das nachträgliche Schrumpfen durch Austrocknung verhindert und es müssen die für das Pflanzenwachstum erforderlichen Eigenschaften gewährleistet werden. Es sind dafür die bodenkundlichen Kenngrößen permanenter Welkepunkt PWP und Feldkapazität FK nachzuweisen. Beide Werte sind

abhängig von der Dichte des Bodens und müssen in speziellen Untersuchungen experimentell ermittelt werden. Im Rahmen eines Forschungsprojekts wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem sich die Einbauparameter von Rekultivierungsböden optimieren lassen. Der Festlegung des zulässigen Bereichs der Einbaudichte und des Einbauwassergehalts von Rekultivierungsschichten liegen folgende Überlegungen zugrunde.

1. Die Verdichtungsanforderungen werden auf die Proctordichte bezogen. Durch den Einbau mit einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \approx 92\%$ auf der trockenen Seite der Proctorkurve wird eine hohe Tragfähigkeit und ein ausreichend großes Wasserspeichervermögen erreicht. Die unvermeidbaren Sackungen bei Durchfeuchtung sehr locker gelagerter Böden werden damit vorweggenommen.
2. Der Einbauwassergehalt soll niedriger sein als die Schrumpfgrenze, um Schrumpfrisse zu vermeiden.
3. Feldkapazität und permanenter Welkepunkt müssen eine nutzbare Feldkapazität ergeben, die die bodenkundlichen Anforderungen erfüllt.

Diese Vorgaben führen zur Eingrenzung des zulässigen Bereichs von Anfangswassergehalt und Trockendichte gemäß Abb. 9.

3.6 Untersuchungen zu den zyklisch-dynamischen Eigenschaften



Abbildung 10: Triaxialgerät für statische, zyklische und dynamische Beanspruchungen

Die Tritteigenschaften und das Kollapsverhalten von Böden lassen sich durch zyklisch-dynamische Messungen erfassen. Das Fachgebiet Geotechnik der HTW Dresden verfügt

über ein elektromechanisches zyklisches Triaxialgerät, mit dem Versuche an Proben mit $d=50/100/150/190$ mm möglich sind. Realisierbar sind Frequenzen bis zu 12 Hz und Lastzyklen bis 25 kN auch bei großen Kraft und Wegamplituden. Statische Belastungen sind bis 35 kN möglich. Die vertikale Kraft wird über eine äußere und eine innere Kraftmessdose gemessen. Neben den üblichen Verfahren zur Bestimmung der Verformungen des Probenkörpers, werden innenliegende Radial- und Vertikalmesssensoren eingesetzt. Zur Bestimmung des Anfangsschubmoduls werden Bender-Elemente eingesetzt. Der dynamische

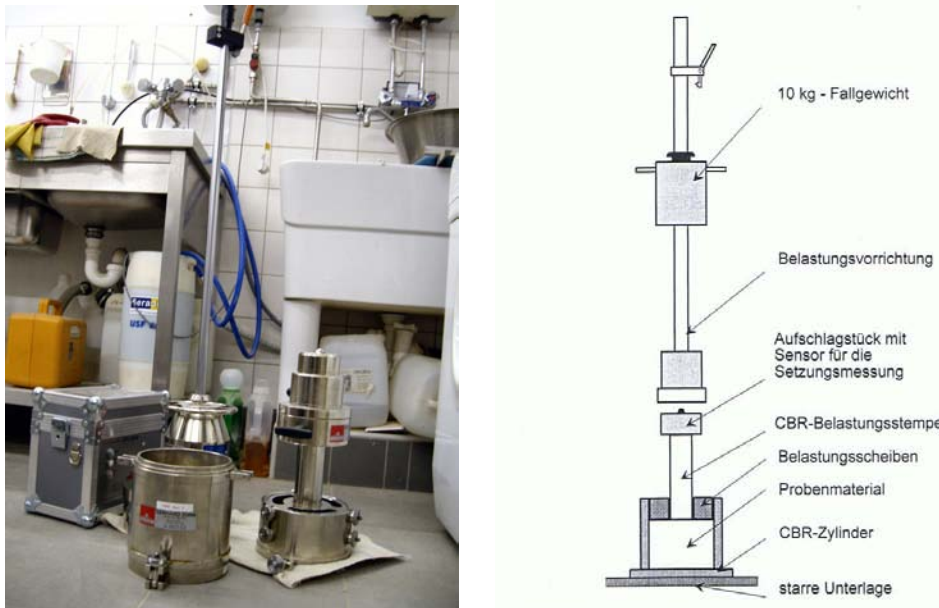


Abbildung 11: Versuchsaufbau für dynamische CBR Versuche

CBR-Versuch ist ein Stempelerindringversuch, bei dem die unter definierter stoßartiger Belastung hervorgerufene Setzungsamplitude des dynamischen CBR-Belastungsstempels gemessen und zur Berechnung des dynamischen CBR-Wertes verwendet wird. Die definierte stoßartige Belastung des CBR-Stempels wird mit der Belastungsvorrichtung des leichten Fallgewichtsgeräts erzeugt. Beide Versuchsaapparaturen werden auch zur Untersuchung des Verformungsverhaltens locker gelagerter Böden eingesetzt. Ein Schwerpunkt hierbei ist der Nachweis der stabilisierenden Wirkung von Verbesserungsmitteln auf biologischer Basis. Die Bereitstellung von Grundlagen zur Entwicklung von Schnellprüfverfahren, die auf dynamischen Feldmessungen basieren, ist ein weiterer Schwerpunkt der laufenden Projekte.

4 Schlussfolgerungen, Ausblick

Die klassischen Konzepte der Bodenmechanik sind in erster Linie für normalkonsolidierte oder vorbelastete Böden entwickelt worden. Bei locker gelagerten Materialien lag der

Schwerpunkt der Betrachtung in der Vergangenheit vor allem auf der Untersuchung des Sackungs- und des Verflüssigungsverhaltens. Im Zusammenhang mit Rekultivierungsaufgaben sowie zur Herstellung weicher Oberflächenbefestigungen hat der Erdbau mit locker gelagerten Böden in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Es sind geotechnische und agrartechnische Aspekte zu berücksichtigen. Zur Quantifizierung der bodenmechanischen Eigenschaften werden geeignete Versuchstechnologien und Stoffgesetze benötigt. Für die praktische Anwendung im Erdbau sind Schnellprüfverfahren zur Gütekontrolle erforderlich. Die vorhandenen Verfahren sind nur begrenzt anwendbar. Am Fachgebiet Geotechnik der HTW Dresden wurden im Rahmen unterschiedlicher Projekte erste Erfahrungen auf diesem Gebiet gesammelt. Schwerpunkte der Aktivitäten sind:

- die Nutzung der für teilgesättigte Böden entwickelten Modelle,
- die Erprobung von Verfahren zur Stabilisierung locker gelagerter Böden,
- die Untersuchung des zyklisch-dynamischen Verhaltens und
- die Entwicklung von Verfahren zur Gütekontrolle in situ.

Literatur

- [1] DIN 18122-1. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) - Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze. 1997.
- [2] DIN 18126. Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. 1981.
- [3] S. Al-Akel, C. Engel, J. and Lauer, R. Müller, M. and Baumert, and J. I. Schoenherr. Zusammenhängende Betrachtung geotechnischer und bodenkundlicher Aspekte bei der Planung von qualifizierten Rekultivierungsschichten. Number Heft 96, Hochschule Zittau/Görlitz, 2007.
- [4] S. Al-Akel, J. Engel, Müller, and J. I. M.; Schoenherr. Einsatz von Wasserhaushaltsschichten als Oberflächenabdichtungssystem - erste Versuchsergebnisse aus der Lysimeteranlage Bautzen/Nadelwitz. 2008.
- [5] A. Casagrande. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills. *Journ. of the Boston Society of civil engineers*, 23:13–32, 1936.
- [6] J. Ohde. Neue Erdstoff-Kennwerte. *Die Bautechnik*, 27(11):345–351, 1950.

Bodendynamische Eigenschaften weicher organischer Böden

D. Wegener, GEPRO Ingenieurgesellschaft GmbH Dresden und TU Dresden

Kurzfassung *Anhand von Literaturergebnissen und Untersuchungen im Rahmen von Projekten an Eisenbahnstrecken der DB AG werden typische bodendynamische Eigenschaften von weichen Böden, insbesondere Torf zusammengestellt und Korrelationen abgeleitet.*

Der Grundwert des Schubmoduls G_0 ist auch bei organischen Böden von der Porenzahl e und der Spannung σ'_0 abhängig. Für erste Vorabschätzungen kann man für organische Böden unter den geologischen Bedingungen in Deutschland folgende Gleichung verwenden:

$$G_0 = 323 / e^{0,5} \cdot (\sigma'_0 / p_a)^{0,5} \cdot p_a \quad \text{mit } p_a = 100 \text{ kPa.}$$

Auch die Abnahme des Schubmoduls und die Zunahme der Dämpfung mit zunehmender Scherdehnung γ und die Scherdehnungsgrenzen γ_{li} und γ_{lv} , bis zu der linear elastisches Verhalten bzw. keine bleibenden akkumulierenden Verformungen auftreten, sind abhängig von σ'_0 .

1 Einleitung

In der Praxis des Geotechnikers ist es für Vorabschätzungen mitunter erforderlich, bodendynamische Kennwerte aufgrund der vorhandenen Bodenklassifizierung und Lagerungsdichte bzw. Konsistenz abzuschätzen. Häufig ist es auch notwendig, in situ ermittelte dynamische Bodenkennwerte im so genannten „Free Field“ auf den künftigen Spannungszustand zu übertragen, zum Beispiel vor der Herstellung von Maschinenfundamenten, Windenergieanlagen oder beim Neubau von Eisenbahnstrecken sowie auch bei auszubauenden bestehenden Anlagen, wenn Untersuchungen unterhalb dieser Anlagen zu aufwendig wären.

Die bodenmechanischen und bodendynamischen Kennwerte von mineralischen Böden sind im Allgemeinen relativ umfangreich untersucht wurden. So liegen beispielsweise für Sande und Tone umfangreiche Ergebnisse für die Steifigkeit (den dynamischen Schubmodul) und die Abnahme des Schubmoduls mit der Scherdehnung vor und es gibt eine Vielzahl von Korrelationen, siehe z.B. [19]. Aber auch für organische Böden liegen dank umfangreicher Untersuchungen im Rahmen von Projekten an Eisenbahnstrecken [18] und aus der Literatur [2], [7], [8], [12], [23] Messergebnisse vor, mit denen erste Korrelationen angegeben werden können.

2 Dynamische Bodenkennwerte

Man unterscheidet hauptsächlich folgende bodendynamische Kennwerte:

- Grundwert bzw. Maximalwert des Schubmoduls G_0
- Abnahme des Schubmoduls mit zunehmender Scherdehnungsamplitude $G(\gamma)$
- Querdehnzahl ν
- Dichte des Bodens ρ
- Dämpfungsgrad D sowie
- Scherdehnungsgrenzen γ_{tl} und γ_{tv} .

In den folgenden Kapiteln wird auf die einzelnen bodendynamischen Kennwerte bei weichen, organischen Böden insbesondere Torfen eingegangen. Dafür werden Versuchsergebnisse aus verschiedenen Veröffentlichungen und aus von der GEPRO Ingenieurgesellschaft in den letzten Jahren betreuten Bauvorhaben bei Eisenbahnstrecken auf weichen Böden verwendet.

3 Grundwert bzw. Maximalwert des Schubmoduls G_0

3.1 Allgemeines

Der Grundwert des dynamischen Schubmoduls bzw. der Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_0 ist für verschiedene Bodenarten vor allem von der Porenzahl e und der mittleren effektiven Spannung σ'_0 abhängig, wobei

$$\sigma'_0 = 1/3 \cdot (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) = 1/3 \cdot (\sigma'_v + 2 \cdot \sigma'_h) = 1/3 \cdot (1 + 2 \cdot K_0) \cdot \sigma'_v \quad (1)$$

Bei grobkörnigen Böden wird G_0 zusätzlich durch die Kornform sowie die Ungleichförmigkeitszahl U und bei feinkörnigen Böden von der Plastizitätszahl I_p , der Konsistenzzahl I_C und dem Überkonsolidierungsgrad OCR beeinflusst.

In der Literatur werden für eine Vielzahl von mineralischen Bodenarten verschiedene Korrelationen für G_0 angegeben. Eine Auswahl davon ist in VRETTOS [14] zusammengestellt. In [14] wird außerdem allgemein G_0 als Produkt eines Faktors S , einer Funktion der Porenzahl $F(e)$ und einer Funktion aus σ'_0 angegeben:

$$G_0 = S \cdot F(e) \cdot (\sigma'_0 / p_a)^n p_a \quad (2)$$

G_0 nimmt entsprechend dem Exponenten n ($n < 1$, häufig $n \approx 0,5$) mit σ'_0 unterlinear zu. Durch den Bezug von σ'_0 auf den atmosphärischen Druck p_a als Referenzspannung ist Gleichung (2) dimensionsgetreu. S , $F(e)$ und n sind von der Bodenart abhängig.

Für Sande mit eckiger Kornform und normalkonsolidierte Tone ist z.B. in [12] eine Korrelation angegeben, aus der sich folgende Faktoren S und $F(e)$ sowie folgender Exponent n ergeben:

$$S = 323, F(e) = (2,97-e)^2 / (1+e) \text{ und } n = 0,5.$$

Für organische Böden ist ebenfalls eine deutliche Abhängigkeit von der Porenzahl e und σ'_0 festzustellen, wie in den Messergebnissen der folgenden Unterkapitel ersichtlich wird.

In diesen Messergebnissen wird G_0 jeweils aus in situ ermittelten Scherwellengeschwindigkeiten c_s und laborativ ermittelten Dichten ρ nach der Gleichung $G_0 = \rho \cdot c_s^2$ bestimmt. Dazu wird der entsprechende Spannungszustand im Boden infolge der Überlagerungsspannung σ'_v und der Horizontalspannung σ'_h unter der Annahme eines Ruhedruckbeiwertes $K_0 \approx 0,60 - 0,70$ aufgrund einer mäßigen Überkonsolidierung infolge der Vorbelastung, z.B. Verkehrslast, berücksichtigt.

Die für die Porenzahl e notwendige Feststoffdichte ρ_s wird empirisch aus dem Glühverlust v_{gl} durch Interpolation aus der Feststoffdichte eines rein organischen Bodens ($v_{gl} = 1,00$) mit $\rho_{s,o} \approx 1,4 \text{ g/cm}^3$ und eines rein mineralischen Bodens ($v_{gl} = 0,00$) mit $\rho_{s,m} \approx 2,7 \text{ g/cm}^3$ nach Untersuchungen von SKEMPTON & PETLEY [15] an verschiedenen Torfproben ermittelt:

$$\rho_s = (\rho_{s,m} \cdot \rho_{s,o}) / [(\rho_{s,m} \cdot \rho_{s,o}) \cdot (1,04 \cdot v_{gl} - 0,04) + \rho_{s,o}] \quad (3)$$

Für die Ermittlung von G_0 aus c_s bieten sich Feldversuche an, da hier nur kleine Dehnungen eingetragen werden und außerdem keine Änderung des Spannungszustandes durch Probenentnahme, Transport und Probeneinbau erfolgt. Im Labor werden häufig zu geringe Schubmodule G_0 ermittelt. In STUDER & KOLLER [13] wird angegeben, dass Crosshole-Versuche eine bis zu 2- 3-fache Steifigkeit gegenüber Resonant-Column-Versuchen aufweisen können. Relativ einfach sind tauchwellentomographische Messungen möglich, da hier ohne Herstellung von Bohrungen von der Oberfläche aus die Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeiten c_s und c_p des Untergrundes ermittelt werden können. Diese Messungen können jedoch nur eindeutig ausgewertet werden, wenn die Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe zunimmt. Ist diese Bedingung nicht gegeben (z.B. bei einem Damm auf einer Weichschicht), sind c_s und c_p der Weichschicht mit Refraktionsseismik nicht ermittelbar.

In diesem Fall sind Bohrlochmessungen (Crosshole, Downhole oder Uphole) notwendig.

3.2 Sherman Island Peat - San Joaquin Delta in California, USA

Zur Ermittlung des Grundwert des Schubmoduls G_0 wurde die Scherwellengeschwindigkeit c_s in situ mittels Downhole-Messungen (Free Field und Levee Crest) sowie im Labor mit Bender-Element-Versuchen im Triaxialversuchsstand an ungestörten Bodenproben (Free Field, Levee Mid toe, Levee Bench und Levee Crest) durchgeführt, siehe BOULANGER ET. AL [2] und WEHLING ET. AL. [23]. Die bei den Bender-Element-Versuchen ermittelten Scherwellengeschwindigkeiten $c_{s,BE}$ entsprechen dabei in etwa den Scherwellengeschwindigkeiten $c_{s,DH}$ der Downhole-Messungen (z.B. für Levee Crest $c_{s,BE} = 81 - 87 \text{ m/s} \approx c_{s,DH} = 83 - 90 \text{ m/s}$). Parallel erfolgten an den Bodenproben die Bestimmung der Dichte, des Wassergehaltes und des Glühverlustes. In Abbildung 1 sind die Baugrundsichtung und die Bodenprofile und in Tabelle 1 die bodendynamischen Kennwerte zusammengestellt.

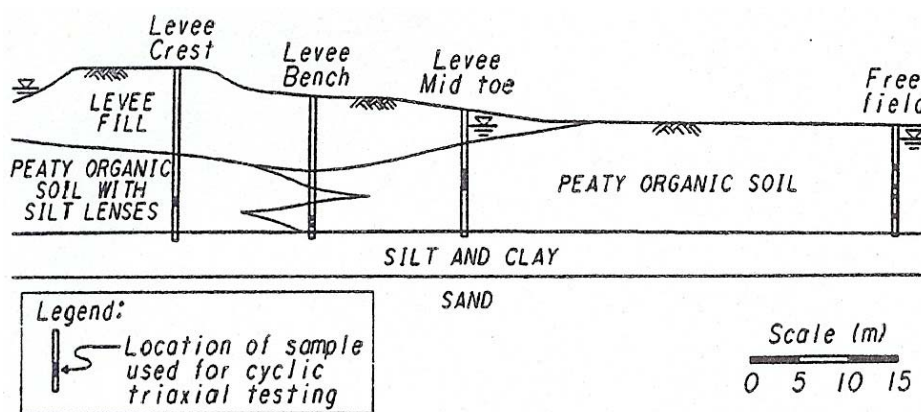


Abbildung 1: Baugrundsichtung und Bodenprofile in Sherman Island aus [23].

Tabelle 1: Bodendynamische Kennwerte und Spannungen des Sherman Island Peat nach [23]

Bezeichnung	Tiefe u. GOK [m]	w [%]	v_{Gl} [%]	ρ [g/cm ³]	ρ_d [g/cm ³]	e [-]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_0 [kN/m ²]	c_s [m/s]	G_0 [MN/m ²]
free field	5,5	440	63	1,11	0,21	7,5	12	9	30	1,0
Levee Mid toe	7,0	340	57	1,11	0,25	6,1	44	33	52	3,0
Levee Bench	12,5	180	65	1,22	0,44	3,0	78	57	63	4,8
Levee Crest	13,5	190	43	1,16	0,40	3,8	132	97	84	8,2

3.3 Mercer Slough Peat - Bellevue in Washington, USA

In KRAMER [8] wurden die bodendynamischen Eigenschaften des Mercer Slough Peat in situ mittels Downhole-Messungen mit seismischer Drucksonde (SCPT) zur Ermittlung von c_s sowie im Labor Wassergehalt w , Trockendichte und Glühverlust v_{gl} bestimmt.

Aufgrund des relativ geringen Glühverlustes von $v_{gl} \approx 25\%$ und damit hoher Feststoffdichte von $\rho_s \approx 2,0 \text{ g/cm}^3$ und des relativ hohen Wassergehaltes von $w \approx 600\%$ und damit geringer Trockendichte $\rho_d \approx 0,14 \text{ g/cm}^3$ ergibt sich eine relativ große Porenzahl $e \approx 13$.

In Abbildung 2 ist die Baugrundsichtung und in Tabelle 2 sind die bodendynamischen Kennwerte zusammengestellt.

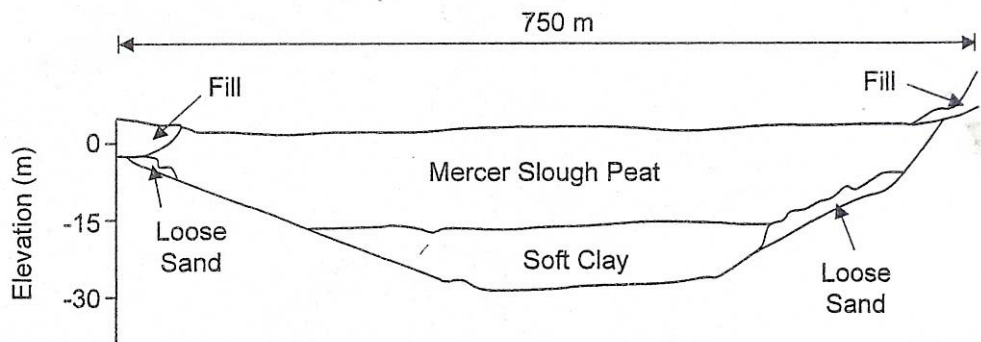


Abbildung 2: Baugrundsichtung in Mercer Slough aus [8].

Außerdem wurden im Labor Bender-Element-Versuche im Triaxialversuchsstand und Resonant-Column-Versuche durchgeführt. Diese werden im Kapitel 4 bei der Abnahme des Schubmoduls mit zunehmender Scherdehnungsamplitude γ betrachtet.

Tabelle 2: Bodendynamische Kennwerte und Spannungen des Mercer Slough Peat nach [23]

Bezeichnung	Tiefe u. GOK [m]	w [%]	v_{Gl} [%]	ρ [g/cm^3]	ρ_d [g/cm^3]	e [-]	σ'_v [kN/m^2]	σ'_0 [kN/m^2]	c_s [m/s]	G_0 [MN/m^2]
free field (< 6 m)	3 m	600	25	1,00	0,14	13	2,7	2,0	31,6	1,00
free field (6-12 m)	7 m	600	25	1,00	0,14	13	7,0	5,1	22,4	0,50
beneath fill	4 m	600	25	1,00	0,14	13	34	25	12,0	0,15

3.4 Süddeutschland 1 (Süd-D 1) Torf

An einer Eisenbahnstrecke in Süddeutschland wurden zur Ermittlung der bodendynamischen Kennwerte des Bahndammes und des darunter befindlichen Torfes Downhole-Messungen mit seismischer Drucksonde (SCPT) in Gleisachse ausgeführt, siehe NEIDHART ET. AL. [11]. Parallel dazu erfolgte die Entnahme von ungestörten Bodenproben des Torfes, an denen unter anderem Dichte, Wassergehalt und Glühverlust ermittelt wurden.

Exemplarisch ist in Abbildung 3 ein Messquerschnitt mit einem 7,4 m hohen Damm über einer Weichschicht aus Torf mit den Ergebnissen der Downhole-Messungen und in Tabelle 3 sind die bodendynamischen Kennwerte und die in situ vorhandenen Spannungen zusammengestellt.

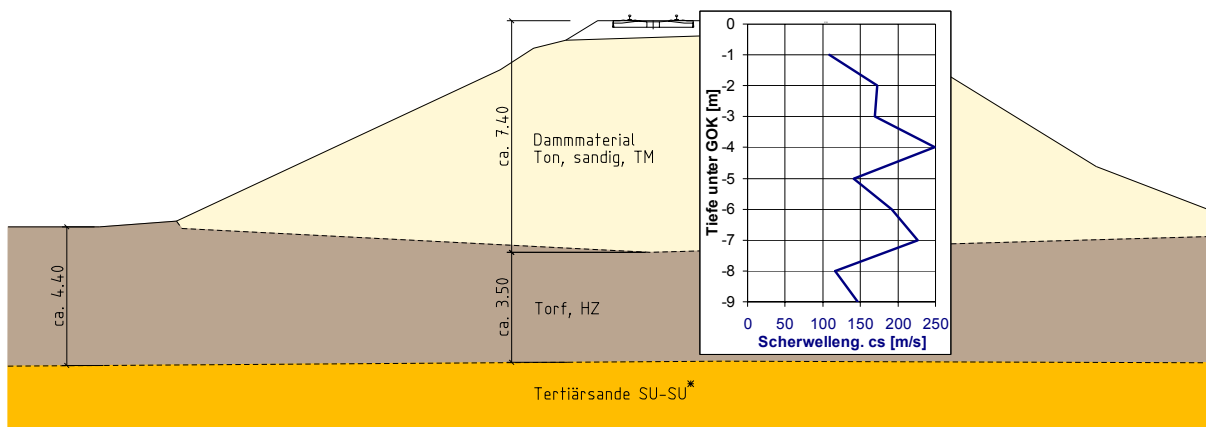


Abbildung 3: Baugrundsichtung und Downhole-Messergebnisse für den Süd-D 1 Torf.

Tabelle 3: Bodendynamische Kennwerte und Spannungen für den Süd-D 1 Torf.

Bezeichnung	Tiefe u. GOK [m]	w [%]	v_{Gl} [%]	ρ [g/cm ³]	ρ_d [g/cm ³]	e [-]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_0 [kN/m ²]	c_s [m/s]	G_0 [MN/m ²]
Torf HZ										
unter 7,4 m Damm	9,0	220	~ 60	1,17	0,37	4,5	130	95	130	19,8
Torf HZ										
unter 4,8 m Damm	6,0	250	~ 60	1,15	0,33	3,9	85	62	100	11,5

3.5 Nordostdeutschland 1 (Nordost-D 1) Torf und Mudde

Eine Bahnstrecke in Nordostdeutschland führte über ausgedehnte Niedermoorbereiche und befand sich in einem sanierungsbedürftigen Zustand. Für die Planung von optimierten Ertüchtigungslösungen wurden Bewertungen zur Standsicherheit und zur dynamischen Stabilität geführt [22].

Zur Bestimmung der bodenmechanischen und bodendynamischen Eigenschaften erfolgten unter anderem im Bereich neben dem Damm in 2 Messquerschnitten mit mäßig zersetzten Torf HN und darunter anstehender Mudde F refraktionsseismische Messungen sowie Dichte-, Wassergehalt- und Glühverlustbestimmungen im Labor.

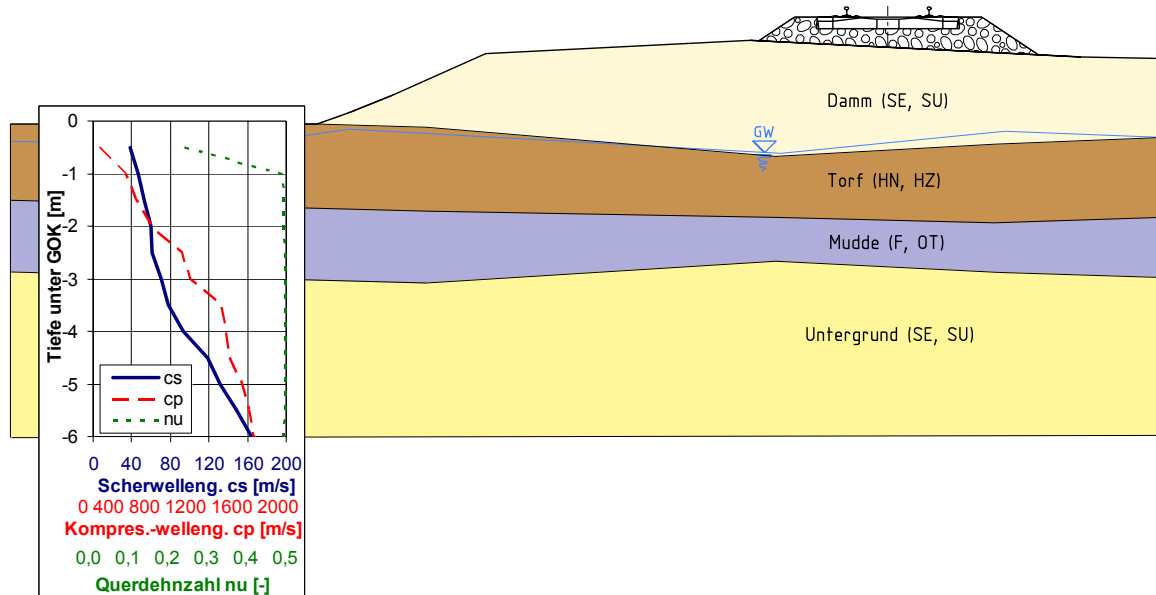


Abbildung 4: Baugrundsichtung und Ergebnisse der refraktionsseismischen Messungen.

Tabelle 4: Bodendynamische Kennwerte und Spannungen für Nordost-D 1 Torf und Mudde.

Bezeich- nung	Tiefe u. GOK [m]	w [%]	v_{Gl} [%]	ρ [g/cm ³]	ρ_d [g/cm ³]	e [-]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_0 [kN/m ²]	c_s [m/s]	G_0 [MN/m ²]
Torf HN	0,0 -	400 -	50 -	0,95 -	0,16 -	6,9 -	5,0 -	4,0 -	40 -	1,5 -
n. Damm	2,0	500	70	1,05	0,21	9,3	8,0	6,0	60	3,8
Ø	1,0	460	60	1,00	0,18	8,2	7,0	5,0	50	2,5
Mudde F	2,0 -	55 -	20 -	1,55 -	0,95 -	1,4 -	9,0 -	7,0 -	60 -	5,8 -
n. Damm	3,5	65	25	1,65	1,05	1,6	17	13	80	10,6
Ø	2,5	60	22	1,60	1,00	1,5	13	10	70	7,8

3.7 Süddeutschland 2 (Süd-D 2) Torf

Zur Ermittlung der bodendynamischen Kennwerte wurden bei einer weiteren Eisenbahnstrecke in Süddeutschland Downhole-Messungen in Gleisachse und refraktionsseismische Messungen am Dammfuß in jeweils 5 Querprofilen durchgeführt, von denen in 4 Querprofilen organische Weichschichten vorhanden waren.

Exemplarisch ist in Abbildung 1 ein Messquerschnitt mit den Ergebnissen der Downhole-Messungen sowie den Ergebnissen der refraktionsseismischen Messungen dargestellt.

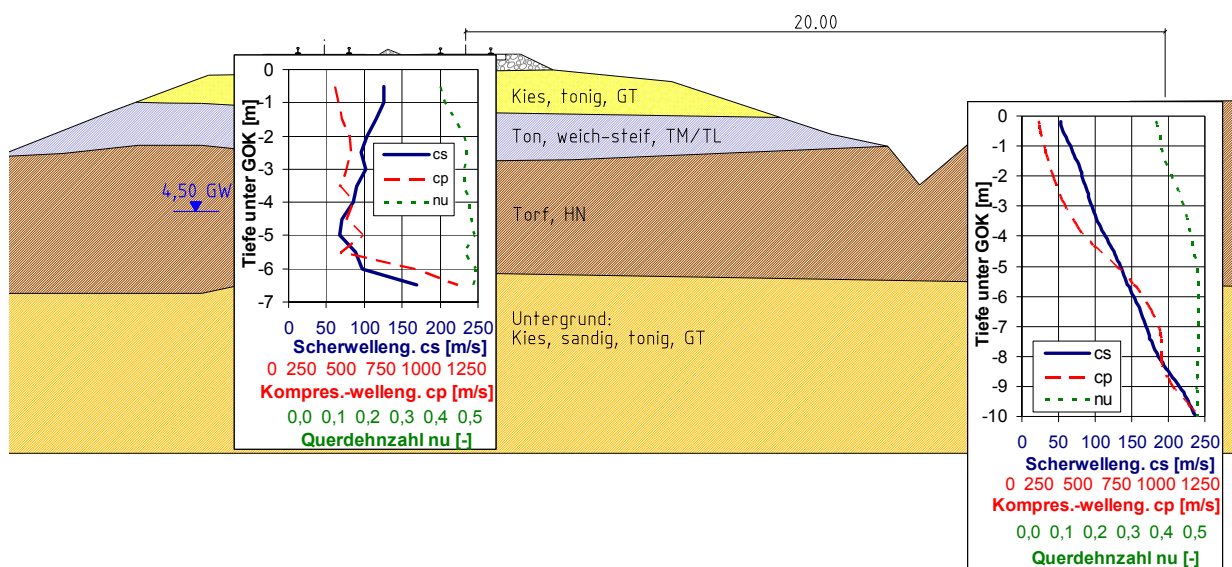


Abbildung 6: Baugrundsichtung und Ergebnisse der Downhole-Messungen (in Gleisachse) und der refraktionsseismischen Messungen (ca. 20 m neben Gleisachse) für Süd-D 2 Torf.

Die Messquerschnitte unterscheiden sich hinsichtlich Torfmächtigkeit und Überdeckung, wobei die Unterschiede zwischen den einzelnen Messstellen geringer als zwischen den Ergebnissen in Gleisachse und am Dammfuß sind. Es werden deshalb die Ergebnisse aus der Gleisachse mit Torfmächtigkeiten von ca. 2,0 – 3,0 m und Überdeckungen von ca. 2,5 - 3,0 m sowie die Ergebnisse für den Torf neben dem Damm mit Torfmächtigkeiten von ca. 3,0 - 4,0 m direkt unter Geländeoberkante zusammengefasst.

Tabelle 6: Bodendynamische Kennwerte und Spannungen für den Süd-D 2 Torf.

Bezeichnung	Tiefe u. GOK [m]	w [%]	v_{Gl} [%]	ρ [g/cm ³]	ρ_d [g/cm ³]	e [-]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_0 [kN/m ²]	c_s [m/s]	G_0 [MN/m ²]
HN-HZ	3,0 -	200 -	70 -	1,00 -	0,17 -	3,9 -	50 -	37 -	80 -	6,4 -
u. Damm	6,0	500	90	1,05	0,35	7,8	65	48	120	15,1
Ø	4,0	350	80	1,03	0,23	6,0	58	42	100	10,3
HN-HZ	0,0 -	400 -	85 -	0,97 -	0,12 -	6,8 -	5,0 -	4,0 -	50 -	2,4 -
n. Damm	5,0	700	95	1,03	0,20	11,5	21	15	90	8,3
Ø	1,5	550	90	1,00	0,15	9,2	13	10	70	4,9

3.8 Weitere Untersuchungen an Torf neben Eisenbahnstrecken

An einer weiteren Bahnstrecke in Nordostdeutschland (Nordost-D 2) und einer weiteren Bahnstrecke in Süddeutschland (Süd-D 3) wurden ebenfalls refraktionsseismische Messungen neben dem Damm zur Ermittlung der Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeiten in jeweils 3 Messquerschnitten durchgeführt. Weiterhin erfolgten Laborversuche zur Bestimmung der Dichte, des Wassergehaltes und des Glühverlustes des jeweils zersetzten Torfes HZ. In Tabelle 7 sind die bodendynamischen Kennwerte für die beiden Torfe zusammengestellt.

Tabelle 7: Bodendynamische Kennwerte und Spannungen für Torfe Nordost-D 2 und Süd-D 3.

Bezeichnung	Tiefe u. GOK [m]	w [%]	v_{Gl} [%]	ρ [g/cm ³]	ρ_d [g/cm ³]	e [-]	σ'_v [kN/m ²]	σ'_0 [kN/m ²]	c_s [m/s]	G_0 [MN/m ²]
Nordost-	0,0 -	200	40 -	1,00 -	0,16 -	4,4 -	5,0 -	4,0 -	40 -	1,6 -
D 2 HZ	1,5	530	70	1,10	0,36	9,6	9,0	7,0	80	7,0
Ø	0,8	365	55	1,05	0,23	7,0	6,0	5,0	60	3,8
Süd-D 3	0,0 -	200	30 -	1,05 -	0,21 -	4,5 -	5,0 -	4,0 -	40 -	1,7 -
Torf HZ	2,0	400	70	1,15	0,37	7,0	18	13	120	16,6
Ø	1,0	300	50	1,10	0,28	5,8	12	9,0	80	7,0

3.9 Zusammenfassung der Messergebnisse und Ableitung von Korrelationen

Anhand der zusammengestellten bodendynamischen Kennwerte in den Tabellen 1 bis 7 können erste Korrelationen von G_0 in Abhängigkeit von e und σ'_0 angegeben werden.

Aus den Ergebnissen der Untersuchungen am Sherman Island Peat (siehe Kapitel 3.2) wurde in [23] für normalkonsolidierte Torfproben die Korrelation $G_0 = C_0 \cdot (\sigma'_v / p_a)^n \cdot p_a$ mit $C_0 = 72,3$ und $n = 0,96$ angegeben, wobei die Konstante C_0 dem Produkt $S \cdot F(e)$ nach Gleichung (2) entspricht. Die Korrelation beinhaltet jedoch entgegen Gleichung (2) nicht die mittlere allseitige effektive Spannung σ'_0 , sondern die Vertikalspannung σ'_v .

Nach Gleichung (1) beträgt das Verhältnis $\sigma'_0 / \sigma'_v \approx 0,73$ aufgrund der Annahme eines Ruhe-druckbeiwertes $K_0 \approx 0,60$ bedingt durch eine mäßige Überkonsolidierung in situ. Es ergibt sich dadurch die Beziehung $G_0 = C_0 \cdot (\sigma'_0 / p_a)^n \cdot p_a$ mit $C_0 \approx 90$ und $n = 1,0$, die auch in [10] angegeben ist.

Wie jedoch aus dem Vergleich der relativ niedrigeren Werten von G_0 bei dem Mercer Slough Peat mit der relativ großen Porenzahl von $e \approx 13$ gegenüber den wesentlich größeren Werten von G_0 des Sherman Island Peat mit Porenzahlen von $e = 3,0 - 7,5$ (siehe Tabelle 1) bei gleicher Spannung σ'_0 erkennbar ist, spielt die Porenzahl e ebenfalls eine wichtige Rolle für die empirische Ermittlung von G_0 . Es sollte deshalb auch für organische Böden die Gleichung (2) verwendet werden, in der das Produkt $S \cdot F(e)$ anstatt einer von der Porenzahl e unabhängigen Konstante C_0 enthalten ist.

Auch die Messergebnisse des Sherman Island Peat lassen sich durch $S \cdot F(e)$ anstatt C_0 approximieren, da z.B. die Porenzahl mit $e = 7,5$ im Free Field deutlich größer als im Levee Bench mit $e = 3,0$ war und damit der Faktor $F(e)$ im Free Field kleiner als $F(e)$ im Levee Bench ist. Es ergebe sich dadurch ein kleinerer Exponent n für die Spannungsabhängigkeit, der auch in anderen Untersuchungen ermittelt wurde, z.B. Mercer Slough Peat mit $n = 0,5$ nach [8].

Bei der Gesamtauswertung aller Messergebnisse von Kapitel 3.2 bis 3.8 lässt sich feststellen, dass sich der Grundwert des Schubmoduls G_0 analog der mineralischen Böden aus S , $F(e)$ und $(\sigma'_0 / p_a)^n$ mit dem Exponenten $n \approx 0,5$ nach Gleichung (2) in Kapitel 3.1 ergibt.

Demnach lässt sich das Produkt $S \cdot F(e)$ bzw. die dimensionslose Größe $G_0 / p_a / (\sigma'_0 / p_a)^n$ mit $n = 0,50$ für die Messergebnisse an organischen Böden angeben (siehe Abbildung 7).

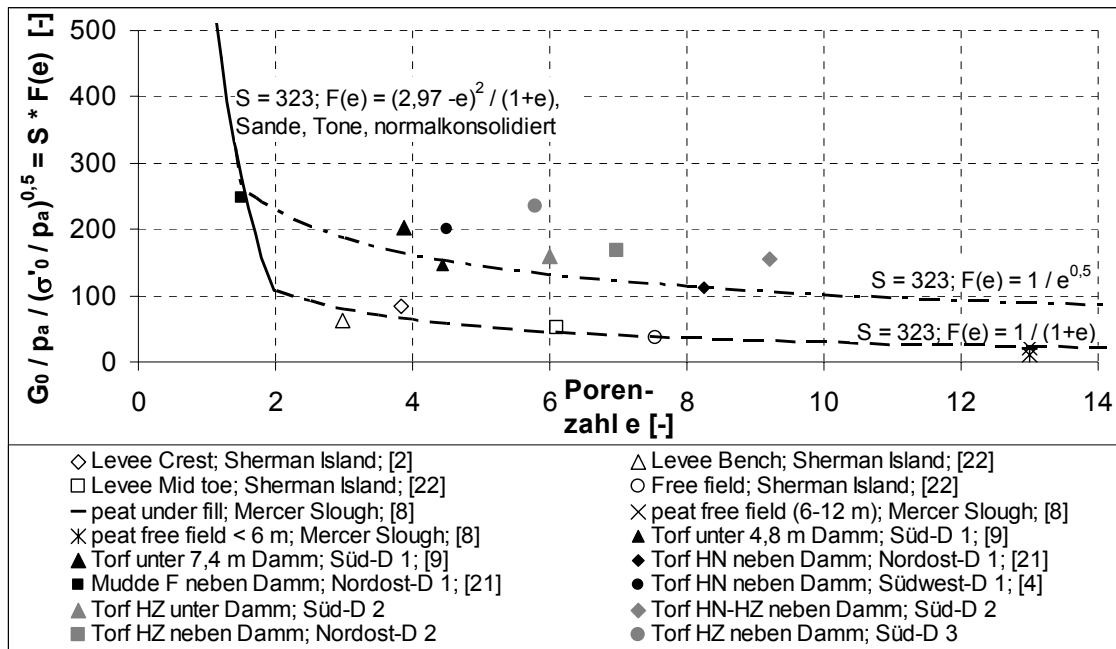


Abbildung 7: $S \cdot F(e) = G_0 / p_a / (\sigma'_0 / p_a)^n$ mit $n = 0,50$ für organischen Böden.

Die Werte aus der amerikanischen Literatur (unausgefüllte Symbole) sind deutlich niedriger als die unter den geologischen Bedingungen in Deutschland gemessenen Werte (ausgefüllte Symbole), z.B. $S \cdot F(e) = 159$ für Torf HZ unter Damm; Süd-D 2 mit $e = 6,0$; $\sigma'_0 \approx 42 \text{ kN/m}^2$; hingegen $S \cdot F(e) = 52$ für Levee Mid toe; Sherman Island mit $e = 6,1$; $\sigma'_0 \approx 33 \text{ kN/m}^2$.

Der sich für die untersuchten organischen Böden in Deutschland (siehe Kapitel 3.4 bis 3.8) ergebende Faktor $F(e) = 1 / e^{0,5}$ mit $e \geq 1,42$ ist deshalb deutlich größer als der sich für die untersuchten organischen Böden in Sherman Island und Mercer Slough (siehe Kapitel 3.2 und 3.3), die mit einem Faktor $F(e) = 1 / (1 + e)$ mit $e \geq 1,97$ approximiert werden können.

Der empirisch ermittelte Faktor $S \approx 323$ ist jedoch ca. gleich groß und entspricht genau dem in [13] angegebenen Wert für Sande mit eckiger Kornform und normalkonsolidierte Tone.

Aufgrund der relativ geringen Datenmenge und großen Streubreite der Ergebnisse sollten weiterhin Messungen zur Ermittlung von G_0 bei organischen Böden für bodendynamische Berechnungen durchgeführt werden.

Zur überschlägigen Ableitung von G_0 im Bereich unterhalb von Gründungskörpern kann jedoch auf Grundlage von Messergebnissen aus dem Free Field ebenso wie für mineralische Böden eine Spannungsabhängigkeit in der Form $(\sigma'_0 / p_a)^n$ mit $n = 0,50$ verwendet werden.

Für grobe Vorabschätzungen kann man für organische Böden unter den geologischen Bedingungen in Deutschland die Gleichung (2) mit $S = 323$, $F(e) = 1 / e^{0,5}$ und $n = 0,50$ verwenden.

4 Abnahme des Schubmoduls mit zunehmender Scherdehnungsamplitude

Der Schubmodul $G(\gamma)$ ergibt sich aus dem Grundwert des Schubmoduls G_0 unter Berücksichtigung der Scherdehnungsamplitude γ .

Für die Abhängigkeit des Schubmoduls G von der Scherdehnung γ von organischen Böden wurden Laboruntersuchungen am Sherman Island Peat [2] und [23] (siehe Kapitel 3.2), am Mercer Slough Peat [8] (siehe Kapitel 3.3) und an einem hier als North Greek Peat bezeichneten Torf aus 36 m bzw. 86 m Tiefe und entsprechend hohen $\sigma'_0 = 370\text{-}400$ kPa aus [7] sowie einem Torf mit Klei in Norddeutschland mit $\sigma'_0 \approx 100$ kPa aus [12] herangezogen.

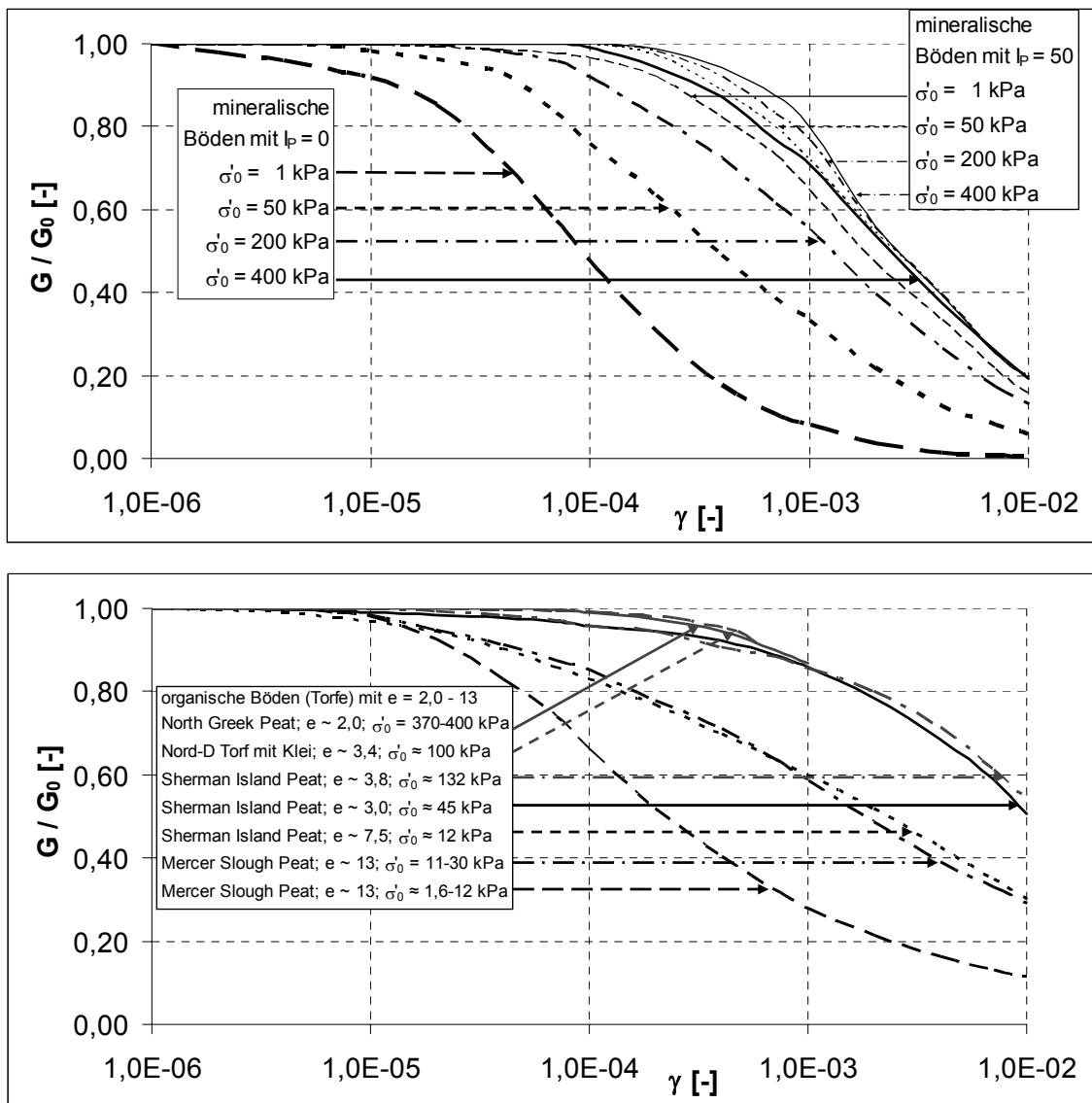


Abbildung 8: Verlauf des bezogenen Schubmoduls G/G_0 mit zunehmender Scherdehnung γ oben: mineralischen Boden aus [6]; unten: organische Böden aus [1], [7], [8] und [23].

Im unteren Diagramm in Abbildung 8 ist jeweils die gemittelte Kurve aus den jeweiligen Versuchsserien für die organischen Böden und vergleichend dazu der Verlauf für mineralische Böden mit einer Plastizitätszahl von $I_P = 0$ und $I_P = 50$ sowie einer Spannung von jeweils $\sigma'_0 = 1; 50; 200$ und 400 kPa dargestellt.

Sowohl bei den mineralischen als auch den organischen Böden ist erkennbar, dass tendenziell der Schubmodul G mit der Scherdehnung γ bei geringer Spannung σ'_0 stärker abnimmt als bei größerem σ'_0 . Diese Abnahme ist bei den untersuchten mineralischen Böden mit $I_P = 0$ (oberes Diagramm, linke Kurven) bei annähernd gleichem σ'_0 größer als bei den untersuchten organischen Böden (unteres Diagramm). So beträgt z.B. bei einer Scherdehnung von jeweils $\gamma = 1 \cdot 10^{-4}$ bei mineralischen Böden mit $\sigma'_0 = 50$ kPa: $G/G_0 \approx 0,76$, hingegen bei dem Sherman Island Peat mit $\sigma'_0 \approx 45$ kPa: $G/G_0 \approx 0,96$.

Die Abnahme von G mit γ ist bei den mineralischen Böden mit $I_P = 50$ (oberes Diagramm, rechte Kurven) hingegen deutlich geringer als bei den untersuchten organischen Böden.

Auffällig ist außerdem, dass sowohl für die untersuchten organischen Böden, als auch die mineralischen Böden mit $I_P = 50$ die Abnahme von G mit γ bei größeren Spannungen σ'_0 nahezu spannungsunabhängig sind. So verlaufen die Kurven sowohl für die mineralischen Böden mit $I_P = 50$ mit $\sigma'_0 = 50, 200$ und 400 kPa als auch für die organischen Böden mit $\sigma'_0 \approx 45; 100; 132$ und $370-400$ kPa relativ ähnlich.

5 Querdehnzahl ν

Die Querdehnzahl ν ergibt sich bei bekannter Scherwellengeschwindigkeit c_s und Kompressionswellengeschwindigkeit c_p zu $\nu = \frac{1}{2} \cdot (c_p^2 - 2c_s^2) / (c_p^2 - c_s^2)$.

Bei weichen, organischen Böden ist üblicherweise der Wassergehalt w und der Porenanteil n relativ hoch. Da die Scherwellen nur über das Korngerüst, die Kompressionswellen hingegen sowohl über das Korngerüst als auch das Porenwasser übertragen werden können, ist in der Regel bei Teilsättigung (oberhalb des Grundwasserspiegels) der Quotient $c_p / c_s \geq 2,5$ (z.B. bei $c_s = 60$ m/s und $c_p \geq 150$ m/s), woraus sich eine Querdehnzahl von $\nu \geq 0,40$ ergibt. Bei vollständiger Wassersättigung (unterhalb des Grundwasserspiegels) beträgt aufgrund der hohen Geschwindigkeit der P-Welle ($c_p \geq 1400$ m/s) der Quotient $c_p / c_s \approx 10$ und damit die Querdehnzahl $\nu \approx 0,495$.

6 Dichte ρ

Die Dichte ρ beträgt bei nahezu unzersetzten Torfen HN mit entsprechend hohem Porenanteil ($n \approx 0,8 - 0,9$) ca. $1,05 - 1,10 \text{ g/cm}^3$. Bei Teilsättigung kann die Dichte sogar $< 1,0 \text{ g/cm}^3$ sein. Mit zunehmendem Zersetzungsgrad und mit abnehmendem organischem Anteil des Torfes nimmt hingegen die Dichte zu. Die Dichten für Torf (HN, HZ) bewegen sich aus den bisherigen Erfahrungen von $\rho \approx 0,8 - 1,3 \text{ g/cm}^3$. In [17] werden für Mudde (F) $\rho \approx 1,3 - 1,6 \text{ g/cm}^3$ und für organischen Ton bzw. Schluff (OT, OU) $\rho \approx 1,6 - 1,9 \text{ g/cm}^3$ angegeben.

Die Dichten von organischen Böden weisen somit eine deutlich höhere Streuung auf als die von mineralischen Böden. Es sollte daher bei organischen Böden prinzipiell eine direkte Bestimmung der Dichte ρ und gleichzeitig die Ermittlung von Wassergehalt w und Glühverlust v_{gl} zur Bestimmung der Porenzahl e an ungestörten Bodenproben erfolgen.

Angaben zu den Dichten der untersuchten organischen Böden sind auch in den Zusammenstellungen der Bodenkennwerte im Kapitel 3 enthalten.

7 Dämpfungsgrad D

Die Dämpfungsgrad D ist ebenso wie der Schubmodul G (siehe Kapitel 4) von γ abhängig. In Abbildung 8 ist jeweils der mittlere Verlauf für D für die organischen Böden aus [1], [7], [8], [12] und [23] sowie vergleichend dazu die mineralische Böden mit unterschiedlichem I_p aus [21] dargestellt.

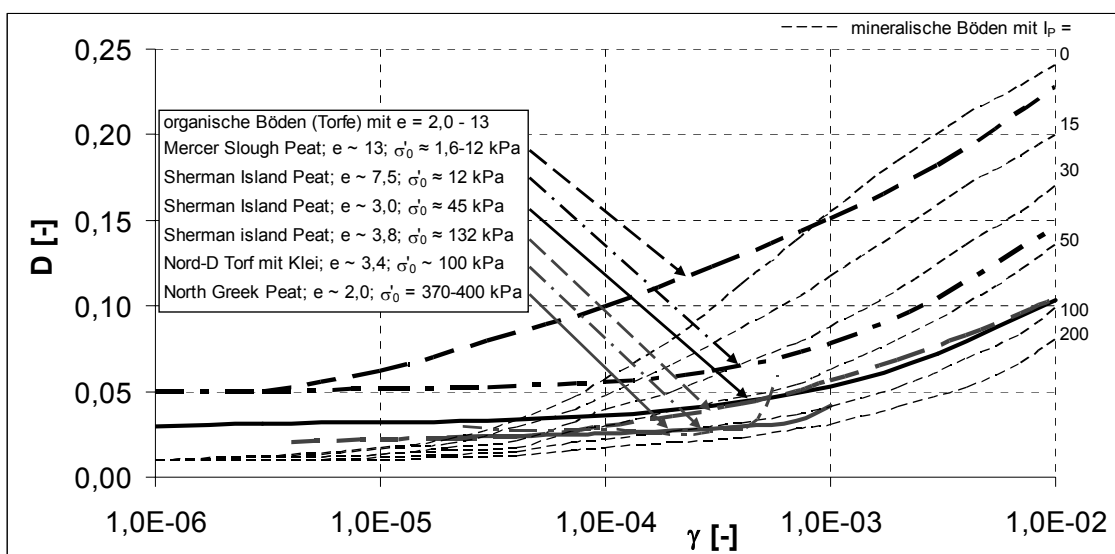


Abbildung 9: Verlauf des Dämpfungsgrades D in Abhängigkeit von der Scherdehnung γ .

In Abbildung 8 ist zu sehen, dass der Dämpfungsgrad D mit der Scherdehnung γ bei geringer Spannung σ'_0 stärker zunimmt als bei größerem σ'_0 . Besonders stark nimmt der Dämpfungsgrad D des Mercer Slough Peat mit $e \approx 13$ und $\sigma'_0 = 1,6 - 12$ kPa zu und beträgt für eine Scherdehnung $\gamma = 1 \cdot 10^{-4}$ bereits 0,10.

Ab einer Spannung $\sigma'_0 \geq 40$ kPa sind nur noch geringe Unterschiede in der Größe von D feststellbar. Bei $\gamma = 1 \cdot 10^{-4}$ beträgt $D \approx 0,03 - 0,04$ und für $\gamma \geq 1 \cdot 10^{-4}$ verlaufen die Kurven ähnlich dem ausgeprägt plastischen, mineralischen Boden mit $I_p = 100$ aus [21].

Bei geringen Scherdehnungen $\gamma < 5 \cdot 10^{-5}$ ist D hingegen bei den untersuchten organischen Böden mit $D \approx 0,03 - 0,06$ größer als bei den mineralischen Böden aus [21] mit $D \approx 0,02 - 0,03$.

8 Scherdehnungsgrenzen γ_{tl} und γ_{tv}

Weitere wichtige bodendynamische Eigenschaften sind die Grenzscherdehnungen γ_{tl} und γ_{tv} gemäß VUCETIC [15]. Danach erfolgt eine Einteilung in folgende drei Bereiche:

- $\gamma \leq \gamma_{tl}$ sehr geringe Scherdehnung mit linear elastischen Materialverhalten,
- $\gamma_{tl} < \gamma \leq \gamma_{tv}$ geringe Scherdehnung mit nichtlinear elastischen Materialverhalten und keiner Akkumulation von bleibenden Verformungen sowie
- $\gamma > \gamma_{tv}$ mittlere bis große Scherdehnung mit nichtlinear anelastischen Verhalten.

In Abbildung 10 sind die in HSU & VUCETIC [2] zusammengestellten Versuchsergebnisse der Scherdehnungsgrenze γ_{tv} für mineralische Böden aus 16 Versuchsserien an 11 verschiedenen Sanden und Tonen sowie ergänzend dazu γ_{tv} für zwei organische Böden aus KALLIOGLOU ET. AL. [7] zusammengestellt:

- trockener, enggestufter Quarzsand SE gemäß [14],
- trockener bzw. teilgesättigter, enggestufter Nevada-Sand SE gemäß Nev-0, Nev-20, Nev-33 und Nev-47 aus [5],
- trockener bzw. gesättigter, enggestufter Ottawa-Sand SE gemäß [24],
- teilgesättigter Los-Angeles-Sand SU gemäß L-3 aus [5],
- teilgesättigter, sandiger Los-Angeles-Ton TL, weich bis steif mit $I_p \approx 10$ gemäß L-1 und L-2 aus [5],
- gesättigter, aufbereiteter Ton TL, fest mit $I_p = 10,5$ gemäß [3],
- gesättigter Los-Angeles-Ton TM-TA, halbfest mit $I_p = 23,1$ gemäß L-5 aus [5],

- teilgesättigter Südkalifornien-Ton TM-TA, halbfest mit $I_P = 30$ gemäß SC-222 und SC 666 aus [5],
- gesättigter Kaolinit-Ton TA, breiig mit $I_P = 25$ gemäß [11],
- teilgesättigter San-Diego-Ton TM-TA, halbfest mit $I_P = 33,7$ gemäß UCSC-22 aus [5],
- gesättigter Bäckebol- bzw. Skandinavien-Ton TA, breiig mit $I_P \approx 50$ gemäß [1],
- organischer-Aegion-Ton OT, mit $v_{gl} = 13 - 15 \%$ und $I_P = 10$ gemäß [7] und
- Larnaca- bzw. Drama-Mudde F mit $v_{gl} = 25 - 33 \%$ und $I_P = 40$ gemäß [7].

Weiterhin sind in Abbildung 10 die aus den Versuchsergebnissen an mineralischen Böden abgeleitete Scherdehnungsgrenze γ_{tl} sowie der untere Grenzwert einer Bandbreite für $\gamma_{tv,1994}$ aus [15] und einer verfeinerten Bandbreite und damit größerem unteren Grenzwert $\gamma_{tv,2004}$ aus [2] sowie den gleichgebliebenen Mittelwert beider Veröffentlichungen $\gamma_{tv,average}$ dargestellt.

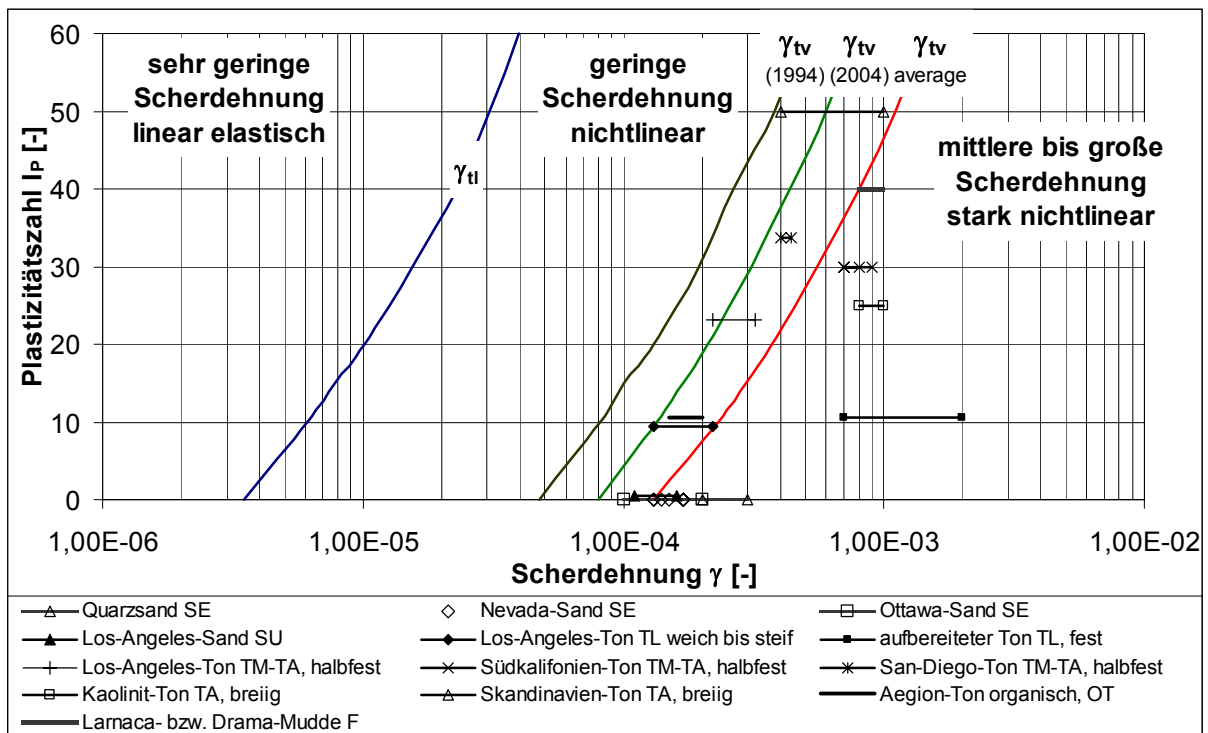


Abbildung 10: Verlauf des bezogenen Schubmoduls G/G_0 mit zunehmender Schubdehnung γ .

In Abbildung 10 ist erkennbar, dass sowohl bei mineralischen als auch organischen Böden γ_{tv} bei höherer Plastizität zunimmt. Insbesondere für organische Böden gibt es in der Literatur jedoch nur wenige Angaben für γ_{tv} . In den Untersuchungen zu den Torfen [1], [8] und [23] sind lediglich Angaben zur Abnahme des Schubmoduls G mit der Scherdehnung γ (siehe Kapitel 4), aber nicht zu γ_{tl} und γ_{tv} enthalten.

Beim Vergleich der definierten Scherdehnungsgrenzen γ_{tl} und γ_{tv} nach [3] und [20] kann man für mineralische Böden jedoch einen gewissen Zusammenhang der Abnahme von G mit zunehmenden γ in Abhängigkeit von I_P nach VUCETIC & DOBRY [21] feststellen.

Demnach liegt für alle untersuchten Plastizitätszahlen ($I_P = 0$, $I_P = 15$, $I_P = 30$ und $I_P = 50$)

- die lineare Scherdehnungsgrenze γ_{tl} bei $G/G_0 \approx 0,99$,
- die untere volumetrische Scherdehnungsgrenze $\gamma_{tv,1994}$ bei $G/G_0 \approx 0,83$,
- die untere volumetrische Scherdehnungsgrenze $\gamma_{tv,2004}$ bei $G/G_0 \approx 0,75$ und
- die mittlere volumetrische Scherdehnungsschwelle $\gamma_{tv,average}$ bei $G/G_0 \approx 0,66$.

Würde man den Zusammenhang zwischen der Scherdehnungsgrenze der neueren Veröffentlichung $\gamma_{tv,2004}$ bei $G/G_0 \approx 0,75$ auf die untersuchten organischen Böden übertragen, ergebe sich für die in Abbildung 8 unten dargestellten Torfe folgende Scherdehnungsgrenzen γ_{tv} :

- für den Mercer Slough Peat mit $\sigma'_0 \approx 1,6 - 12$ kPa: $\gamma_{tv} \approx 7,0 \cdot 10^{-5}$,
- für den Mercer Slough Peat mit $\sigma'_0 \approx 11 - 30$ kPa
und den Sherman Island Peat mit $\sigma'_0 \approx 12$ kPa: $\gamma_{tv} \approx 2,5 \cdot 10^{-4}$ sowie
- für die weiteren Torfe mit $\sigma'_0 \geq 45$ kPa: $\gamma_{tv} \approx 2,5 \cdot 10^{-3}$.

Im Ergebnis wird deutlich, dass die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} nicht nur von Plastizität, sondern insbesondere bei organischen Böden auch vom Spannungsniveau σ'_0 abhängig ist. Außerdem kann durchaus eine Zehnerpotenz oder mehr zwischen den Scherdehnungsgrenzen γ_{tv} verschiedener Böden oder auch gleicher Böden mit unterschiedlichen σ'_0 liegen.

In SAVIDIS & SCHEPERS [12] wurde anhand von Resonant-Column Versuchen an Klei festgestellt, dass es bereits bei einer Scherdehnungsamplitude von $\gamma = 5,0 \cdot 10^{-5}$ mit $\sigma'_0 \approx 50$ kPa zu einer Akkumulation von bleibenden Verformungen kommt, also γ_{tv} überschritten wird.

Aufgrund der bisher relativ geringen Anzahl an Untersuchungen bei gleichzeitig großer Streuung sowie der Unsicherheit bei der Ableitung von γ_{tv} aus der Abnahme von G mit zunehmenden γ sollte bei organischen Böden die Scherdehnungsgrenze γ_{tv} durch geeignete Versuche mit unterschiedlichen σ'_0 messtechnisch ermittelt und nicht empirisch abgeschätzt werden.

Literatur

- [1] ANDREASSON, B.A.: *Deformation characteristics of soft, high plastic soils under dynamic loading conditions*. PhD thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden, No. 242, 1979.
- [2] BOULANGER, R.W.; ARULNATHAN, R.; HARDER JR. L. F.; TORRES, R.A.; DRILLER, M.W.: *Dynamic Properties of Sherman Island Peat*. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 124, No.1, S. 12-20, 1998.
- [3] CHU, H. H.; VUCETIC, M.: *Settlement of compacted clay in a cyclic direct simple shear device*. ASTM, Geotechnical Testing Journal Vol. 15, No.4, pp. 371-379, 1992.
- [4] FISCHER, R.; KIPPER, R.; MÖDE, M.; MORTAG, M.; WEGENER, D.: *Untergrundertüchtigung eines Streckenabschnittes über Weichschicht*, Eisenbahningenieur (60) 06/2009.
- [5] HSU, C.C.; VUCETIC, M.: *Volumetric threshold shear strain for cyclic settlement*. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 130, No.1, pp. 58-70, 2004.
- [6] ISHIBASHI, I.: *Discussion to effect of soil plasticity on cyclic response*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 118, No.5, pp. 830-832, 1992.
- [7] KALLIOGLOU, T.T.; KONINIS, G.; PAPADOPOULOS, S.; PITILAKIS, K.: *Shear Modulus and Damping Ratio of Organic Soils*. Geotech Geol Eng Vol. 27, S. 217-235, 2008.
- [8] KRAMER, S.L.: *Dynamic response of Mercer Slough Peat*. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 126, No. 6, pp. 504-510, 2000.
- [9] NEIDHART, T.; WEGENER, D.; VOGEL, W.: *Dynamische Gebrauchstauglichkeit von Erdbauwerken auf Weichschichten*; 6. Tiefbautagung des VDEI, Dresden, 2007.
- [10] NEIDHART, T.; HERLE, I.; WEGENER, D.; VOGEL, W.: *Dynamische Beanspruchung weicher Böden unter Eisenbahnverkehr*; 30. Baugrundtagung der DGGT, Dortmund, 2008.
- [11] OHARA, S.; MATSUDA, H.: *Study on settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear*. Soils Foundations Vol. 28, No. 3, pp. 103-113, 1988.
- [12] SAVIDIS, S.; SCHEPERS, W.: *Dynamische Beanspruchung des Untergrundes bei einer Baugrundverbesserungsmaßnahme infolge Verkehrsbelastung*; In: Raithel, M.; Rudolph, M. (Hrsg.): Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 18, 2005, S. 73–82.

- [13] SAVIDIS, S. ET. AL.: *Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 Baugruddynamik der DGGT*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.), Berlin, 2002.
- [14] SILVER, M. L.; SEED, H. B.: *Volume changes in sands during cyclic loading*. ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundations div. Vol. 97, No. 9, pp. 1171-1182, 1971.
- [15] SKEMPTON, A.W.; PETLEY, D.J.: *Ignition Loss and other properties of peats and clays from Avonmouth, King's Lynn and Cranberry Moss*. Geotechnique Vol. 20, No. 4. pp. 343 - 356, 1970.
- [16] STUDER, J.A.; KOLLER, M.G.: *Bodendynamik; Grundlagen, Kennziffern, Probleme*. 2. Auflage, Springer Verlag Berlin, 1997.
- [17] VON SOOS, P.; ENGEL, J.: *Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor*. In: Witt, K. J. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch; 7. Auflage Teil 1; Verlag Ernst & Sohn Berlin, 2008, S. 123 - 218.
- [18] VOGEL, W.; LIEBERENZ, K.: *Gebrauchstauglichkeit von Bahnstrecken auf weichen Untergrund*. Eisenbahningenieur (59) 09/2008, S. 28-36.
- [19] VRETTOS, C.: *Bodendynamik*. In: Witt, K. J. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch; 7. Auflage Teil 1; Verlag Ernst & Sohn Berlin, 2008, S. 451-500.
- [20] VUCETIC, M.: *Cyclic threshold shear strains in soils*. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 120, No.12, pp. 2008-2227, 1994.
- [21] VUCETIC, M.; DOBRY, R.: *Effect of soil plasticity on cyclic response*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117, No.1, pp. 133-149, 1991.
- [22] WEGENER, D., WEISEMANN, U., NEIDHART, T., NEUMANN, G.: *Ertüchtigung von Eisenbahnstrecken auf Weichschichten*. Eisenbahningenieur (59) 12/2008, S. 34-42.
- [23] WEHLING, T. M., BOULANGER, R.W.; ARULNATHAN, R.; HARDER L. F.; DRILLER, M.W.: *Nonlinear Dynamic Properties of a Fibrous Organic Soil*. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 129, Nr.10, pp. 929-939, 2003.
- [24] YOUD, L. T.: *Compaction of sands by repeated shear straining*. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Vol. 98, No.7, pp. 709-726, 1972.

Numerische und experimentelle Untersuchungen zur Suffosion

O. Semar & K. J. Witt, Professur Grundbau, Bauhaus-Universität Weimar

Kurzfassung *Die geometrische Suffosionsstabilität von Erdstoffen kann mit dem Wahrscheinlichkeitstheoretischen Ansatz der Perkolationstheorie beschrieben werden. Inhalt dieses Beitrages ist diese Theorie vorzustellen und an einem Fallbeispiel die Anwendung zu demonstrieren. Die resultierenden Ergebnisse werden mit experimentellen Ergebnissen verglichen und anschließend bewertet.*

1 Einleitung

Das Bewusstsein für Forschungsbedarf auf dem Gebiet der Erosionsstabilität von Erdstoffen wächst derzeit international sehr stark. So wurde innerhalb des TC33 der ISSMGE beschlossen, den Materialtransportproblemen eine gesteigerte Bedeutung zukommen zu lassen. Dies spiegelt sich darin wieder, dass die Konferenzserie „Geofilters“, die sich speziell der Erosionsproblematik widmet, in der Konferenzserie „ICSE“ aufgeht, um dieser Problematik ein höheres Gewicht zu verleihen.

Die Forschungsaktivitäten international zeigen, dass im Wesentlichen weitere empirische Ansätze entwickelt werden. Hierbei werden zwei Ansätze verfolgt. Zum einen die Entwicklung von Beobachtungsmethoden an Bauwerken und zum anderen die Entwicklung von Versuchstechniken. Diese Vorgehensweise bedingt naturgemäß, dass die Ansätze an Anwendungsgrenzen gebunden sind. Die untersuchten Phänomene betreffen vor allem die Erodibilität von Erdstoffen. Der von den Autoren verfolgte analytische Weg, der Wahrscheinlichkeitstheoretischen Ansatz der Perkolationstheorie, konzentriert sich auf die Beschreibung der Porenstruktur und der darin möglichen Materialtransportbedingungen.

2 Perkolationsstheorie

Große Fortschritte wurden unter Verwendung der Perkolationsstheorie seit den frühen 80iger Jahren von Mathematikern, Physikern und Chemieingenieuren erzielt. Sie ist ein Zweig der Wahrscheinlichkeitstheorie und wurde bisher vorrangig eingesetzt, um Probleme in ungeordneten und komplexen Systemen zu beschreiben oder mathematische Techniken zu entwickeln. Im Bereich von geotechnischen Filtern wurde von Schuler [5] erstmals die Perkolationsstheorie eingeführt. Er simulierte die Eindringtiefen von Partikeln in einen Filter. Die Anwendung der Perkolationsstheorie zur Untersuchung von Suffossionsprozessen in beliebigen Gefügestrukturen wurde erstmalig von Semar und Witt vorgestellt ([6, 7] und [8]).

Der große Vorteil von Perkolationsmodellen ist, dass eine realitätsnahe Simulation einer 3D Porenstruktur auf einem Porennetzwerkmodell möglich ist. Dies erlaubt eine detailgetreue Analyse von lokalen und globalen Transportprozessen innerhalb eines Kornhaufwerks. Zur Untersuchung von ungeordneten und komplexen Systemen ist die Perkolationsstheorie eines der einfachsten Modellierungsverfahren. Die Ergebnisse haben ein Minimum an statistischen Abhängigkeiten [9].

2.1 Das Perkolationsmodell

Ein freier oder schwach gebundener Partikel kann als mobil bezeichnet werden, wenn ein Porenpfad existiert, durch welchen er innerhalb einer Gefügestruktur kinematisch umgelagert werden kann. Dies bedingt, dass er innerhalb des Gefüges nicht durch Korn zu Korn Kontakte eingespannt ist. Er kann von einer Pore zu einer benachbarten Pore gelangen, wenn mindestens eine Porenengstelle, eines angrenzenden Porenpfades in Fließrichtung, mindestens dem betrachteten Partikeldurchmesser entspricht. Ein mobiler Partikel, der in eine Pore eingetragen wird, hat genauso viele Möglichkeiten die Pore zu verlassen wie auch Porenpfade von dieser Pore wegführen. Rein statistisch gesehen besitzt jeder angrenzende Porenpfad die gleiche Wahrscheinlichkeit, dass der Partikel durch diesen zur nächsten Nachbarpore gelangt. Dies steht im Widerspruch zur Realität, da Strömungsbedingungen innerhalb der Porenstruktur, die Schwerkraft und physiko-chemische Kräfte maßgeblich die Partikelbewegung beeinflussen. Näherungsweise werden das Eigengewicht mobiler Partikel, physiko-chemische Kräfte und turbulente Strömungsbedingungen vernachlässigt. In diesem Fall und bei laminarer Strömung im Porensystem hat der mobile Partikel die Tendenz die Pore in Richtung des Porenpfades mit der größten Anströmgeschwindigkeit zu verlassen. Je größer die Anströmgeschwindigkeit, desto größer die Wahrscheinlichkeit, dass der mobile Partikel diesem zuströmt. Exemplarisch wird dies in Abbildung 1 veranschaulicht [2]. Dieser präferentielle Porenpfad wird mit Perkolationsmodellen systematisch untersucht.

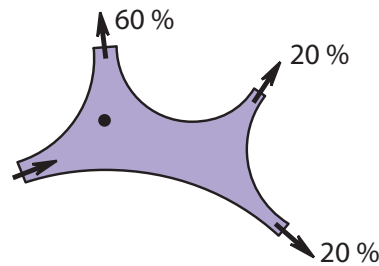
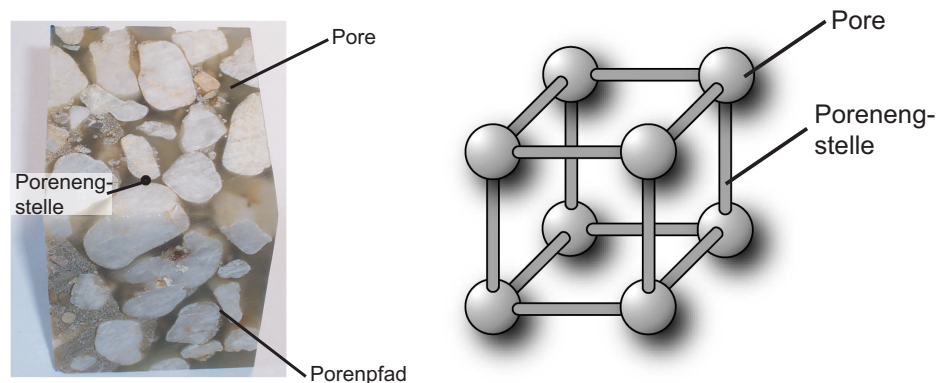


Abbildung 1: Skizze mit welcher durchströmungsbasierter Wahrscheinlichkeit ein Partikel einem Porenpfad zuströmt

Korrelationen innerhalb der Porenstruktur und zwischen unterschiedlichen Porencharakteristika werden nicht betrachtet. Die Korrelationslängen im Verhältnis zu den relevanten makroskopischen Transportprozessen sind verschwindend gering. Somit sind die Ergebnisse aus korrelierten und unkorrelierten Perkolationsmodellen, im makroskopischen Maßstab, als identisch zu bewerten. Ebenfalls werden die Poren vernachlässigt, da definitionsgemäß die pro Pore angrenzenden Porenengstellen immer kleiner als die Pore an sich sind.

Studien zu 3D-Porenstrukturen ausgewählter Böden durch Glantz [1] und Witt [10] sowie eigene zeigen, dass in erster Näherung die Verwendung eines unkorrelierten Bond-Perkolationsmodell auf einem einfachen kubischen Gitter die Porenstruktur adäquat approximieren kann. In einem Bond-Perkolationsmodell repräsentieren die Verbindungen (bonds) zwischen zwei Knoten (Poren) die Porenengstellen entlang eines Porenpfades (Abbildung 2). Mit einem Zufallsgenerator werden den bonds Wahrscheinlichkeiten mit $0 \leq p \leq 1$ zugewiesen. Die Wahrscheinlichkeiten entsprechen jeweils einem p-Quantil der Porenengstellenverteilung.



(a) Bodenprobe in Harz eingegossen (BAM)

(b) Porennetzwerkmodell

Abbildung 2: a) Porenstruktur einer Bodenprobe und b) verwendetes Porennetzwerkmodell

Jede Verbindung innerhalb des Perkolationsgitters ist mit der Besetzungswahrscheinlich-

keit $q = 1 - p$, unabhängig von allen anderen Verbindungen, offen und mit Wahrscheinlichkeit p geschlossen. Dies bedeutet, dass ein potenziell mobiler Partikel, der in seiner Größe dem p -Quantil der Porenengstellenverteilung entspricht, durch diese Porenengstelle transportiert werden kann. Geschlossene Verbindungen sind dagegen für den betrachteten Partikel unpassierbar. Wenn ein durchgängiger Porenpfad von einem Rand zum gegenüberliegenden Rand des betrachteten Modells existiert können potenziell mobile Partikel, unabhängig von der Schichtdicke, ausgespült werden. Das p -Quantil für welches gerade kein durchgängiger Porenpfad mehr existiert wird als Perkolationschwelle p_{crit} bezeichnet. D. h. Partikel, die größer oder gleich der Perkolationschwelle p_{crit} sind, finden keinen durchgängigen Porenpfad mehr. Alle potenziell mobilen Partikel, die kleiner sind, können durch eine ausreichend große hydrodynamische Belastung mobilisiert und global aus dem betrachteten Elementvolumen ausgetragen werden.

2.2 Cluster

Die Beurteilung möglicher Transportprozesse ist in der Perkolationsstheorie mit der Analyse von Clustern verbunden. Cluster sind zusammenhängende Bereiche von offenen Verbindungen innerhalb des untersuchten Gitters. Die Bedeutung für ein Materialtransport innerhalb einer Porenstruktur ist, dass ein untersuchter Partikel nur in einem Cluster umgelagert werden kann (Abbildung 3). Ein Cluster ist demnach ein Konglomerat an Porenpfaden, in denen keine Porenengstelle kleiner als der betrachtete potenziell mobile Partikel ist. Ein Cluster kann demnach als Porenraum bezeichnet werden. Finite Cluster sind lokal begrenzte Cluster (Abbildung 4). Ein Cluster, welches zwei gegenüberliegende Systemränder miteinander verbindet, wird als spanning Cluster bezeichnet.

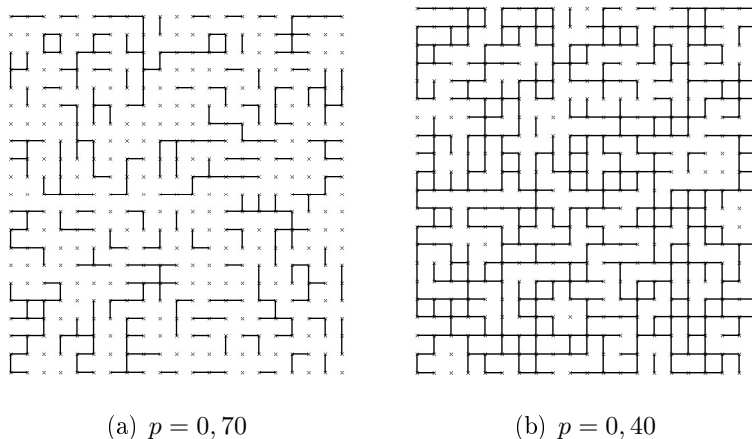


Abbildung 3: Bond-Perkolationsmodell auf einem zweidimensionalen einfachen quadratischen Gitter. Offene Porenpfade werden durch Linien aufgezeigt, während geschlossene Verbindungen ausgelassen wurden

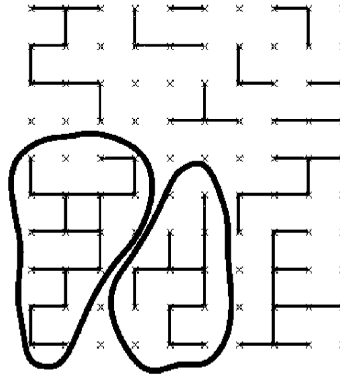


Abbildung 4: Schematische Darstellung finiter Cluster auf einem einfachen quadratischen Bond-Perkolationsmodell

2.3 Ergebnisse aus der Perkolationsstheorie

Globale Strukturveränderungen können mit Perkolationsmodellen anhand der globalen Mobilitätswahrscheinlichkeit P_{global} beschrieben werden. Die globale Mobilitätswahrscheinlichkeit P_{global} wird definiert als die Wahrscheinlichkeit, dass eine Pore des Porennetzwerks zum spanning Cluster gehört. P_{global} ist dabei von der Größe des betrachteten Partikels und somit vom p-Quantil der Porenengstellenverteilung abhängig (Gleichung 1).

$$P_{global}(p) = \frac{\text{Anzahl der Poren im spanning Cluster}}{\text{Anzahl aller Poren im System}} \quad (1)$$

Ist rein geometrisch eine Mobilität nur global möglich, so ergibt sich $P_{global}(p)$ zu 1, während bei rein lokalen Strukturveränderungen, d.h. für $p > p_{crit}$, die globale Mobilitätswahrscheinlichkeit $P_{global}(p)$ definitionsgemäß identisch 0 sein muss (siehe Abbildung 5). Abbildung 5 zeigt die Mittelwerte $\langle P_{global} \rangle$ aus 200 Simulationen von einem Porennetzwerk mit 80^3 Porenengstellen in Abhängigkeit vom p-Quantil. Die Perkolationschwelle ist gegeben durch das p-Quantil bei welchem P_{global} die x-Achse schneidet. Für das verwendete unkorrierte bond-Perkolationsmodell auf einem einfachen kubischen Gitter ergibt sich die Perkolationschwelle zu $p_{crit} = 75\%$.

Wird die Abbildung 5 auf eine konkrete Porenengstellenverteilung (PEV) übertragen so kann für jeden mobilen Partikel äquivalent dem p-Quantil der Porenengstellenverteilung die globale Mobilitätswahrscheinlichkeit abgeleitet werden. Ab einem 55%-Quantil nimmt die globale Mobilitätswahrscheinlichkeit exponentiell ab (Abbildung 5). So ergibt sich z. B., dass ein Partikel gleich dem Porenengstellendurchmesser des 60%-Quantils mit einer Wahrscheinlichkeit von $P_{global} = 90\%$ aus der Porenstruktur global umgelagert werden kann, während bei einem Korndurchmesser entsprechend dem 70%-Quantil der Porenengstellenverteilung noch eine Wahrscheinlichkeit von $P_{global} = 65,7\%$ besteht. Alle Partikel

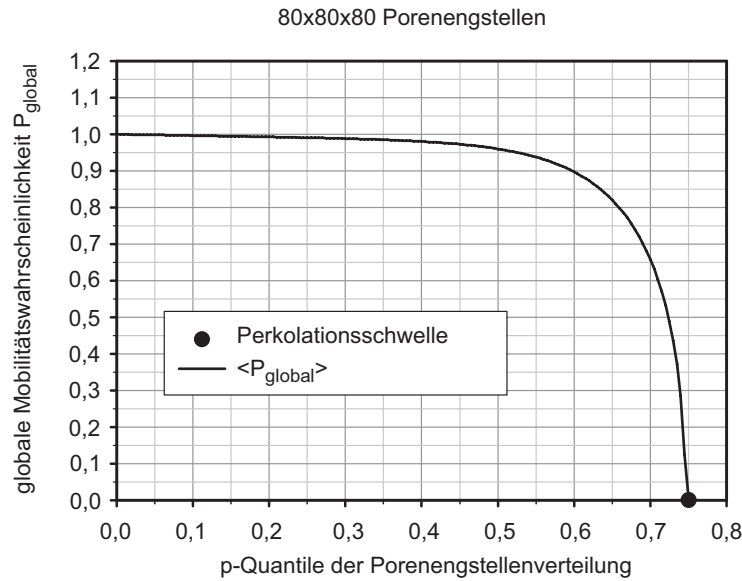


Abbildung 5: Mittelwerte von $P_{global}(p)$ in Relation zum p-Quantil der Porenengstellenverteilung p aus 200 Monte-Carlo Simulationen in einem Porennetzwerk mit 80^3 Porenengstellen

kleiner der Porenengstelle d^{PEV} des 40%-Quantils können zu fast 100% ausgespült werden, wenn die hydrodynamischen Kräfte ausreichend groß sind.

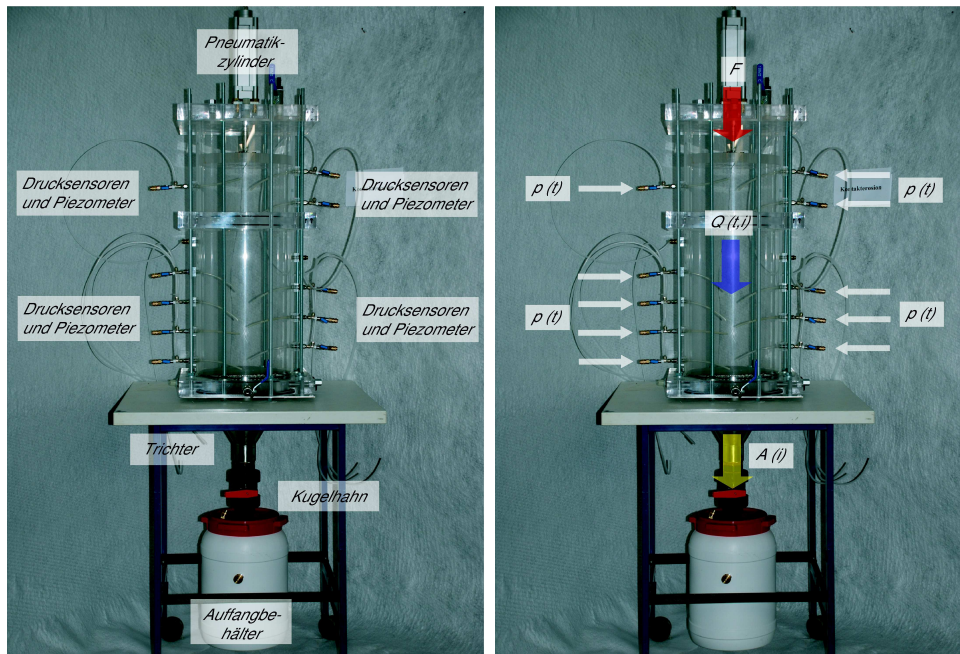
3 Fallbeispiel

An einem Fallbeispiel wird die Suffossionsstabilität mit der Perkolationsstheorie beurteilt. Die Ergebnisse werden anschließend mit experimentellen Ergebnissen verglichen und bewertet. Es wird ein Modellboden analysiert, der einem typischen fluviatilen Sediment entspricht, wie er z. B. am Oberrhein zu finden ist. Zur Validierung der Berechnung mit den Versuchsergebnissen wurden die Eingangsparameter für die Modellierung vorab im Labor bestimmt. Dazu wurde der Modellboden (Bezeichnung: 50 08 93 006) durch Zusammenstellung einzelner Kornfraktionen im Labor gemischt (Abbildung 6).

Zur Quantifizierung der Einbaubedingungen wurde die dichteste und lockerste Lagerung der Probe ermittelt. Die Eigenschaften des Bodens sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Zusätzlich wurde die Lagerungsdichte für den im Versuchsstand eingebauten Boden bestimmt. Hierbei ergab sich unter Annahme einer Korndichte von $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ ein Porenanteil von $n = 38\%$.

Für die Versuche zur Suffossionsstabilität wurde eine modulare Prüfeinrichtung verwendet. Sie entspricht einem Säulenerosionsversuch und wird dementsprechend im Folgenden SEV-Gerät genannt. Sie besteht aus einem zweiteiligen Plexiglaszylinder mit einem

Außendurchmesser von 300 mm und einem Innendurchmesser von 290 mm. Der untere Plexiglaszylinder besitzt eine Gesamthöhe von 500 mm und der obere von 300 mm. Der zweiteilige Aufbau des Plexiglaszylinders erlaubt eine hohe Flexibilität bei der Untersuchung unterschiedlicher Erosionsprozesse und unterschiedlichen Einbauhöhen. Zur Vermeidung von Randumläufigkeiten können Ringe aus Bentonit in unterschiedlichen Höhen an der Zylinderwandung angebracht werden. Die Zylinder werden über eine Zwischenplatte miteinander verbunden. Eine Darstellung des Versuchsaufbaus und das Prinzip des SEV-Gerätes ist in Abbildung 7 wiedergegeben.



- F Auflast
 Q (t,i) Durchflußmenge in Abhängigkeit der Zeit (t)
 und des hydraulischen Gradienten (i)
 A (i) Materialaustrag in Abhängigkeit des hydraulischen Gradienten (i)
 p (t) Änderung des Potentials (Porenwasserdrucks) über die Zeit (t)

Abbildung 7: Prinzip des Säulen-Erosions-Versuchs

Nach Abschluss der Versuchsdurchführung wurde die Bodensäule in 3 Schichten ausgebaut (ca. 10 cm Schichtdicke) und die Korngrößenverteilungen der einzelnen Schichten bestimmt (Abbildung 8).

Für die Modellierung der suffossiven Prozesse ist die Korngrößenverteilung an unterschiedlichen Kornfraktionsgrenzen aufzuspalten, da bisher im Vorfeld nicht ermittelt werden kann welche Kornfraktionen potenziell mobil sind. Eine sinnvolle Auftrennung ist bei den meisten weitgestuften Böden im Bereich von 10-30 Gew%, vorrangig an markanten Knickpunkten, durchzuführen und bei intermittierend gestuften Korngrößenverteilungen

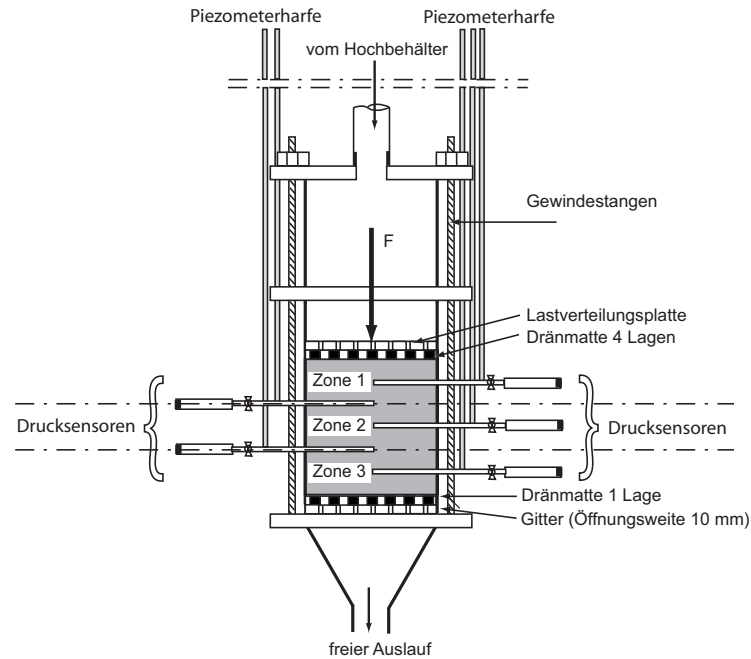


Abbildung 8: Ausbau der Bodenproben in drei Schichten

im Bereich der Ausfallkörnung [4, 11]. Dies ist in Abbildung 6 für den maßgebenden Trenndurchmesser von 2 mm dargestellt.

Im Falle der Suffosion ist die für den Partikeltransport relevante Porenstruktur diejenige der immobilen Gefügestruktur. Daher wird die Porenengstellenverteilung an der abgetrennten Grobkorngrößenverteilung bestimmt. Die Porenengstellenverteilung wurde mit einem statistisch-heuristischen Algorithmus durch Generierung einer Kugelpackung in 3D modelliert. Das Programm hierzu wurde im Rahmen des DFG Forschungsprojektes „Bedingungen suffosiver Erosionsphänomene in Böden“ zur Generierung von Modellgefügen weitgestufter Böden durch die Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig (HTWK) entwickelt. Details hierzu sind in [3] enthalten. Als Eingabeparameter zur Bestimmung der Porenengstellenverteilung wurde die Oberflächenverteilung und der Kornvolumenanteil sowie eine Systemgröße mit einer Ausdehnung von $l = 5 \cdot d_{max}$ pro Raumrichtung gewählt. Die resultierende Porenengstellenverteilung ist für den gewählten Trenndurchmesser und für den im Versuch relevanten Porenanteil in Abbildung 9 dargestellt.

Aus der so ermittelten Porenengstellenverteilung kann mit Hilfe der Perkoalitionsschwelle bestimmt werden bis zu welcher Kornfraktion eine globale Partikelbewegung geometrisch möglich ist. So besitzen Korndurchmesser größer dem Porenengstellendurchmesser an der Perkoalitionsschwelle $p_{crit} = 0,75$ eine globale Perkoalitionswahrscheinlichkeit $P_{global}(75\%) = 0\%$. Damit ist gegeben, dass alle Kornfraktionen kleiner dem Korndurchmesser $d^{p_{crit}} = 1,4 \text{ mm}$, welcher dem Porenengstellendurchmesser an der Perkoalitions-

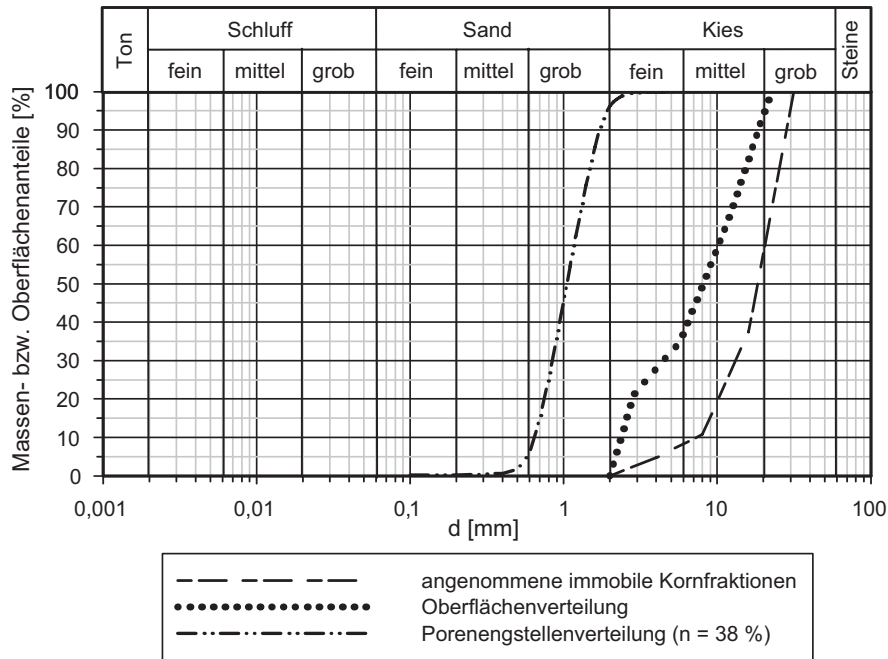


Abbildung 9: Porenengstellenverteilung bei einem Trenndurchmesser von 2 mm

schwelle entspricht, global aus dem Erdstoffgefüge ausgetragen werden kann (Abbildung 10). Unter Vergleich der Massenbewegungen innerhalb der einzelnen Schichten (Zone 1 bis Zone 3) der Bodensäule konnte festgestellt werden, dass die größte mobile Kornfraktion, die durch alle Schichten mobilisiert werden konnte, bei allen durchgeführten Versuchen am gleichen Ausgangsmaterial zwischen den Fraktionsgrenzen 1 und 2 mm liegt. Der numerisch ermittelte Wert von 1,4 mm liegt genau in diesem Wertebereich.

Mit der Verteilung der globalen Mobilitätswahrscheinlichkeit kann eine obere Schranke der Verlustmasse für global aus dem Bodenvolumen ausgetragene Kornfraktionen einer gegebenen Korngrößenverteilung angegeben werden. Wird angenommen, dass die potenziell mobilen Feinkornfraktionen entsprechend ihrer Volumenverteilung makroskopisch homogen im Kornhaufwerk verteilt sind, weist im Mittel jede Pore im tragenden Grobkornskelett die gleiche Porenfüllung auf. Unter der Porenfüllung wird eine homogene Mischung aller potenziell mobilen Feinkornfraktionen verstanden. Zusätzliche Verlustmassen durch lokale Strukturveränderungen in der Kontaktzone zu einem Filter oder im Randbereich des Bodenvolumens werden hierbei nicht berücksichtigt. Unter Annahme, dass jede Kornfraktion die gleiche Korndichte aufweist entspricht die Volumenverteilung der Massenkorngrößenverteilung. Unter dieser Annahme können über die globale Perkolationswahrscheinlichkeit die maximalen Volumenverluste bzw. Massenverluste abgeschätzt werden. Durch die Porenengstellenverteilung kann pro Perzentil die zugehörige Korngröße bestimmt werden. Anschließend können mit der Abbildung 5 die Massenverluste abgeschätzt werden. Die Kornfraktion zwischen dem 0 und 40 %-Quantil der Porenengstellenverteilung wird somit im Mittel mit 99% Wahrscheinlichkeit aus dem Porenraum des Grobkornskeletts aus-

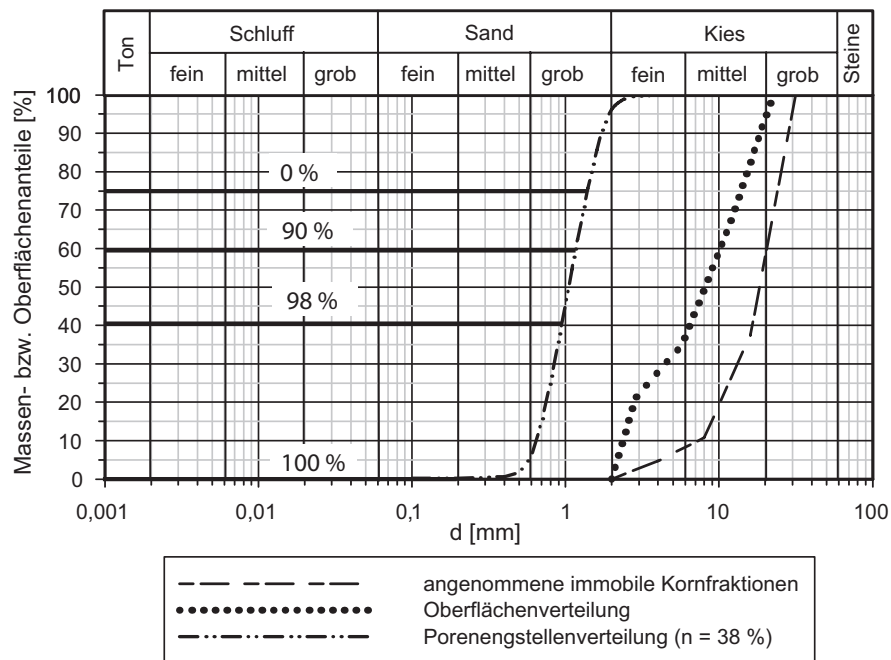


Abbildung 10: Globale Perkolationswahrscheinlichkeit für unterschiedliche Korndurchmesser (Trenndurchmesser 2 mm)

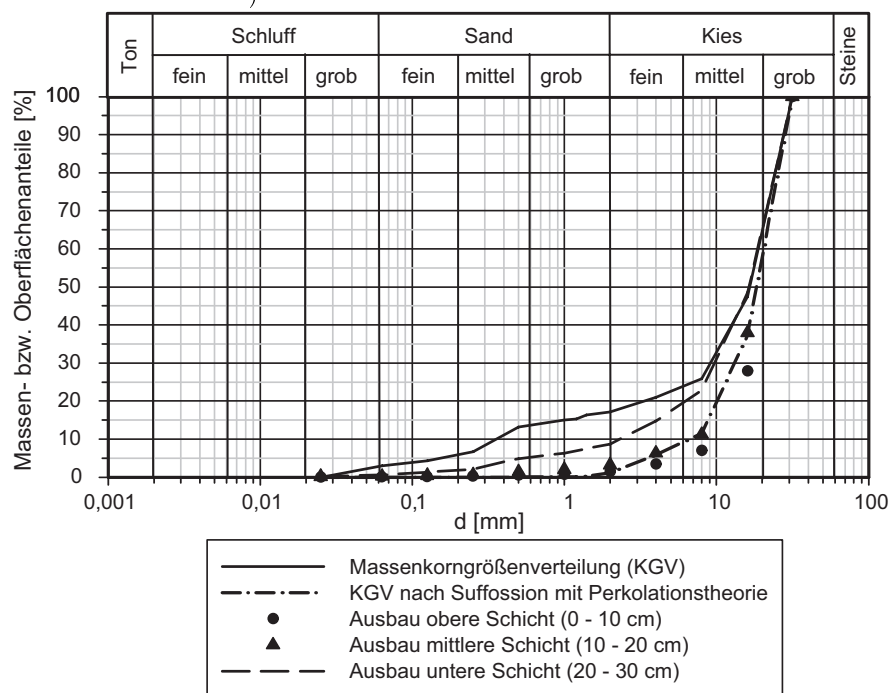


Abbildung 11: Korngrößenverteilungen bei schichtweisem Ausbau nach Versuch und durch Perkolations ermittelte Korngrößenverteilung nach Suffosion

gepült (Abbildung 10). Mit diesem Vorgehen ergibt sich nach der Suffosion die neue Volumenverteilung bzw. Massenkorngrößenverteilung nach Abbildung 11. Ein Vergleich der durch die Perkolationstheorie ermittelten Korngrößenverteilung mit den Korngrößenverteilungen der schichtweise ausgebauten Bodensäule nach Versuch zeigt, dass eine sehr gute Übereinstimmung mit der oberen (Zone 1) und mittleren Schicht (Zone 2) besteht. Die unterste Schicht (Zone 3) weist einen höheren Feinkornanteil auf. Dies kann damit begründet werden, dass am unteren Ende der Bodensäule Randeffekte eine größere Rolle spielen und die globale Mobilität der Feinkornfraktion behindern. Auch ist nicht auszuschließen, dass die mobilen Partikel in der untersten Schicht durch Kolmation gehalten wurden.

4 Schlußbemerkung

Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich mit der Validierung einer analytischen Anwendung der Perkolationstheorie zur Beschreibung der Suffosionsbeständigkeit von Erdstoffen.

Die Ergebnisse aus der Modellierung wurden im vorliegenden Beitrag mit experimentellen Ergebnissen verglichen. Der Vergleich zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse. Randeffekte konnten nicht erfasst werden. Hierzu sind weitere Untersuchungen durchzuführen.

Die Theorie bezieht sich auf homogene, isotrope und selbstähnliche Porenstrukturen. Lokale Inhomogenitäten wie Feinschichtung, Kiesnester sowie globale Inhomogenitäten wie Schichtung oder Linsen können bisher nicht beurteilt werden, sondern lediglich Homogenbereiche. Ebenso ist eine Änderung der Porenstruktur infolge von Materialtransport- und Rückhaltephänomenen noch nicht vollständig erfassbar. Für eine Beurteilung der Suffosionsbeständigkeit eines Bodensystems sind geostatistische Untersuchungen anzuschließen.

Die Verfasser hoffen, mit dem vorliegenden Beitrag aufzeigen zu können, dass es mit der Perkolationstheorie möglich ist auf empirische Ansätze zu verzichten, die in ihrer Anwendung auf bestimmte Böden bzw. Ungleichförmigkeitsgrade beschränkt sind. Die Perkolationstheorie an sich ist eine Möglichkeit über ein rein analytisches Vorgehen Materialtransportprozesse adäquat beschreiben zu können.

5 Danksagung

Die vorliegenden Ergebnisse wurden im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschungsprojektes „Bedingungen suffosiver Erosionsphä-

nomene in Böden“ erzielt. Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung.

Literatur

- [1] GLANTZ, R. : *Porenetzwerke von Erdstoff-Filtern mathematisch-morphologische Beschreibung kernspintomographischer Aufnahmen*, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1997
- [2] KHILAR, K. ; SCOTT FOGLER, H. : *Migrations of Fines in Porous Media*. Bd. 12. Kluwer Academic Publishers, 1998
- [3] MEHLHORN, T. ; PROHASKA, S. ; SLOWIK, V. : Modelling and analysis of particle and pore structures in soils. In: WITT, K. J. (Hrsg.): *Proc. Work. Internal Erosion*. Weimar, Nov. 2008
- [4] SAUCKE, U. : Nachweis der Sicherheit gegen innere Erosion für körnige Erdstoffe. In: *Geotechnik* (2006), S. 43.–53.
- [5] SCHULER, U. : *Bemessung von Erdstofffiltern unter besonderer Berücksichtigung der Parameterstreuung*, Universität Karlsruhe, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, 1997. – Heft 143
- [6] SEMAR, O. ; WITT, K. J.: Internal Erosion - State of the Art and an Approach with Percolation Theory. In: *3th Int. Conf. on Scour and Erosion*. Amsterdam, 2006. – inproceedings
- [7] SEMAR, O. ; WITT, K. J.: Modelling of suffusion processes with simulation in an uncorrelated bond-percolation model, 2008, S. 11. – Annual Meeting, European Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams
- [8] SEMAR, O. ; WITT, K. J.: Percolation Theory – Phenomenological Approach to Describe Erosion Processes. In: WITT, K. J. (Hrsg.): *Proc. Work. Internal Erosion*. Weimar, Nov. 2008
- [9] STAUFFER, D. ; AHARONY, A. : *Introduction to Percolation Theory*. 2. London : Taylor and Francis, 1994
- [10] WITT, K. J.: *Filtrationsverhalten und Bemessung von Erdstofffiltern*, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, 1986. – Heft 104
- [11] WITTMANN, L. : *Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien*, Universität Karlsruhe, Diss., 1980. – Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 86

Das Normenhandbuch zu DIN EN 1997-1 und DIN 1054

B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Kurzfassung: Um den *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln* (DIN EN 1997-1:2008-10) [1] in Deutschland praktisch anwendbar zu machen, muss er ergänzt werden mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Erfordernissen, die in der DIN 1054:2005 [2] niedergelegt sind. Dies geschieht in Form eines Normenhandbuchs, das den vollständigen Text des Eurocodes und die Neufassung der DIN 1054:2010 *Ergänzende Regelungen zur DIN EN 1997-1* [5] enthält. Die Überarbeitung der DIN 1054:2010 betrifft z. B. den aufnehmbaren Sohldruck in einfachen Fällen, den Nachweis von Flächengründungen bei stark exzentrischer Belastung, Pfahlgründungen, Verankerungen und hydraulisch verursachtes Versagen. Außerdem werden Anpassungen an die DIN EN 1990:2002 *Grundlagen der Tragwerksplanung* [6] vorgenommen, z. B. der Ersatz der Lastfälle durch Bemessungssituationen und die Einführung von Kombinationsbeiwerten für geotechnische Nachweise.

1 Einleitung

1.1 Europäische und nationale Normen

Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Baunormen müssen die nationalen Normen an die Eurocodes angepasst und mit ihnen verbunden werden, denn die Richtlinien der EU über das öffentliche Beschaffungswesen sehen vor, dass im Bauwesen in ganz Europa in Zukunft in allen öffentlichen Ausschreibungen und Verträgen die Eurocodes zu Grunde zu legen sind. Bei der praktischen Umsetzung der Harmonisierung der nationalen und europäischen Normen gelten folgende Grundsätze:

- die Eurocodes sind von allen Mitgliedsstaaten einzuführen;
- nationale Normen sind weiterhin zulässig, sie dürfen aber weder europäischen Normen widersprechen noch mit ihnen konkurrieren, und
- nationale Normen, für die es europäische Normen gibt, sind nach einer Übergangsfrist zurückzuziehen.

In Deutschland liegen zur Bemessung in der Geotechnik zum einen

- die DIN EN 1997-1:2008 - *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik* - Teil 1: *Allgemeine Regeln* [1] und zum anderen
- die DIN 1054:2005-01: *Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau* [2]

vor. Der größte Teil der Regelungen von DIN EN 1997-1 und DIN 1054 ist gleich wie z. B. die grundlegenden Definitionen der Grenzzustände und des Teilsicherheitskonzepts. Daneben gibt es eine Reihe von Festlegungen in der DIN EN 1997-1, die nicht in der DIN 1054 enthalten sind. Dazu gehören z. B. die Nachweisverfahren, die in Deutschland nicht angewendet werden und die informativen Anhänge mit erdstatischen Berechnungsverfahren, für die es deutsche Normen gibt. Als letzter ist der Bereich der DIN 1054 zu erwähnen, der nicht in der DIN EN 1997-1 enthalten ist. Er ist unverzichtbar und umfasst alle speziellen deutschen Erfahrungen, die natürlich auch in Zukunft weiter genutzt werden sollen, wie z. B. die bisherigen Tabellen für Sohldruckspannungen für Flachgründungen.

1.2 Nationaler Anhang und DIN 1054

Um die DIN EN 1997-1 in den europäischen Mitgliedsländern praktisch anwendbar zu machen und sie mit den nationalen Normen zu verbinden, ist ein so genannter Nationaler Anhang erforderlich. Der Nationale Anhang, der als gesondertes Dokument DIN EN 1997-1/NA [3] erscheinen wird, darf Folgendes enthalten (siehe dazu *Leitpapier L* in [4]):

- die Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte,
- die Entscheidung über die anzuwendenden Nachweisverfahren,
- die Entscheidung bezüglich der Anwendung informativer Anhänge der DIN EN 1997-1 [1] und
- Verweise auf nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen.

Der Nationale Anhang selbst darf also keine zusätzlichen nationalen normativen Regelungen enthalten, vielmehr ist gegebenenfalls im Nationalen Anhang auf nationale Normen zu verweisen.

Am einfachsten wäre es gewesen, wenn man nur auf die DIN 1054 [2] hätte verweisen können. Dies war allerdings nicht möglich, da die DIN 1054 [2] und die DIN EN 1997-1 [1] zum großen Teil inhaltlich gleich sind. Die DIN 1054 [2] ist daher eine mit der DIN EN 1997-1 [1] konkurrierende nationale Norm, die in ihrer jetzigen Form nach einer Übergangsfrist zurück-

gezogen werden muss. Um die speziellen deutschen Erfahrungen der DIN 1054 [2] zu erhalten, musste sie also überarbeitet werden, indem alle Regelungen gestrichen wurden, die schon im Eurocode enthalten sind. Die so überarbeitete DIN 1054:2010 mit dem Titel *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1* [5] stellt keine Konkurrenz mehr zur DIN EN 1997-1 [1] dar. Sie ist eine nationale Ergänzung der *DIN EN 1997-1*.

Im Ergebnis wird es in Zukunft folgende Normenhierarchie für die Bemessung im Bauwesen geben, im Bild 1 dargestellt am Beispiel des Verkehrswasserbaus. An der Spitze der europäischen Baunormen stehen die DIN EN 1990: Eurocode: *Grundlagen der Tragwerksplanung* [6] und DIN EN 1991: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Bauwerke* [7] mit mehreren Teilen und Anhängen. Sie sind Grundlage für die Bemessung im gesamten Bauwesen Europas. Auf diese beiden Grundnormen beziehen sich alle anderen 8 Eurocodes. Die Nationalen Anhänge stellen die Verbindung zwischen den Eurocodes und den nationalen Normen her, wie z. B. der DIN 4084 [8], der EAU [9], EAB [10] oder dem MSD [11]. Sie müssen überarbeitet und an das Teilsicherheitskonzept angepasst werden.

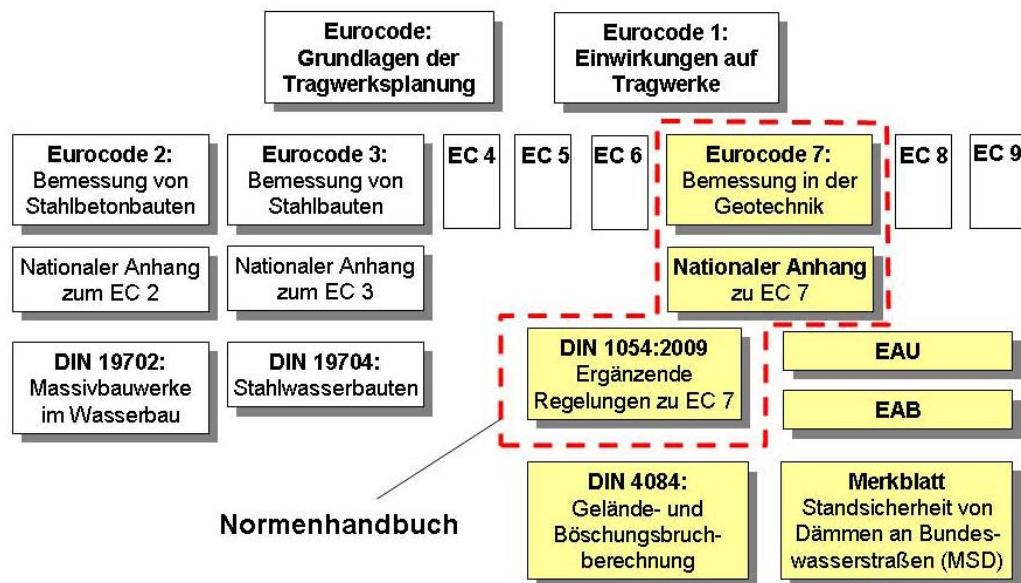


Bild 1: Zukünftige Normenhierarchie in Europa am Beispiel des Verkehrswasserbaus in Deutschland

1.3 Normenhandbuch

Die drei Normen: die DIN EN 1997-1 [1], der Nationale Anhang [3] und die DIN 1054:2010 [5] sind jeweils für sich alles andere als anwenderfreundlich, denn der Nutzer muss bei der

Arbeit immer zwischen drei Papieren hin- und herblättern. Deshalb hat sich der Ausschuss *Erarbeitung des Nationalen Anhangs zu DIN EN 1997-1* entschlossen, zusätzlich alle drei Normen zusammenzufassen. Die Zusammenfassung eines Eurocodes mit dem Nationalen Anhang und den ergänzenden deutschen Normen wird Normenhandbuch genannt. Solche Normenhandbücher wird es auch für die anderen Fachbereiche des Bauingenieurwesens geben.

Die Zusammenfassung der drei Normen sieht so aus, dass in den Text der grundlegenden DIN EN 1997-1 [1] an den entsprechenden Stellen die Festlegungen des Nationalen Anhangs [3] und die ergänzenden deutschen Regelungen [5] eingefügt sind. Durch entsprechende Kennzeichnungen oder eine entsprechende Drucktechnik wird dabei deutlich, welche Regelung aus welcher Norm stammt.

Die DIN EN 1997-1/NA *Nationaler Anhang zu DIN EN 1997-1* [3] und die DIN 1054:2010: *Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1* [5] wurden wie alle Normen zunächst als Entwurf im Februar 2009 veröffentlicht. Innerhalb einer Frist von 3 Monaten konnten dazu schriftlich Einsprüche erhoben werden, die vom Ausschuss beraten werden müssen. Es ist geplant, die DIN EN 1997-1/NA und die DIN 1054:2010 im Frühjahr zu verabschieden und anschließend auch das Normenhandbuch herauszugeben. Im Folgenden werden die wesentlichen technischen Neuerungen der einzelnen Abschnitte dargestellt und begründet.

2 Abschnitt 2: Grundlagen der geotechnischen Bemessung

2.1 Geotechnische Kategorien

Nach DIN EN 1997-1 [1], Abschnitt 2.1, Absatz (8)P muss die Komplexität jeder Gründungsmaßnahme im Zusammenhang mit den damit verbundenen Risiken gesehen werden, um daraus Mindestanforderungen an Umfang und Qualität der geotechnischen Untersuchungen, der Berechnungen und der Bauüberwachung ableiten zu können. Die Art und Weise, in der diesen Mindestanforderungen entsprochen wird, darf im Nationalen Anhang angegeben werden. Der Nationale Anhang macht von dieser Ermächtigung Gebrauch und verweist auf die DIN 1054:2010 [5]. Diese wiederum übernimmt weitgehend die Regelungen in DIN 1054:2005 [3].

Die Angaben zu den Geotechnischen Kategorien sind für die DIN 1054 und für die DIN 4020 [12] gleichermaßen von Bedeutung. Da sie aber nur in DIN EN 1997-1 behandelt werden, wären normative Angaben in DIN 4020 mit unzulässigen Doppelfestlegungen verbunden ge-

wesen. Nach Absprache mit dem Arbeitsausschuss DIN 4020 enthält nur die DIN 1054:2010 [5] detaillierte Angaben zu den Geotechnischen Kategorien und einen abgestimmten Anhang A *Beispiele für Merkmale zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien*, auf die in der überarbeiteten DIN 4020 mit dem Titel *Erkundung und Untersuchung des Baugrunds – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2* [13] verwiesen wird. Die DIN EN 1997-2 [13] ist der *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*.

2.2 Bemessungssituationen

DIN EN 1990:2002 [6] regelt die Grundlagen der Tragwerksplanung und unterscheidet dabei verschiedene Bemessungssituationen: ständige (Persistent), vorübergehende (Transient), außergewöhnliche (Accidental) und bei Erdbeben (Earthquake). Die Bemessung hinsichtlich der Zuverlässigkeit des Bauwerks wird von diesen Situationen abhängig gemacht. Die ständige Normalsituation kann von einer vorübergehenden und besser überwachten Situation unterschieden werden und nach einer außergewöhnlichen Situation darf ein Bauwerk gegebenenfalls auch begrenzte Schäden aufweisen. Innerhalb der Bemessungssituationen sind die kritischen Lastfälle zu bestimmen, das sind z. B. Anordnungen variabler Lasten und Berücksichtigung von Imperfektionen und Verformungen, die gleichzeitig mit den ständigen Lasten und den veränderlichen Lasten anzusetzen sind.

Die DIN 1054:2010 [5] verzichtet auf den in der Geotechnik zuvor jahrzehntelange gepflegten und anders als in DIN EN 1990:2002 [6] definierten Begriff *Lastfall*. Stattdessen wird zukünftig die Größe von Teilsicherheitsbeiwerten für die vier Bemessungssituationen BS-P, BS-T, BS-A und BS-E angegeben, welche den bisherigen drei Lastfällen weitgehend entsprechen.

- a) Die ständigen Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen, werden der Bemessungssituation BS-P zugeordnet. Hierbei werden ständige und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.
- b) Die Bemessungssituation BS-T ist den vorübergehenden Situationen zugeordnet, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, z. B.
 - Bauzustände bei der Herstellung eines Bauwerks,
 - Bauzustände an einem bestehenden Bauwerk, z. B. bei Reparaturen oder infolge von Aufgrabungs- oder Unterfangungsarbeiten,

- Baumaßnahmen für vorübergehende Zwecke, z. B. Baugrubenböschungen und Baugrubenkonstruktionen, soweit z. B. für Steifen, Anker und Mikropfähle nichts anderes festgelegt ist.
- c) Den Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen, z. B. auf Feuer oder Brand, Explosion, Anprall, extremes Hochwasser oder Ankerausfall, wird die Bemessungssituation BS-A zugeordnet. Hierbei werden neben den außergewöhnlichen Einwirkungen ständige und regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen wie bei den Bemessungssituationen BS-P und BS-T berücksichtigt. Eine außergewöhnliche Situation ist auch dann gegeben, wenn gleichzeitig mehrere voneinander unabhängige seltene, z. B. ungewöhnlich große, planmäßig einmalig oder möglicherweise nie auftretende Einwirkungen zu berücksichtigen sind.
- d) Der Situation infolge von Erdbeben wird die Bemessungssituation BS-E zugeordnet.

2.3 Ermittlung und Kombination von Bemessungswerten

Bisher haben die geotechnischen Normen keinen klaren Hinweis auf die Anwendung von Kombinationsregeln gegeben, wie sie in DIN EN 1990:2002 [6] zur Ermittlung der Bemessungswerte von Einwirkungen vorgegeben sind. Da in der deutschen Geotechnik so weit wie möglich das Konzept verfolgt wird, bei einer erdstatischen Berechnung zunächst alle Beanspruchungen als charakteristische Werte zu ermitteln, und erst am Ende von Berechnungen mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte daraus Bemessungswerte zu errechnen, muss auch die Anwendung der Kombinationsregeln mit Kombinationsbeiwerten darauf abgestellt werden.

Im Regelfall, bei vorausgesetzter Gültigkeit des Superpositionsprinzips, können auf Grundlage der charakteristischen Einwirkungen G_k , P_k , Q_k die entsprechenden Beanspruchungen E einzeln errechnet und der Bemessungswert E_d der Gesamtbeanspruchung unter Anwendung der Kombinationsregeln weiterhin am Ende einer Berechnung ermittelt werden – beispielhaft für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T entsprechend der Gleichung

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E(G_{k,j}) + \gamma_P \cdot E(P_k) + \gamma_{Q,1} \cdot E(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E(Q_{k,i})$$

In besonderen Fällen, bei denen das Superpositionsprinzip nicht gilt, müssen Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d aus den Bemessungswerten der Einwirkungen, die nach den Regeln der DIN EN 1990:2002 [6] aus charakteristischen Einwirkungen verknüpft mit Teilsicherheitsbeiwerten γ und Kombinationsbeiwerten ψ entstehen, ermittelt werden – z. B. wieder für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T nach der formalen Gleichung

$$E_d = E\left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P \cdot P_k \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

Hierin bedeutet "+" "in Verbindung mit". Um den maßgebenden Wert der Bemessungsbeanspruchung festzustellen, müssen bei mehreren unabhängigen veränderlichen charakteristischen Einwirkungen $Q_{k,i}$ gegebenenfalls mehrere Kombinationen untersucht werden. Dabei ist fallweise jeweils eine der unabhängigen veränderlichen Einwirkungen als Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ anzusetzen und die anderen unabhängigen veränderlichen Einwirkungen – dann als zugehörige Begleiteinwirkungen bezeichnet – können gleichzeitig je mit einem Kombinationswert $\psi_{0,i}$ abgemindert werden, dessen Größe von der Art der Einwirkung abhängig ist.

Bei den Bemessungssituationen BS-A und BS-E sind zum Teil keine Teilsicherheitsbeiwerte vorgesehen und es werden statt des Kombinationsbeiwerts ψ_0 für begleitende veränderliche Einwirkungen die kleineren Zahlenwerte der Kombinationsbeiwerte zum Festlegen des häufigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung ψ_1 bzw. des quasi-ständigen Werts einer veränderlichen Einwirkung ψ_2 verwendet, um die geringere Wahrscheinlichkeit der Gleichzeitigkeit mehrerer veränderlicher Einwirkungen im Fall des außergewöhnlichen Ereignisses bzw. Erdbebens zu berücksichtigen.

In DIN EN 1990:2002 [6] bzw. in der in Deutschland eingeführten DIN 1055-100 [15] sind Kombinationsbeiwerte für den Hochbau festgelegt. Sie sollen auch für Anwendungen in der Geotechnik gelten. Für in den Tabellen für den Hochbau nicht erfasste sonstige veränderliche Einwirkungen sind die Kombinationsbeiwerte $\psi_0 = 0,8$, $\psi_1 = 0,7$ und $\psi_2 = 0,5$ zu verwenden.

2.4 Grenzzustände

An die Stelle der bisher verwendeten Grenzzustände GZ 1A, GZ 1B und GZ 1C sind nach DIN EN 1997-1 [1], Abschnitt 2.4.7.1 die Grenzzustände EQU, STR, GEO, UPL und HYD getreten:

- EQU beschreibt den Gleichgewichtsverlust des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind. Damit werden Kippen und Abheben erfasst, die bisher dem Grenzzustand GZ 1A zugeordnet waren.
- STR beschreibt das innere Versagen oder sehr große Verformung des Tragwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist. Damit werden die Ermittlung

der Schnittgrößen und der Nachweis der inneren Abmessungen erfasst, die bisher dem Grenzzustand GZ 1B zugeordnet waren.

- GEO beschreibt das Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist. Damit wird der Nachweis der äußeren, bodenmechanisch bedingten Abmessungen erfasst, der bisher dem Grenzzustand GZ 1B zugeordnet war, und der Nachweis der Gesamtstandsicherheit, der bisher dem Grenzzustand GZ 1C zugeordnet war.
- UPL beschreibt den Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrunds infolge von Auftrieb oder durch die Wirkung anderer Vertikalkräfte. Damit wird insbesondere das Aufschwimmen erfasst, das bisher dem Grenzzustand GZ 1A zugeordnet war.
- HYD beschreibt den hydraulischen Grundbruch, die innere Erosion und das Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten. Diese Formen des Versagens waren bisher dem Grenzzustand GZ 1A zugeordnet.

Auf Grund der Regelungen im Abschnitt 2.4.7.3.4 "Nachweisverfahren" wird der Grenzzustand GEO entsprechend der Zugehörigkeit der Regelungsgegenstände zu den früheren Grenzzuständen GZ 1B und GZ 1C in GEO-2 und GEO-3 aufgespalten.

2.5 Nachweisverfahren

Die DIN EN 1997-1 [1] sieht für die Nachweise der Grenzzustände STR und GEO drei verschiedene Nachweisverfahren vor, um zumindest für eine Übergangszeit Lösungen anbieten zu können, mit denen die teilweise unvereinbaren Auffassungen der beteiligten europäischen Länder überbrückt werden:

- Beim Nachweisverfahren 1 hat man zwei Kombinationen von Teilsicherheitsbeiwerten zu untersuchen. Maßgebend ist diejenige Kombination, die für das untersuchte Bauteil die größeren Abmessungen liefert. Die Anwendung des Nachweisverfahrens 1 wird in DIN 1054:2010 [5] ausgeschlossen.
- Beim Nachweisverfahren 2 werden Einwirkungen bzw. Beanspruchungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert vergrößert, Widerstände mit einem Teilsicherheitsbeiwert abgemindert. Hierbei sind zwei Varianten möglich. Bei der Variante, die in der Literatur als „DA 2“ bezeichnet wird, werden die Teilsicherheitsbeiwerte gleich zu Beginn der Berechnung auf die charakteristischen Einwirkungen angesetzt. Im Gegensatz dazu wird bei der Variante, die als „DA 2*“ bezeichnet wird, die gesamte Berechnung mit charakteristischen Werten durchgeführt und die Teilsicherheitsbeiwerte werden erst am Ende bei der Umrechnung von charakteristischen Schnittgrößen in Bemessungsschnittgrößen eingeführt. Diese Form

- des Nachweisverfahrens 2 liegt den Anwendungsregeln der DIN 1054:2010 in den Fällen zugrunde, die in der DIN 1054:2005 dem Grenzzustand GZ 1B zugeordnet waren.
- Beim Nachweisverfahren 3 werden die Scherparameter $\tan \varphi'$, c' und c_u mit einem Teilsicherheitsbeiwert abgemindert und nur die veränderlichen Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\geq 1,0$ beaufschlagt. Das Nachweisverfahren 3 liegt den Anwendungsregeln der DIN 1054:2009 in den Fällen zugrunde, die in der DIN 1054:2005 dem Grenzzustand GZ 1C zugeordnet waren.
 - Nachweise des Grenzzustands GEO mit dem Nachweisverfahren 2 werden in DIN 1054:2010 [5] mit GEO-2, solche mit DA 3 mit GEO-3 bezeichnet. Zur Wahl der Nachweisverfahren siehe VOGT ET. AL. [16].

2.6 Teilsicherheitsbeiwerte

Im Grundsatz wurden die Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1054:2005 auch in die DIN 1054:2010 übernommen. Sie beruhen auf der Vorgabe, dass das Sicherheitsniveau etwa ebenso groß sein soll wie bei den früheren Globalsicherheitsbeiwerten. Als Maßstab lagen in erster Linie die Sicherheitsbeiwerte für den damaligen Lastfall LF 1 zugrunde. Im Laufe der vergangenen Jahre kamen etliche Anregungen sowohl von Fachkollegen aus der Praxis als auch von Mitgliedern des Arbeitsausschusses, bestimmte Einzelfälle zu überprüfen. Zusammen mit der Beseitigung von Fehlern führte dies zu folgenden Änderungen:

- a) In der Tabelle A 2-1 wurden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Grenzzustände HYD und UPL wie folgt geändert:
 - $\gamma_{G,dst} = 1,05/1,05/1,00$ in der Zeile "Destabilisierende ständige Einwirkungen",
 - $\gamma_{G,stb} = 0,95/0,95/0,95$ in der Zeile "Stabilisierende ständige Einwirkungen",
 - $\gamma_{Q,dst} = 1,50/1,30/1,00$ in der Zeile "Destabilisierende veränderliche Einwirkungen".
 Die Änderung der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,dst}$ und $\gamma_{G,stb}$ stellt den Zustand wieder her, der in DIN 1055-100:2001 vorgegeben war. Damit liegt die DIN 1054:2010 [5] im Gegensatz zu DIN EN 1997-1 [1] auf der gleichen Grundlage der EN 1990:2001 [6] wie der übrige konstruktive Ingenieurbau. Auch die Änderung von $\gamma_{Q,dst}$ stellt die verloren gegangene Übereinstimmung mit EN 1990:2001 [6] wieder her.
- b) In der Tabelle A 2-1 wurden im Zusammenhang mit STR und GEO-2 die Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen (mit Ausnahme des Erdruhrucks) und aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen in der Bemessungssituation BS-A auf $\gamma_G = \gamma_Q = 1,10$ angehoben. Dies weicht von der Vorgabe der EN 1990:2001 [6] ab, wonach in diesem Fall allgemein $\gamma_G = \gamma_Q = 1,00$ zugrunde gelegt werden darf. Die Anhebung war für den Bereich des Grundbaus geboten, weil die mit $\gamma_G = \gamma_Q = 1,00$ nur noch

verbleibende Sicherheit von $\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1,20$ und damit die Ausnutzung von 83 % des rechnerischen charakteristischen Erdwiderstands bzw. Grundbruchwiderstands mit einer Verschiebung bzw. mit einer Setzung verbunden sein konnte, bei der die Standsicherheit des Bauwerks nicht mehr ausreichend sichergestellt war. Mit der Anhebung der Teilsicherheitsbeiwerte wurde die vor Einführung der DIN 1054:2005 maßgebende Globalsicherheit von $\eta = 1,30$ im Lastfall LF 3 wieder hergestellt.

- c) In der Tabelle A 2-3 wurden im Zusammenhang mit STR und GEO-2 die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände auf der Grundlage der inzwischen erschienenen Empfehlungen "EA-Pfähle" neu geordnet:
- Die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände aus Pfahlprobelastungen für Spitzenwiderstand und Mantelreibung bei Druck wurden einheitlich auf $\gamma_b = \gamma_s = \gamma_t = 1,10$ herabgesetzt.
 - Die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände aus Pfahlprobelastungen für Mantelreibung bei Zug wurden auf $\gamma_{s,t} = 1,15$ herabgesetzt.
 - Die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten für Mantelreibung bei Zug wurden auf $\gamma_{s,t} = 1,50$ angehoben.

Mit der Herabsetzung der Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände aus Pfahlprobelastungen ist gegenüber den Angaben in DIN 1054:2005 keine Herabsetzung der effektiven Sicherheit verbunden. Die Differenz wird durch entsprechende Regelungen bei der Festlegung der charakteristischen Werte ausgeglichen. Hierzu siehe auch Abschnitt 7.

- d) Der Anwendungsbereich der Teilsicherheitsbeiwerte für den Herausziehwiderstand von flexiblen Bewehrungselementen wurde von GEO-3 auf GEO-2 ausgedehnt.

Unabhängig von diesen inhaltlichen Änderungen waren etliche formale Anpassungen an die Vorgaben der DIN EN 1997-1 erforderlich.

3 Abschnitt 6: Flächengründungen

3.1 Nachweise für stark exzentrisch beanspruchte Gründungen

Die exzentrische Beanspruchung einer Gründung wirkt sich beim traditionellen Nachweis der Begrenzung der klaffenden Fuge aus und auch der Grundbruchnachweis ist stark von der Exzentrizität der Belastung abhängig. Der Nachweis der klaffenden Fuge ist in DIN EN 1997-1 nicht vorgesehen, soll in Deutschland aber nicht zuletzt im Zusammenhang mit dem gewählten Berechnungsverfahren DA 2* beibehalten werden. Er wird mit charakteristischen Bean-

spruchungen geführt und in DIN 1054:2010 [5] als Gebrauchstauglichkeitsnachweis gefordert. Ziele sind z. B. eine Begrenzung der Schiefstellungen exzentrisch belasteter Gründungen und das Verhindern des "Aufreitens" von Turmfundamenten.

Bei einer Gründungsebene auf Fels und zunehmend gesteigerter Momentenbeanspruchung käme es zu einem Kippen entsprechender Fundamente um die Fundamentaßenkante. Das Zulassen einer klaffenden Fuge bis zum Zentrum eines rechteckförmigen Fundamentes entspricht einem Globalsicherheitsfaktor von $\eta = 1,50$ zwischen dem zugehörigen Moment und dem zum Kippen führenden Moment. Untersucht man den Grenzzustand der Lagesicherheit EQU, hier des Kippens, für den Fall der ständigen Bemessungssituation BS-P, so sind die Teilsicherheitsbeiwerte für eine (veränderliche) destabilisierende Momentenbeanspruchung $\gamma_{Q,dst} = 1,50$ und für eine günstig wirkende, ständige stabilisierende Momentenbeanspruchung $\gamma_{G,stb} = 0,90$. Der Quotient dieser beiden Teilsicherheitsfaktoren führt zu einer zugehörigen Globalsicherheit von $\eta = 1,67$. Der Grenzzustandsnachweis EQU kann somit für die erforderliche Fundamentabmessung maßgebend werden. Er muss gegebenenfalls im Zusammenhang mit den Regeln der Massivbaubemessung für die Fuge zwischen dem bewehrten Fundament und dem unbewehrten Unterbeton (Sauberkeitsschicht) geführt werden. Entsprechend der Vereinbarung, dass die Außenabmessungen von Fundamenten aus dem geotechnischen Regelwerk resultieren, ist in DIN 1054:2010 die Festlegung aufgenommen worden, dass der Grenzzustandsnachweis EQU auch für Fundamente, die nicht auf Fels stehen, geführt werden muss. Dabei werden die Bemessungswerte der Momentenbeanspruchungen näherungsweise auf eine fiktive Kippkante am Fundamentrand bezogen, auch wenn tatsächlich eine Drehachse innerhalb des Fundamentes zu erwarten ist. Für die vorübergehende Bemessungssituation BS-T eines Bau- oder Revisionszustandes wurden die Teilsicherheitsbeiwerte zu $\gamma_{G,dst} = 1,05$, $\gamma_{G,stb} = 0,90$ und $\gamma_{Q,dst} = 1,25$ angenommen, während für die außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A wieder die Teilsicherheitsbeiwerte der DIN 1055-100 mit $\gamma_{G,dst} = 1,00$, $\gamma_{G,stb} = 0,95$ und $\gamma_{Q,dst} = 1,00$ beibehalten wurden. Bei Flachgründungen, die ins Grundwasser reichen, ist beim Nachweis der Lagesicherheit EQU der Sohlwasserdruck je nach seiner Verteilung als ungünstige, destabilisierende oder günstige, stabilisierende Einwirkung anzusetzen.

Statt über eine Vergrößerung der Fundamentabmessungen im Grundriss kann die Aufnahmefähigkeit eines Fundamentes zur Abtragung großer Momente auch durch eine größere Einbindetiefe erreicht werden. Dazu darf ein Kräftepaar aus beidseitigen Bodenreaktionen angesetzt werden (siehe Bild 2). Die Größe des Kräftepaares darf aus den Gleichgewichtsbedingungen für die Bemessungswerte der Einwirkungen abgeleitet werden, wobei die Randbedingung

$$E_{p,mob} \leq 0,25 \cdot E_{p,k}$$

eingehalten werden sollte. $E_{p,k}$ darf bis zur Tiefe des Drehpunkts ermittelt werden.

Dabei ist:

$E_{p,mob}$ der mobilisierte Anteil des charakteristischen Erdwiderstands,

$E_{p,k}$ der charakteristische Erdwiderstand.

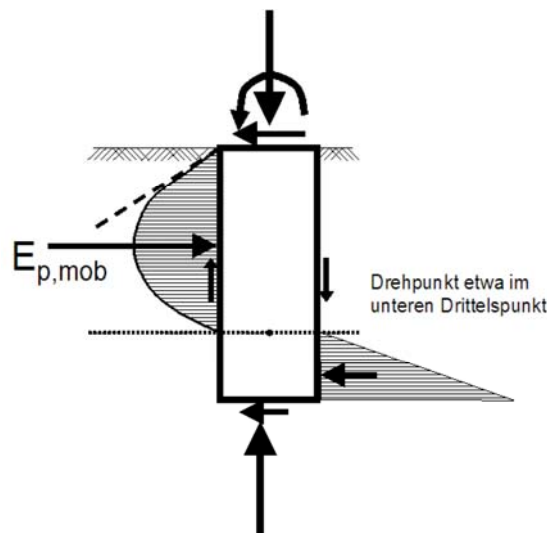


Bild 2: Aufnahme einer stark exzentrischen Belastung durch ein Kräftepaar aus mobilisiertem Erdwiderstand.

Die Größe der drei in Bild 2 dargestellten horizontal wirkenden Reaktionskräfte im Boden ergibt sich dabei außer aus den Gleichgewichtsbedingungen aus Überlegungen zur Mobilisierung von Sohlreibungskräften und Erdwiderstand einschließlich eines Abbaus vom Erdruck auf den aktiven Erddruck. Die horizontale Sohlreaktionskraft kann in der Regel bereits bei sehr kleinen Verformungen mobilisiert werden. Zusätzlich können eine Exzentrizität der vertikalen Sohlreaktionskraft sowie Wandreibungskräfte auftreten.

3.2 Vereinfachter Nachweis in Regelfällen

DIN 1054:2005 [2] enthielt in ihren bisherigen Fassungen Tabellen mit zulässigen Sohldruckspannungen, die den charakteristischen Beanspruchungen gegenüber gestellt werden konnten, womit sich Einzelnachweise der Grundbruchsicherheit und von Verformungen erübrigten. Zulässige Sohldruckspannungen passen nicht zum Teilsicherheitskonzept. In Regelfällen wird der Tragwerksplaner, der regelgerecht mit dem Teilsicherheitskonzept arbeitet, Bemessungswerte der Fundamentbeanspruchung ermitteln, die auch für die Nachweise der inneren Tragfähigkeit der Fundamente benötigt werden. Die DIN 1054:2010 [5] enthält daher Tabellen mit

Bemessungswerten des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$, mit denen die Bemessungswerte der Beanspruchung verglichen werden können. Sie gelten für die Bemessungssituation BS-P – auf der sicheren Seite liegend damit auch für die anderen Bemessungssituationen – und sind aus den bisherigen Tabellen durch Multiplikation mit dem Faktor 1,4 abgeleitet worden, welcher als gewichteter Mittelwert für die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ gewählt wurde. Die Voraussetzungen zur Anwendung der Tabellen haben sich gegenüber den Vorgängerversionen der DIN 1054:2005 [2] nicht geändert.

Aufgenommen wurden Bemessungswerte des Sohlwiderstandes für Fundamente auf Fels, die jetzt nur noch in einer statt in bisher 4 Grafiken dargestellt werden. Zugehörige Voraussetzung ist, dass der Fels als beständig eingestuft werden kann (mindestens poröse Raumausfüllung, mindestens mäßige Kornbindung und im Wasser nicht veränderlich). Ihre Größe ist abhängig von der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins und dem Abstand der Trennflächen im Gebirge.

4 Abschnitt 7: Pfahlgründungen

4.1 Pfahlprobelastungen

Die neue DIN 1054:2010 [5] unterscheidet sich von der Version 2005 bei den Regeln zur Nutzung von Pfahlprobelastungen insofern, als die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Pfahlwiderstände bei durchgeführten Pfahlprobelastungen verringert wurden, gleichzeitig aber differenzierte Regeln im Hinblick auf Streuungsfaktoren aufgestellt wurden. Das Sicherheitsniveau bleibt gegenüber früher etwa erhalten, Probelastungen sollen jedoch besser "belohnt" werden.

Weiterhin sind Tabellen mit charakteristischen Pfahlwiderständen, wie sie im Anhang der DIN 1054:2005 [2] enthalten waren, in der DIN 1054:2010 [5] nicht mehr enthalten. Stattdessen wird hier auf die Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EAP) [17] der DGGT verwiesen.

Aus den Messwerten von statischen Pfahlprobelastungen sind charakteristische Widerstands-Setzungs-(Hebungs-)Linien und charakteristische Pfahlwiderstände $R_{c,m}$ abzuleiten. Der Mittelwert bzw. der Minimalwert dieser Pfahlwiderstände sind zur Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstandes $R_{c,k}$ mit Hilfe von zwei Streuungsfaktoren ξ_1 und ξ_2 abzumindern.

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

Die Größen der Streuungsfaktoren sind von der Anzahl durchgeführter Probelastungen abhängig und variieren zwischen 1,35 und 1,00.

Bei Mikropfählen sind die Teilsicherheitsfaktoren zur Ermittlung der Bemessungswerte um einen Modellfaktor $\eta_M = 1,25$ zu erhöhen, um für diese das bisherige Sicherheitsniveau beizubehalten.

Im Fall dynamischer Pfahlprobelastungen werden statt der Streuungsfaktoren ξ_1 und ξ_2 die Faktoren ξ_5 und ξ_6 verwendet, die zunächst ebenfalls von der Anzahl der dynamischen Probelastungen, darüber hinaus aber auch von der Art der Kalibrierung sowie des Mess- und Auswertungsverfahrens abhängig gemacht werden.

Für den Fall, dass auf einem Baufeld statische und dynamische Pfahlprobelastungen vorgenommen werden, wird in DIN 1054:2010 [5] den statischen Probelastungen Vorrang gegeben. Es wird aber auch zugelassen, dass auf Grundlage günstigerer Ergebnisse von dynamischen Pfahlprobelastungen Erhöhungen vorgenommen werden, was jedoch besondere Sachkunde und Erfahrung voraussetzt.

4.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Erstmalig werden mit der DIN 1054:2010 [5] in der deutschen geotechnischen Normung Kombinierte Pfahl-Plattengründungen angesprochen. Im Wesentlichen wird auf die KPP-Richtlinie [18] hingewiesen. Weiterhin bleibt gültig, dass die Anwendbarkeit einer kombinierten Pfahl-Plattengründung durch einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis, z. B. eine Zustimmung im Einzelfall, nachzuweisen ist.

Gefordert wird, dass das verwendete Berechnungsverfahren zur Ermittlung des charakteristischen Gesamtwiderstands $R_{c,tot,k}$ die Interaktion zwischen Baugrund, Sohlplatte und Pfählen in ausreichender Weise berücksichtigen muss. Der Teilsicherheitsbeiwert, der für die Widerstandsseite anzuwenden ist, um den zugehörigen Bemessungswert des Gesamtwiderstands $R_{c,tot,d}$ zu ermitteln, entspricht dem Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruchwiderstand. Es wird geregelt, dass ein Nachweis der Einzelemente Sohlplatte oder Einzelpfähle im Grenzzustand GEO-2 entfallen darf.

5 Abschnitt 8: Verankerungen

Die DIN EN 1997-1 [1] gilt für alle Ankertypen (ausschließlich Bodennägel). Daher musste der Abschnitt 9 *Verankerungen mit Verpressankern* der DIN 1054:2005 [2] noch einmal überarbeitet werden. Der Abschnitt bekam daher die neue Überschrift „Verankerungen“ und enthält deshalb auch Regelungen zur Prüfung von Schraubankern und zur Bemessung von Ankerplatten und Ankerwänden, die denen der EAU (E 10) [9] entsprechen.

Überarbeitet wurde auch die Festlegung der Prüfkkräfte für die Eignungs- und Abnahmeprüfungen, deren Höhe jetzt auch von der Bemessungssituation bestimmt wird und für Dauer- und Kurzzeitanker einheitlich zu $P_p = 1,1 \cdot P_d$ festgelegt wurde (P_d ist der Bemessungswert der Ankerbeanspruchung). Von der DIN 4125:1990 *Verpressanker* [19], die nach der Einführung der DIN EN 1537 *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verpressanker* [20] mit Fachbericht zurückgezogen wird, wurden die Regelungen für Ankergruppenprüfungen übernommen. Dementsprechend verweist die DIN 1054:2010 [5] auf den Fachbericht zur DIN EN 1537 [20] im Hinblick auf Einzelheiten der Durchführung von Eignungs- und Abnahmeprüfungen.

6 Abschnitt 9: Stützbauwerke

Der Abschnitt 9 "Stützbauwerke" der DIN EN 1997-1 [1] ist verhältnismäßig ausführlich gestaltet. Viele Regelungen der DIN 1054:2005 [2] können nunmehr entfallen, da sie bereits in der Vorgabe enthalten sind. Alle darüber hinausgehenden Regelungen der DIN 1054:2005 [2] wurden in die neue Fassung übernommen. An einigen Stellen wurden Verbesserungen und Ergänzungen eingebracht, insbesondere folgende:

6.1 Ansatz von Wasserdrücken

Eine deutliche Verschärfung der Sicherheitsanforderungen bringt die DIN 1054:2010 [5], wenn durch bauliche Maßnahmen eine Verminderung bzw. Begrenzung des Wasserdrucks z. B. durch Dichtungen, Dräns oder Entspannungsbrunnen bewirkt wird. Eine solche Verminderung darf nur dann in Standsicherheitsnachweisen berücksichtigt werden, wenn

- ihre Wirkung dauerhaft sichergestellt ist oder
- ihre Wirkung laufend überwacht wird und ohne wesentliche Einschränkungen des Betriebes wieder hergestellt werden kann oder wenn

- zusätzliche Flutungs- bzw. Ballastierungsmaßnahmen vorgesehen werden.

Außerdem ist bereits beim Entwurf festzulegen, wie gegebenenfalls die Entspannungseinrichtungen wieder hergestellt werden können bzw. wie automatisch eine Flutung oder Ballastierung eingeleitet wird. Selbst wenn eine Überwachung vorgesehen wird, ist mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A eine ausreichende Standsicherheit für den Fall nachzuweisen, dass die Entspannungseinrichtung versagt.

6.2 Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung

Die Regelungen in DIN 1054:2005 [2] zum Nachweis der Sicherheit gegen Versinken von vertikalen Wänden waren unvollständig und konnten missverstanden werden. Folgende Klarstellungen wurden in DIN 1054:2010 [5], Abschnitt 9.7.5 vorgenommen:

- Wird bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks ein negativer Erddruckneigungswinkel zugrunde gelegt, dann darf die nach oben gerichtete Vertikalkomponente $E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$ von den nach unten gerichteten charakteristischen Vertikalbeanspruchungen abgezogen werden. Zur Begrenzung der zahlenmäßigen Größe des negativen Erddruckneigungswinkels wurden Tabellenwerte angegeben, die sich an den in DIN 4085:2007:10: *Berechnung des Erddrucks* [21] angegebenen Wandreibungswinkeln orientieren.
- Auf der Innenseite der Wand darf die Reibungskraft $B_{v,k} = B_{h,k} \cdot \tan \delta_B$ angesetzt werden. Für den maximal zulässigen Betrag des negativen Winkels δ_B gelten die bereits genannten Tabellenwerte. Es darf somit nicht, wie bisher vielfach angenommen, nur derselbe Wandreibungswinkel angenommen werden, der bei der Ermittlung des Erdwiderstands zugrunde gelegt worden ist.
- Ersatzweise darf an Stelle der Reibungskraft $B_{v,k}$ der Mantelwiderstand $R_{s,k}$ auf der Grundlage von Erfahrungswerten $q_{s,k}$ für die Mantelreibung angesetzt werden.
- Bei der Umrechnung der charakteristischen Werte der Widerstände in Bemessungswerte ist für die Reibungskraft bzw. für den Mantelwiderstand der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,e}$ wie bei der Horizontalkomponente des Erdwiderstands nach Tabelle A 2-3 der DIN 1054:2010 [5] maßgebend. Beim Ansatz eines charakteristischen Fußwiderstandes $R_{b,k}$ ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_b wie bei Pfählen zugrunde zu legen.

7 Abschnitt 10: Hydraulisch verursachtes Versagen

In diesem Abschnitt werden

- Versagen durch Aufschwimmen,
- hydraulischer Grundbruch,
- Versagen durch innere Erosion und
- Versagen durch Piping

behandelt, während in der DIN 1054:2005 [2] bisher nur die Nachweise gegen Aufschwimmen und hydraulischen Grundbruch enthalten waren. Bei der inneren Erosion wird im Wesentlichen auf die Filterkriterien verwiesen. Zum Nachweis gegen Piping wird ein indirektes Nachweisverfahren empfohlen, bei dem Bauwerk und Boden daraufhin überprüft werden, ob im Austrittsbereich von Sickerwasser bei ebenem Gelände eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vorhanden und bei geneigtem Gelände eine ausreichende lokale Böschungsstandsicherheit sichergestellt ist. Dieses indirekte Verfahren ist im Einzelnen im *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [11] beschrieben.

In der DIN 1054:2005 [2] wird für alle Bodenarten bei einer vertikalen Durchströmung des Bodens von unten nach oben sowohl der Nachweis gegen Aufschwimmen als auch gegen hydraulischen Grundbruch gefordert. Dies wurde in der Neufassung eingeschränkt: bei homogenen bindigen Bodenschichten, bei denen ein Austrag von einzelnen Bodenpartikeln durch eine ausreichend hohe Kohäsion verhindert wird, ist nur ein Nachweis gegen Aufschwimmen erforderlich. Dies ist insofern von Bedeutung, als z. B. bei einer Bodenschicht mit einer ausreichend hohen Kohäsion an einer Baugrubensohle gegen Aufschwimmen nur eine globale Sicherheit von $\eta_{\text{Global}} = \gamma_{\text{dst}} / \gamma_{\text{stb}} = 1,00 / 0,90 \approx 1,10$ erforderlich ist, während bei einem hydraulischen Grundbruch die Sicherheit bei $\eta_{\text{Global}} = \gamma_{\text{H}} / \gamma_{\text{stb}} = 1,35 / 0,90 \approx 1,50$ gefordert wird. In den Fällen, wo nicht nur eine Schicht, sondern der gesamte durchströmte Baugrund aus bindigem Boden besteht, muss zur Überprüfung der Gleichgewichtsbedingungen in vertikaler Richtung weiterhin ein Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch geführt werden. Allerdings erlaubt die DIN 1054:2010 [5] für diesen Fall bei mindestens steifen bindigen Böden, die günstigen Effekte der Kohäsion oder der Zugfestigkeit an dem untersuchten Bodenblock anzusetzen.

Für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch vor dem Fuß einer Stützwand, bei dem nach dem Verfahren von Terzaghi das Gleichgewicht am Bodenkörper zu überprüfen ist, wurde festgelegt, dass bei der Ermittlung der Breite des zu untersuchenden Bodenkörpers die Dicke eines Filters vor einer Stützwand nicht berücksichtigt werden darf.

8 Zusammenfassung und Schluss

Das *Normenhandbuch zu EC 7-1 und DIN 1054* ist die Verbindung des *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln* [1] mit der Neufassung der zusätzlich geltenden *DIN 1054:2010: Ergänzende Regelungen zur DIN EN 1997-1* [5]. Die Überarbeitung der *DIN 1054* betrifft z. B. den aufnehmbaren Sohldruck in einfachen Fällen, den Nachweis von Flächengründungen bei stark exzentrischer Belastung, Pfahlgründungen, Verankerungen und hydraulisch verursachtes Versagen. Außerdem werden Anpassungen an die *DIN EN 1990:2002 Grundlagen der Tragwerksplanung* [6] vorgenommen, z. B. der Ersatz der Lastfälle durch Bemessungssituationen und die Einführung von Kombinationsbeiwerten für geotechnische Nachweise. Mit dem Normenhandbuch wird der Eurocode 7 Teil 1 in Deutschland für den praktisch arbeitenden Ingenieur anwendbar gemacht.

Literatur

- [1] DIN EN 1997-1:2008-10 - Eurocode 7: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln*, Beuth Verlag, Berlin, 2008
- [2] DIN 1054:2005-01: *Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*, Beuth Verlag, Berlin, 2005
- [3] DIN EN 1997-1/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*, Beuth Verlag, Berlin, 2010
- [4] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Leitpapier L - Anwendung der Eurocodes*, Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe LP, Heft L, 2002
- [5] DIN 1054:2010: *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*, Beuth Verlag, Berlin, 2010
- [6] DIN EN 1990:2002 *Grundlagen der Tragwerksplanung*, Beuth Verlag, Berlin, 2002
- [7] DIN EN 1991: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Bauwerke*, Beuth Verlag, Berlin
- [8] DIN 4084: *Baugrund – Geländebruchberechnung*, Beuth Verlag, Berlin
- [9] *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen* (EAU), herausgegeben vom Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“, der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), 10. Auflage, 2004
- [10] *EAB Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 4. Auflage, 2006
- [11] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* (MSD), 2005

- [12] DIN 4020:2003: *Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*, Beuth Verlag, Berlin, 2003
- [13] DIN 4020:2010: *Erkundung und Untersuchung des Baugrunds – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2*, Beuth Verlag, Berlin, 2010
- [14] DIN EN 1997-2:2007-10: Eurocode 7: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*, Beuth Verlag, Berlin, 2007
- [15] DIN 1055-100:2001-03: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*, Beuth Verlag, Berlin, 2001
- [16] VOGT, N., SCHUPPENER, B. UND WEIßENBACH, A.: *Nachweisverfahren des EC 7-1 für geotechnische Bemessungen in Deutschland*, geotechnik 29, Nr. 3, 2006
- [17] ARBEITSKREIS 2.1 „PFÄHLE“ DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E. V.: *Empfehlungen des Arbeitskreis „Pfähle“ (EAP)*, Verlag Ernst & Sohn, 1. Auflage, 2007
- [18] *Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), dem Institut für Bautechnik und dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Verlag Ernst & Sohn, 2002
- [19] DIN 4125:1990:10: *Verpressanker*, Verlag Ernst & Sohn, 1990
- [20] DIN EN 1537: *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verpressanker*, Verlag Ernst & Sohn
- [21] DIN 4085:2007:10: *Baugrund - Berechnung des Erddrucks*, Verlag Ernst & Sohn, 2007

Stand sicherheitsberechnung von Böschungen mit der φ, c -Reduktion

M. Kupka, Institut für Geotechnik, TU Dresden

I. Herle, Institut für Geotechnik, TU Dresden

Kurzfassung Die Standsicherheit von Böschungen kann in der FEM mit der φ, c -Reduktion untersucht werden. In Standardfällen ergeben sich dabei nur geringe Unterschiede zu den traditionellen Lamellenverfahren. Jedoch müssen bei Verwendung der φ, c -Reduktion auch numerische Einflüsse auf die Berechnungsergebnisse beachtet werden. So wird in dieser Arbeit der Einfluss der Netzfeinheit, des Verschiebungsansatzes und des Konvergenzkriteriums verdeutlicht. Da auch die angenommene Form der Spannungsgrenzbedingung die ermittelte Standsicherheit beeinflussen, wird auf die Abweichung bei Annahme konstanter Scherparameter φ und c eingegangen. Abschließend wird ein neues Berechnungsverfahren präsentiert, mit dem eine dehnungsabhängige Definition der Standsicherheit ermöglicht wird. Ergebnisse von Vergleichsberechnungen werden vorgestellt.

1 Allgemeines

Die Lamellenmethode wird häufig für die Standsicherheitsberechnung von Böschungen verwendet. In der Finiten-Elemente-Methode kann hierfür alternativ die φ, c -Reduktion eingesetzt werden. Beide Verfahren liefern für einfache Standardfälle vergleichbare Ergebnisse (z.B. [6], [10]). Da die Berechnungsergebnisse der φ, c -Reduktion u.a. von numerischen Einflussfaktoren, wie z.B. der Netzfeinheit und dem verwendeten Konvergenzkriterium, beeinflusst werden, soll der Einfluss dieser Faktoren aufgezeigt werden. Weiterhin wird auf die Bedeutung des gewählten Linearisierungsansatzes einer gekrümmten Spannungsgrenzbedingung eingegangen. Da in traditionellen Standsicherheitsberechnungen spannungsunabhängige Scherparameter φ und c verwendet werden, wird die experimentell nachgewiesene Nichtlinearität der Spannungsgrenzbedingung im Bereich niedriger Spannungen bis 100 kPa (siehe z.B. [1]) nicht berücksichtigt. Ein Vergleich der Ergebnisse von Standsicherheitsberechnungen mit einer gekrümmten Grenzbedingung und linearisierten Verläufen erlaubt die Beurteilung dieses Einflusses auf die rechnerische Standsicherheit und die Lage der Gleitfläche. Im dritten Teil dieser Arbeit wird die

Dehnungsabhängigkeit der Standsicherheit verdeutlicht. Aufgrund des stark nichtlinearen Spannungs-Dehnungsverhaltens des Bodens verläuft die Mobilisierung der Schubspannungen entlang einer potentiellen Gleitfläche nicht gleichmäßig. Somit kann eine dehnungsabhängige Standsicherheitsdefinition wirklichkeitsnähere Aussagen liefern. Traditionell wird jedoch von einer gleichzeitigen Mobilisierung der maximalen Schubspannung entlang der Gleitfläche ausgegangen. Es wird abschließend ein Vergleich der rechnerischen Standsicherheit zwischen der konventionellen Standsicherheitsdefinition und der dehnungsabhängigen Definition präsentiert, die für den Fall eines progressiven Böschungsversagens geeignet ist.

2 Standsicherheitsberechnung von Böschungen

2.1 Lamellenmethode

Die Lamellenmethode wird seit über 50 Jahren häufig eingesetzt. Ihre Grundlagen wurden in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts formuliert ([8], [17]). Typischerweise wird hierfür eine kreisförmige Gleitfläche angenommen und der Gleitkörper in einzelne Lamellen aufgeteilt. Da zusätzliche Berechnungsannahmen zur Lösung der Gleichungen erforderlich sind, wurde das Verfahren von anderen Wissenschaftlern modifiziert und verschiedene Algorithmen entwickelt (z.B. [4], [15]). Die Gesamtstandsicherheit wird i.d.R. iterativ aus dem Verhältnis der antreibenden und widerstehenden Kräfte entlang der Gleitfläche ermittelt.

In der Lamellenmethode wird der Ausgangsspannungszustand aufgrund der Verwendung von Lamellen endlicher Dicke und der notwendigen Annahmen bezüglich der Zwischenlamellenkräfte nicht exakt erfasst. Auch die Form und Lage der Gleitfläche ist eine grundlegende Berechnungsannahme. Dabei kann die Position der kritischen Gleitfläche nicht a priori sondern nur mit Hilfe eines Suchalgorithmus bestimmt werden. Im Falle komplizierter Bodenverhältnisse mit mehreren kritischen Mechanismen können sich dadurch unsichere Ergebnisse ergeben. Vorteilhafterweise kann mit diesem Verfahren auch die Standsicherheit anderer potentieller Versagensmechanismen untersucht werden.

2.2 Berechnung mit der FEM φ, c -Reduktion

Mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode kann die sogenannte φ, c -Reduktion zur Bestimmung der Lage und Standsicherheit der kritischen Gleitfläche verwendet werden. Dabei werden die Scherparameter φ und c mit einem Sicherheitsfaktor F reduziert bis es zu einer Nichtkonvergenz der Berechnung kommt. Der reduzierte Reibungswinkel φ_F und die reduzierte Kohäsion c_F können über die Gleichungen 1 und 2 bestimmt werden.

$$\tan(\varphi_F) = \frac{\tan(\varphi)}{F} \quad (1)$$

$$c_F = \frac{c}{F} \quad (2)$$

Seit seiner Einführung durch Zienkiewicz [20] wurde dieses Verfahren von zahlreichen Autoren z.B. Dawson [7] und Griffiths [10] erfolgreich angewandt und auch in kommerzielle FE-Programme wie z.B. PLAXIS [5] und TOCHNOG [16] implementiert.

Im Gegensatz zur Lamellenmethode findet bei der φ, c -Reduktion eine spontane Entwicklung der kritischen Gleitfläche statt. Deshalb ist weder eine Annahme bezüglich der Form der kritischen Gleitfläche noch bezüglich des Suchalgorithmus zur Lokalisierung der kritischen Gleitfläche erforderlich. Auch der Anfangsspannungszustand ist wirklichkeitsnäher. Leider kann mit diesem Verfahren nur die Lage und Standardsicherheit einer einzigen kritischen Gleitfläche bestimmt werden. Insbesondere wenn die Standardsicherheit mehrerer potentieller kritischer Gleitflächen nur geringfügig voneinander abweicht, kann dies in bestimmten Fällen weitere relevante Versagensmechanismen verdecken.

Gegenwärtig ist die φ, c -Reduktion für die Mohr-Coulombsche Spannungsgrenzbedingung formuliert. Die Anwendbarkeit des Verfahrens ist jedoch unklar, falls die verwendeten Stoffgesetze abstrakte Parameter zur Beschreibung der Scherfestigkeit enthalten.

3 Ausgewählte Einflussfaktoren auf die φ, c -Reduktion

Es wurden Vergleichsberechnungen zwischen der Lamellenmethode und der Finiten-Elemente-Methode unter Verwendung der φ, c -Reduktion durchgeführt. Zielstellung war die Beurteilung einzelner Eingabeparameter auf die berechnete Standardsicherheit. Der Einfluss der Netzdiskretisierung und des Konvergenzkriteriums werden im Folgenden näher dargestellt.

3.1 Netzdiskretisierung

Die FE-Programme TOCHNOG V4.1 [16] und PLAXIS V8.4 [5] wurden für die FE-Berechnungen eingesetzt. Die GEO-SLOPE/W Software [14] mit dem Lamellenverfahren nach Morgenstern und Price [15] sowie die GGU-Stability Software [18] mit dem Lamellenverfahren nach Bishop [4] wurden für die konventionellen Vergleichsberechnungen verwendet.

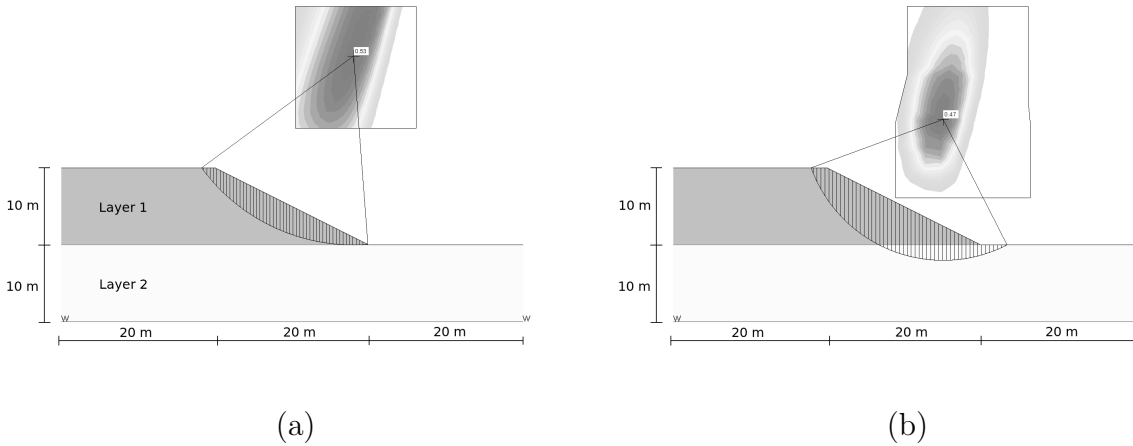


Abb. 1: Referenzgeometrien (a) R1 und (b) R2 mit den jeweiligen kritischen Gleitflächen

Die Referenzgeometrien werden in den Abb. 1a und 1b gezeigt. Sie bestehen jeweils aus zwei Schichten. In der Referenzgeometrie 1 (im Folgenden als R1 bezeichnet) ist die schwächere Schicht oberhalb der festeren Schicht, während in der Konfiguration 2 (im Folgenden als R2 bezeichnet) die festere Schicht die obere ist. In beiden Fällen wird davon ausgegangen, dass die obere Schicht 10 m mächtig ist und eine Neigung von 1(V):2(H) aufweist. Unter Verwendung der in Tab. 1 genannten Scherparameter liefert die Lamellenmethode nach Bishop für die Konfiguration R1 eine Standsicherheit $F = 1,89$ und für Konfiguration R2 $F = 2,13$.

Tabelle 1: Scherparameter der Referenzkonfigurationen R1 und R2

	R1		R2	
	oben	unten	oben	unten
φ in $[\circ]$	30	35	35	30
c in [kPa]	10	20	20	10

Ebene Dreieckselemente mit drei (Tria3) oder sechs Knoten (Tria6) bzw. ebene Rechteckelemente mit vier (Quad4), acht (Quad8) und neun Knoten (Quad9) sind in TOCHNOG implementiert. Die für diese Elementtypen und verschiedene mittlere Elementgrößen berechneten Standsicherheiten F sind in Abb. 2(a) sichtbar. Der Parameter D beschreibt dabei die mittlere Elementgröße in Metern. Für die Berechnung wurden zusätzlich die in Tab. 2 genannten Parameter verwendet. Eine feinere Netzdiskretisierung führt zu einer Abnahme der rechnerischen Standsicherheit und zu geringeren Abweichungen zwischen den verschiedenen Elementtypen. Höhere Verschiebungsansätze und feinere Netze erlauben eine genauere Abbildung der kritischen Gleitfläche. Für ausreichend feine Netze wird eine nahezu horizontale Asymptote zwischen Netzdiskretisierung und der rechnerischen Standsicherheit erreicht (d.h. die Ergebnisse werden in diesem Fall netzunabhängig), siehe Abb. 2(a).

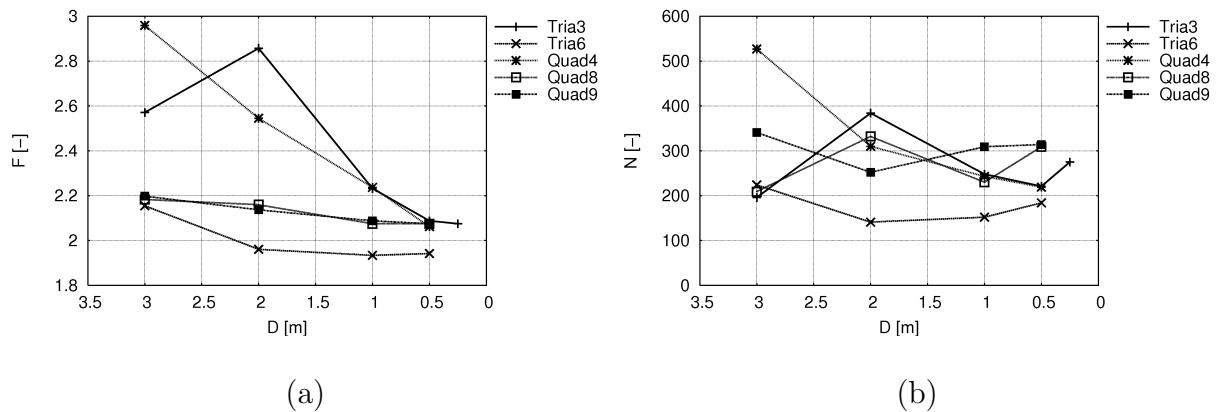


Abb. 2: (a) Netzabhängigkeit der berechneten Standsicherheit für verschiedene Elementtypen und (b) erforderliche Anzahl an Zeitschritten. Ergebnisse für die Konfiguration R2 (siehe Abb. 1b).

Die erforderliche Anzahl an Zeitschritten N ist weniger stark von der Netzdiskretisierung abhängig, siehe Abb. 2(b). Jedoch nimmt die Anzahl an erforderlichen Zeitschritten für sehr grobe lineare Elemente zu. Dies ist nicht überraschend, da mit größeren Elementen eine schlechtere Approximation der Gleitfläche möglich ist. Zwischen dem Elementtyp, der mittleren Elementgröße D und der Anzahl der Zeitschritte N gibt es keinen einheitlichen Trend. Für dasselbe D benötigen lineare Elemente in einigen Fällen mehr und in anderen Fällen weniger Zeitschritte als quadratische Elemente. Nichtsdestotrotz nimmt die erforderliche Rechenleistung des Computers mit steigender Netzdichte und höherwertigerem Elementansatz deutlich zu. Daher muss ein Kompromiss zwischen der Rechenzeit und dem Diskretisierungsgrad für jede Berechnung getroffen werden. Der Einfluss der Diskretisierung sollte gesondert für jedes FE-Programm untersucht werden, da die Sensitivität der numerischen Berechnungen auch stark von den implementierten numerischen Algorithmen abhängt.

Tabelle 2: Stoffparameter für die Referenzkonfigurationen R1 und R2

Schicht	γ	E	ν	ψ	σ_t
	[kN/m ³]	[kPa]	[-]	[°]	[kPa]
oben	20	10000	0,3	0	0
unten	20	10000	0,3	0	0

3.2 Konvergenz

In FE-Berechnungen wird die Nichtkonvergenz zur Festlegung des Versagens der Berechnung und damit der simulierten Böschung genutzt. Verschiedene Konvergenzkriterien können berücksichtigt werden (siehe z.B. [3]). TOCHNOG nutzt ein Kriterium das auf dem Ungleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften basiert. Wenn R und

S die äußeren und inneren Kräfte an einem Integrationspunkt repräsentieren, stellt die Differenz zwischen R und S das Ungleichgewicht an einem Knoten dar. Das vorhandene Ungleichgewicht ist entsprechend Gl. 3

$$\epsilon_F = \frac{T^{t-1} - S^{t-1}}{R^{t-1}} < \epsilon_{F,prescribed} \quad (3)$$

definiert und muss zur Gewährleistung der Konvergenz kleiner als eine vorgegebene Toleranz sein (siehe z.B. [3]). Ein Anstieg des Ungleichgewichtes drückt aus, dass es für das Berechnungsverfahren schwieriger wird das Gleichgewicht zu erfüllen, wodurch im Grenzfall das Versagen des Böschung charakterisiert werden kann.

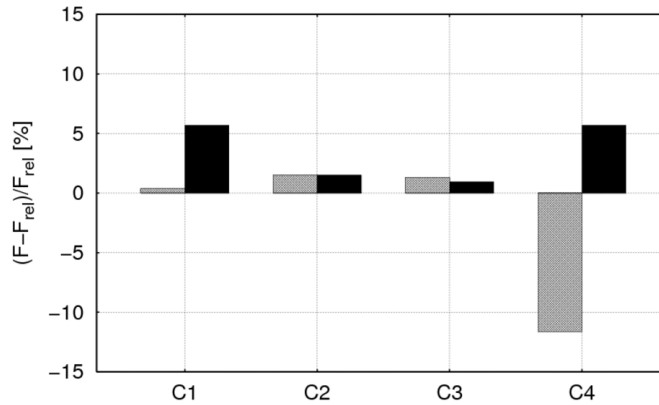


Abb. 3: Relativabweichung der Standsicherheit F vom Referenzwert F_{ref} für verschiedene Fälle C_i (siehe Text)

Der Exponent t in Gl. 3 bezieht sich auf den aktuellen Zeitschritt, während $t-1$ die Ergebnisse des vorherigen Zeitschrittes repräsentiert. Die Toleranz ϵ , der minimale Zeitschritt Δt_{min} und der maximale Zeitschritt Δt_{max} können in TOCHNOG vorgeschrieben werden. Die gewählten Referenzwerte betragen $\epsilon_{ref} = 10^{-3}$, $\Delta t_{min,ref} = 10^{-5}$ und $\Delta t_{max,ref} = 10^{-2}$ (Δt ist ohne Zeiteinheiten angegeben, da das Stoffgesetz ratenunabhängig ist). Zur Beurteilung der Empfindlichkeit der rechnerischen Standsicherheit auf die Faktoren entsprechend Gl. 3 wurde eine Variation dieser Parameter durchgeführt. Die berechneten Relativabweichungen von den Referenzwerten der Standsicherheit F_{ref} sind in Abb. 3 dargestellt. Die hellgrauen Balken (links) repräsentieren dabei eine Multiplikation der Vergleichswerte mit dem Faktor 10, während die schwarzen Balken eine Multiplikation dieser Werte mit dem Faktor 0,1 darstellen. Die variierten Parameter sind ϵ für C1, Δt_{min} für C2 und Δt_{max} für C3. Im Fall C4 wurden mehrere Parameter gleichzeitig variiert. Die Variation einzelner Parameter resultiert in maximalen Abweichungen von 6%. Insbesondere bei niedrigen Toleranzschwellen und kleinen Zeitschritten kann keine wesentliche Änderung der Ergebnisse festgestellt werden. Dies deutet an, dass die Referenzwerte gut gewählt wurden. Nichtsdestotrotz führt eine Kombination verschiedener Parameter, z.B. für $\epsilon = 10^{-4}$, $\Delta t_{min} = 10^{-4}$

und $\Delta t_{max} = 10^{-2}$ zu größeren Unterschieden in der berechneten Standsicherheit (12%). Somit ist es nicht ausreichend nur den Einfluss einzelner Konvergenzparameter zu untersuchen sondern es sollte auch die Kombination verschiedener Parameter näher betrachtet werden.

4 Nichtlineare Grenzbedingung

Der Reibungswinkel φ und die Kohäsion c der Mohr-Coulombschen Spannungsgrenzbedingung $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$ werden i.d.R. als Konstanten betrachtet. Jedoch zeigen experimentelle Untersuchungen, dass insbesondere für niedrige Spannungen die Grenzbedingung nicht-linear verläuft (siehe z.B. [1], [9]). In Abhängigkeit von Bodentyp und Spannungsbereich liegen verschiedene Faktoren vor, die die Krümmung der Grenzbedingung beeinflussen, z.B. Kornbruch, Verzahnung, Oberflächenkräfte, Zementierungen oder Teilsättigung. Die Berücksichtigung dieser Nichtlinearität kann entweder über einen spannungabhängigen Sekantenmodul (d.h. eine Vernachlässigung der Kohäsion in Abb. 4(a) oder einen spannungabhängigen Tangentenmodul (d.h. eine Berücksichtigung der Kohäsion in Abb. 4(b)) erfolgen.

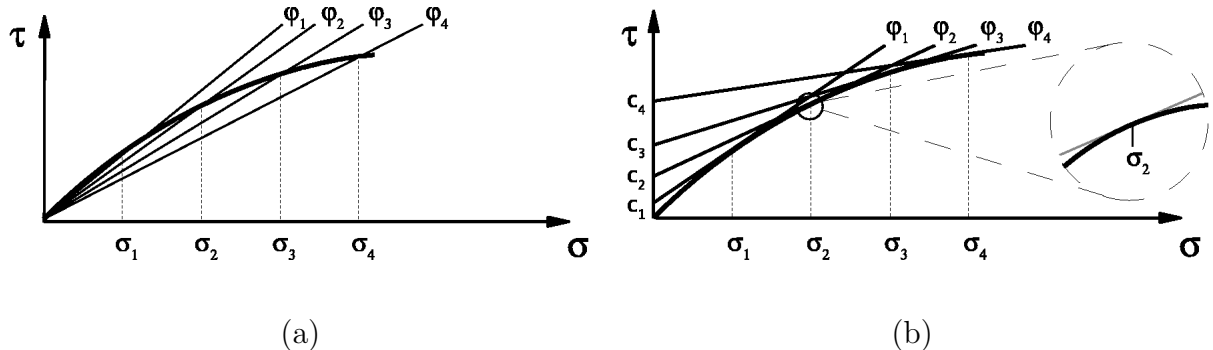


Abb. 4: (a) Linearisierung einer gekrümmten Grenzbedingung (a) ohne Kohäsion und (b) mit Berücksichtigung einer künstlichen Kohäsion

In dieser Studie wurde die entsprechend den Gleichungen 4 bis 6 vorgegebene Spannungsgrenzbedingung verwendet:

$$0 \text{ kPa} \leq \sigma \leq 70 \text{ kPa}; \tau(\sigma) = -0,003 \cdot \sigma^2 + 1,339 \cdot \sigma + 1,593; 71^\circ \geq \varphi \geq 49^\circ \quad (4)$$

$$71 \text{ kPa} \leq \sigma \leq 130 \text{ kPa}; \tau(\sigma) = -0,000018 \cdot \sigma^2 + 0,795 \cdot \sigma + 28,755; 49^\circ \geq \varphi \geq 45^\circ \quad (5)$$

$$131 \text{ kPa} \leq \sigma \leq 1000 \text{ kPa}; \tau(\sigma) = -0,0008 \cdot \sigma^2 + 0,991 \cdot \sigma + 13,861; 45^\circ \geq \varphi \geq 33^\circ \quad (6)$$

Diese Gleichungen stellen den typischen Verlauf eines grobkörnigen oder stark überkonsolidierten feinkörnigen Bodens dar ohne das spezifische Versuchsergebnisse verwendet

wurden (für konkrete Beispiele siehe z.B. [1] für einen feinkörnigen Boden und [13] für einen grobkörnigen Boden). Es wurde ein idealisierter Verlauf gewählt um experimentell bedingte Streuungen zu vermeiden, da dies insbesondere für niedrige Spannungen von Bedeutung ist.

Tabelle 3: Scherparameter und korrespondierende Spannungsbereiche infolge einer Linearisierung der nichtlinearen Grenzbedingung mit Kohäsion (Abb. 4b)

σ [kPa]	0–100	0–200	100–200	200–400
φ [°]	45,6	40,8	36,9	34,5
c [kPa]	6,4	14,1	30,4	43,6

Zur Bestimmung der Scherparameter φ und c wurde eine Linearisierung der gekrümmten Grenzbedingung für verschiedene Normalspannungsbereiche σ durchgeführt (siehe Tab. 3). Die Tangente für eine bestimmte Spannung in Abb. 4(b) wurde durch eine Sekante in einem sehr engen Spannungsbereich ersetzt. Zusätzlich wurden die folgenden Parameter verwendet: $E = 10000$ kPa, $\psi = 0^\circ$, $\nu = 0,3$ und $\rho = 1,8$ t/m³. Die Standsicherheitsberechnungen wurden für eine homogene, trockene Böschung mit einem Neigungswinkel $\beta = 35^\circ$ durchgeführt. Sowohl FE-Berechnungen als auch Berechnungen mit der Lamellenmethode nach Morgenstern-Price wurden realisiert. Eine Beispielrechnung mit der Lamellenmethode unter Berücksichtigung der gekrümmten Grenzbedingung diente als Referenz. In diesem Fall nimmt die berechnete Standsicherheit mit der Böschungshöhe ab, siehe Abb. 5(a).

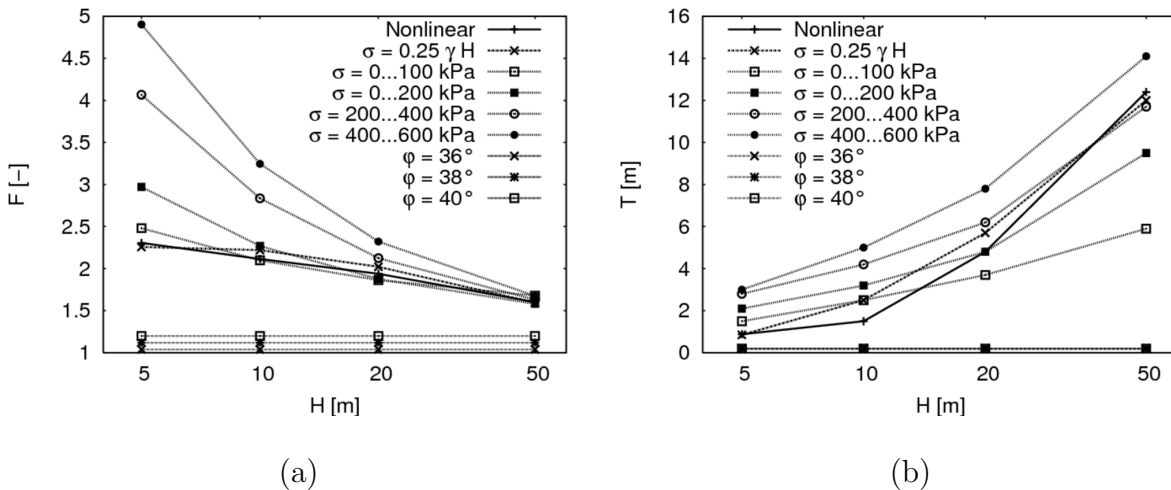


Abb. 5: (a) Berechnete Standsicherheiten und (b) maximale Gleitflächentiefe für verschiedene Linearisierungen der gekrümmten Spannungsumhüllenden

Falls der Reibungswinkel φ größer als die Böschungsneigung β ist und keine Kohäsion berücksichtigt wird (siehe Abb. 4(a)), beeinflusst der Reibungswinkel φ von 36° , 38° und 40° die rechnerische Standsicherheit nur unwesentlich. Es stellen sich oberflächenparallele Gleitflächen ein und die Tiefe des Gleitkörpers ist entsprechend der theoretischen Lösung für eine unendliche Böschung unbestimmt. Eine Vernachlässigung der Kohäsion führt zu

einer deutlichen Unterschätzung der berechneten Standsicherheit, siehe Abb. 5(a), und die sich einstellenden Gleitflächen verlaufen sehr flach, siehe Abb. 5(b).

Eine Berücksichtigung der Kohäsion ist erforderlich, um vergleichbare Ergebnisse zu den Berechnungen mit der nichtlinearen Grenzbedingung zu erhalten. Je besser die Übereinstimmung zwischen dem für die Linearisierung gewählten Spannungsbereich und den auf der Gleitfläche maßgebenden Normalspannungen ist, umso besser stimmen die Ergebnisse für die linearisierten und die nichtlinearen Grenzbedingungen überein. Eine ähnliche Schlussfolgerung wurde auch von Baker [2] gezogen. Deshalb ist es wichtig, die Kohäsion für eine Linearisierung zu berücksichtigen auch wenn diese Kohäsion, wie z.B. bei einem Kies, keine physikalische Bedeutung hat. Es muss jedoch gewährleistet werden, dass die linearisierte Grenzbedingung die experimentellen Ergebnisse innerhalb des auf der Gleitfläche relevanten Spannungsbereiches ausreichend repräsentiert. Der für die Linearisierung gewählte Spannungsbereich hat dabei für niedrige Böschungen einen deutlich größeren Einfluss als für hohe Böschungen (mit $H > 20$ m).

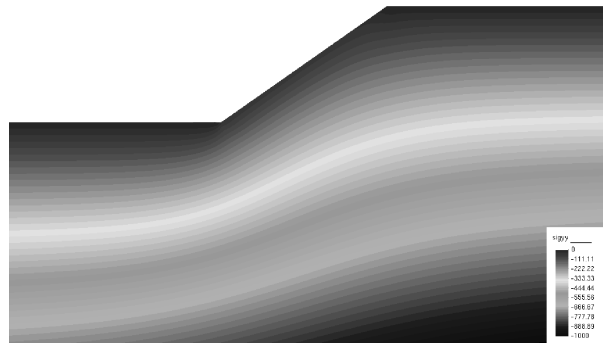


Abb. 6: Isobaren der anfänglichen vertikalen Spannungen in einer Referenzböschung

Mit der FEM kann der Ausgangsspannungszustand wirklichkeitsnah erfasst werden. Die Isobaren der vertikalen Anfangsspannung verlaufen i.d.R. nahezu parallel zur Böschungsoberfläche (siehe Abb. 6). Aus diesem Grund ist es sinnvoll die maximale Gleitflächentiefe T senkrecht zu der Böschungsoberfläche zu definieren, wie es in Abb. 7 deutlich wird. Somit ist die Normalspannung auf der parallel zur Böschungsoberfläche verlaufenden Gleitfläche proportional zu T . Ergebnisse für Berechnungen mit der Lamellenmethode, bei denen die gekrümmte Spannungsgrenzbedingung für verschiedene Normalspannungen linearisiert wurde, sind in Abb. 8 dargestellt. Hierfür wurde die maximale Tiefe der Gleitfläche mit der Böschungshöhe normiert. Für höhere Böschungen ($H > 20$ m) wird dabei ein ungefähr konstantes Verhältnis $T/H = 0,25$ erreicht. Die maßgebende Spannung auf der Gleitfläche, die für die Linearisierung der Grenzbedingung genutzt werden sollte, kann über dieses konstante Verhältnis T/H und mit der Bodenwichte γ ermittelt werden. Im

Fall einer Böschungsneigung $\beta = 35^\circ$ ist die relevante Spannung für die Linearisierung $\sigma_{fit} = T/H \cdot \gamma \cdot H = 0,25 \cdot \gamma \cdot H$:

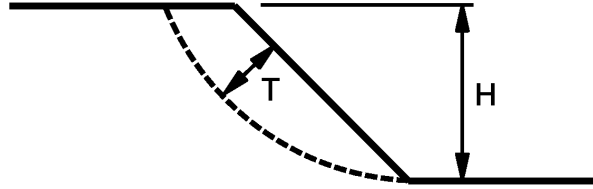


Abb. 7: Definition der maximalen Gleitflächentiefe T des Gleitkörpers zur Bestimmung der Linearisierungsspannung σ_{fit}

Zur Verallgemeinerung dieser Beziehung für weitere Böschungsneigungen wurden Berechnungen mit $\beta = 25^\circ$ und $\beta = 45^\circ$ durchgeführt. Auch für diese Neigungen werden näherungsweise konstante T/H -Werte für höhere Böschungen erreicht (siehe Abb. 9). Eine Rückrechnung für diese drei verschiedene Böschungsneigungen führt zu Gleichung 7.

$$T/H = 0,46 - 0,32 \cdot \tan \beta \quad \text{für } 25^\circ \leq \beta \leq 45^\circ \quad (7)$$

Somit kann die für die Linearisierung erforderliche Normalspannung als Funktion der Böschungshöhe und der Böschungsneigung ermittelt werden. Dieser Spannungsbereich kann dann für die Bestimmung der Scherparameter φ und c genutzt werden.

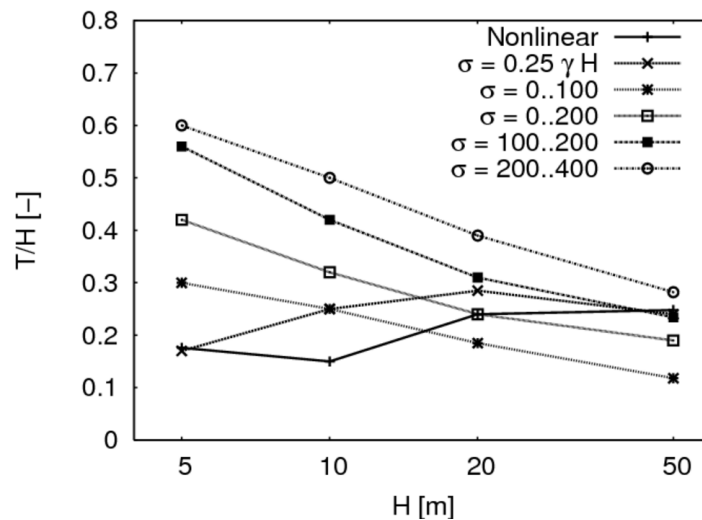
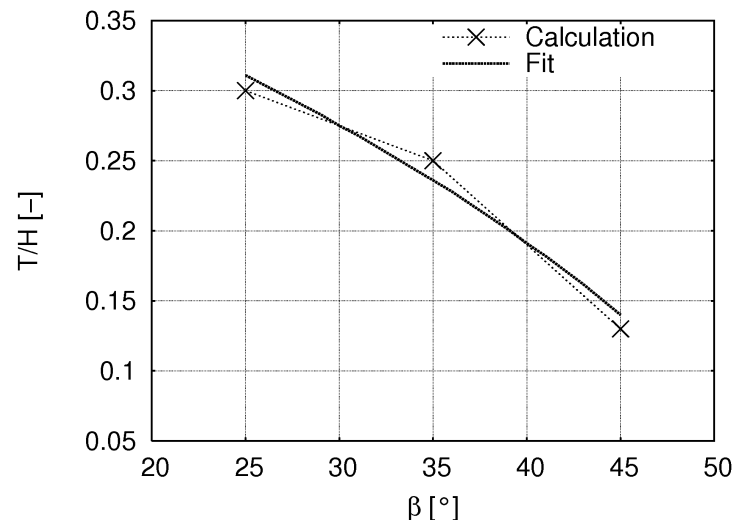


Abb. 8: Normierte Gleitflächentiefe für verschiedene Linearisierungsspannungen der gekrümmten Spannungsgrenzbedingung ($\beta = 35^\circ$) (Ergebnisse aus Lamellenmethode)

Abb. 9: Mittlere T/H für verschiedene Böschungsneigungen

5 Dehnungsabhängige Definition der Standsicherheit

Konventionelle Standsicherheitsberechnungen gehen von einer gleichzeitigen Mobilisierung des maximalen Scherwiderstandes entlang der Gleitfläche aus. Jedoch ist das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens stark nichtlinear und es erfolgt insbesondere in sich progressiv entfestigenden Böden keine gleichmäßige Mobilisierung der Schubspannungen entlang der potentiellen Gleitfläche. Aus diesem Grund kann eine dehnungsabhängige Definition der Standsicherheit realistischere Aussagen liefern. In diesem Abschnitt werden Vergleichsergebnisse zwischen konventionellen und dehnungsabhängigen Standsicherheitsdefinitionen präsentiert.

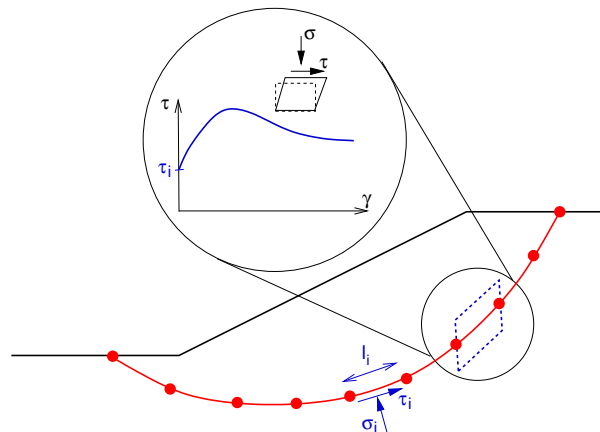


Abb. 10: Verfahren für die dehnungsabhängige Definition der Standsicherheit nach [12]

Eine Kombination aus Finiten-Elemente-Berechnungen und einer externen Simulation von Einfachscherversuchen wird für die dehnungsabhängige Bestimmung der Standsicherheit entlang einer ausgewählten Gleitfläche genutzt (siehe Abb. 10). Da fortgeschrittene Stoffgesetze, wie z.B. die Hypoplastizität, in den Einfachscherversuchen genutzt werden können, wird das nichtlineare Bodenverhalten bei der Ermittlung der Standsicherheit berücksichtigt. Der Ausgangsspannungszustand muss vor der eigentlichen Standsicherheitsberechnung mit der FEM ermittelt werden. Hierfür wurde das Mohr-Coulombsche Stoffgesetz genutzt ($E = 3 \cdot 10^4$ kPa, $\nu = 0,3$, $\psi = 0^\circ$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$ kPa). Im Einzelnen sind nach [12] folgende Berechnungsschritte erforderlich:

1. Definition und Diskretisierung der Gleitfläche
2. Berechnung der Normal- und Schubspannung in den Elementen entlang der Gleitfläche
3. Numerische Subroutine für die Simulation der Einfachscherung mit fortgeschrittenen Stoffgesetzen. Hierfür wird zunächst eine konstante Verteilung der Scherdehnungen entlang der Gleitfläche angenommen.
4. Integration der Ist-Spannungen τ_0 und der dehnungsabhängigen Spannungen τ_γ entlang der Gleitfläche und Bestimmung der Standsicherheit mit $F = (\Sigma\tau_\gamma)/(\Sigma\tau_0)$.

Die Referenzböschung ist 10 m hoch und weist eine Neigung von 1(V):2(H) auf. Drei kreisförmige Versuchsgleitflächen wurden untersucht und in 80 1D-Segmente diskretisiert. In Tab. 4 sind die Radien und Mittelpunkte dieser kreisförmigen Gleitflächen angegeben. Der Koordinatenursprung befindet sich dabei im Böschungsfuß.

Tabelle 4: Radius R und Mittelpunktskoordinaten x_M , y_M der untersuchten Gleitkreise, σ bezeichnet die maximale Normalspannung auf der Gleitfläche

Nr.	σ	x_M	y_M	R
[-]	[kPa]	[m]	[m]	[m]
1	50	20,9	27,7	27,7
2	150	12,3	18,7	20,5
3	250	10,7	15,2	21,9

Im Gegensatz zur φ, c -Reduktion findet bei Anwendung dieses Verfahrens keine automatische Lokalisierung der Gleitfläche statt und die kritische Gleitfläche muss über einen Suchalgorithmus ermittelt werden.

5.1 Einfluss der Sensitivität

Ein erster Vergleich zwischen der dehnungsabhängigen und der konventionellen Definition der Standsicherheit soll für eine idealisierte Spannungs-Dehnungskurve eines überkonsolidierten feinkörnigen Bodens vorgenommen werden (Abb. 11). Dieser weist eine mobilisierte Schubspannung τ_0 auf und erreicht für die Peakdehnung γ_{peak} den maximalen Scherwiderstand τ_{peak} . Nach dem Überschreiten des Maximalwertes kommt es zu einer linearen Entfestigung, bevor schließlich der residuelle Scherwiderstand τ_r erreicht wird. Der maximale Scherwiderstand ergab sich dabei unter Annahme eines Reibungswinkels von $\varphi = 30^\circ$ und einer Kohäsion von $c = 20$ kPa. Die Anfangsspannung τ_0 wurde zu $\tau_0 = c$ angenommen. Es gingen weiterhin der Elastizitätsmodul $E = 10000$ kPa und die Querdehnzahl $\nu = 0,3$ in das angenommene Materialverhalten ein.

Die größten Unterschiede zwischen beiden Standsicherheitsdefinitionen können bei einer angenommenen schlagartigen Entfestigung nach dem Überschreiten des Peaks erwartet werden, d.h. $\gamma_r = \gamma_p$. Die hier dargestellten Ergebnisse gehen von dieser Annahme aus. Die Sensitivität S :

$$S = \frac{\tau_{peak}}{\tau_r} \quad (8)$$

wurde dabei im Bereich $S = 1 \dots 15$ variiert. Die gewählten Sensitivitäten können als repräsentativ angesehen werden, da überkonsolidierte Tone typischerweise Sensitivitäten von $S = 2 \dots 4$ aufweisen und in sogenanntem Quick clay sogar Werte von $S = 80 \dots 150$ beobachtet werden können.

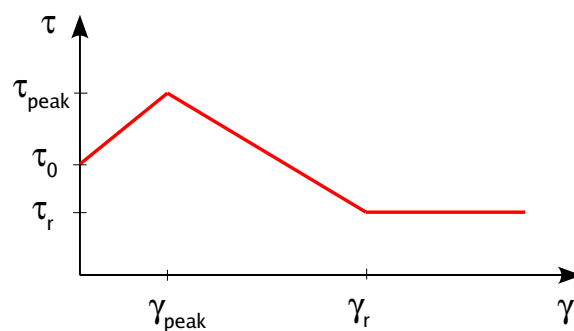


Abb. 11: Angenommener Verlauf der Spannungs-Dehnungskurve

Während sich mit der konventionellen Standsicherheitsdefinition dehnungsunabhängige Standsicherheiten ergeben, stellt sich bei der Betrachtung einer dehnungsabhängigen Standsicherheit beispielhaft für die Sensitivität $S = 2$ ein Verlauf entsprechend Abb. 12 ein. Es kann eine schrittweise Zunahme des Schubwiderstandes mit anschließender "Entfestigung" beobachtet werden. Sobald in der gesamten Gleitfläche die residuelle Scherfestigkeit wirkt, wird eine konstante dehnungsunabhängige Standsicherheit erreicht.

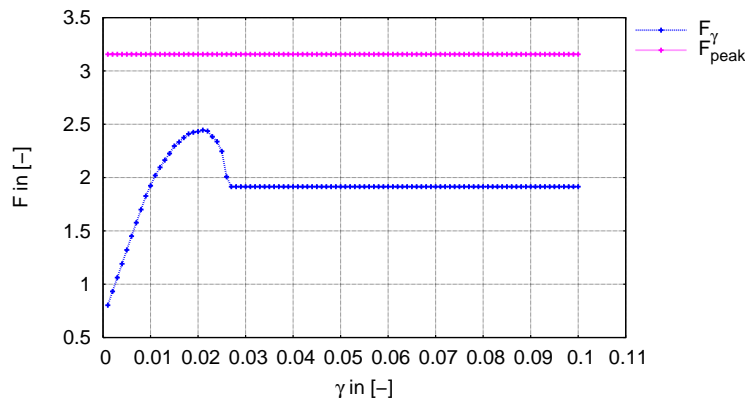


Abb. 12: Standsicherheit in Abhängigkeit der Scherdehnung für $S = 2$ und Gleitfläche 2

In Abhängigkeit des Spannungsniveaus auf der Gleitfläche und der Sensitivität S kann eine dehnungsabhängige Definition der Standsicherheit zu bis zu 50 % niedrigeren F als eine konventionelle Definition führen (siehe Abb. 13). Mit zunehmendem Spannungsniveau (d.h. Tiefe der Gleitfläche) sowie Sensitivität des Bodens erhöht sich der Unterschied zwischen beiden Standsicherheitsdefinitionen. Da bereits für Sensitivitäten von 1 bis 2 bis zu 30 % niedrigere Standsicherheiten ermittelt wurden, sollte eine dehnungsabhängige Definition der Standsicherheit in sich stark entfestigenden Böden verwendet werden. Auf der sicheren Seite liegend ist generell der Ansatz der Restscherfestigkeit bei der Bestimmung der Standsicherheit möglich.

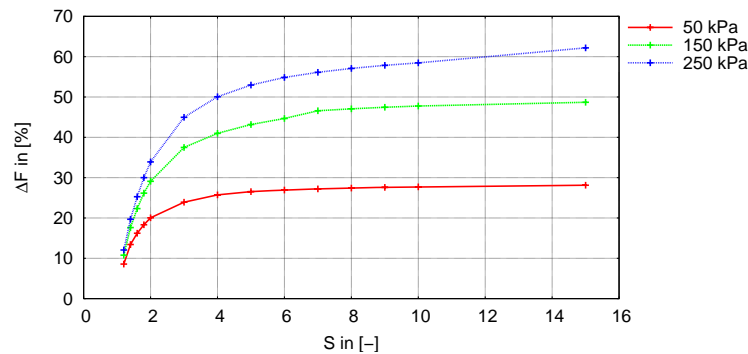


Abb. 13: Relative Abweichungen zwischen der konventionellen Standsicherheitsdefinition und der dehnungsabhängigen Definition für die Gleitflächen 1 bis 3

5.2 Anwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes

Vorteilhafterweise ist die vorgeschlagene Methode nicht nur auf das Mohr-Coulombsche Spannungsgrenzbedingung beschränkt, sondern kann auch mit fortgeschrittenen Stoffgesetzen, wie z.B. der Hypoplastizität, verwendet werden. Die Hypoplastizität in der Formulierung nach von Wolffersorff [19] wurde verwendet, da diese das nichtlineare und

zustandsabhängige Verhalten von grobkörnigen Böden realistisch wiedergeben kann. Es kamen die hypoplastischen Stoffparameter von Hochstetten Sand zur Anwendung (siehe z.B. [11]). Das Mobilisierungsverhalten für ein dichtes Bodenelement ($I_D = 1,0$) ist in Abb. 14 in etwa in der Mitte der Gleitfläche dargestellt. Nach Überschreiten des maximalen Scherwiderstandes ist eine deutliche Entfestigung feststellbar.

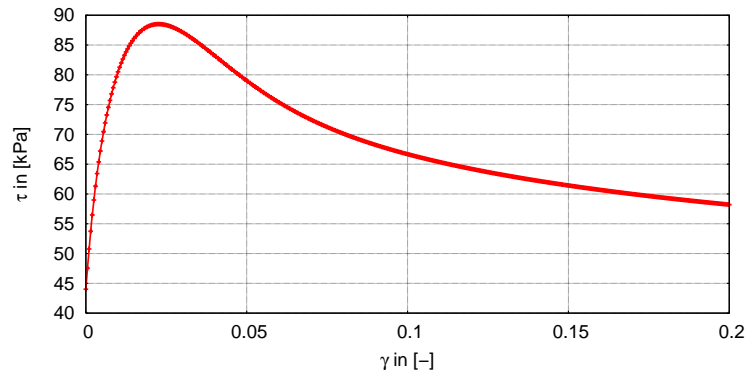


Abb. 14: Mobilisierungsverlauf der Schubspannung für $I_D = 1.0$

In diesem Fall wird die maximale Scherfestigkeit innerhalb eines relativ engen Dehnungsbereiches von $0,018 < \gamma < 0,032$ erreicht. Da die Unterschiede in der dehnungsabhängigen Standsticherheit innerhalb dieses Dehnungsbereiches verhältnismäßig niedrig sind, weicht die berechnete dehnungsabhängige Standsticherheit nur geringfügig von der konventionellen Standsticherheitsdefinition ab (siehe Abb. 15). Somit scheint die vorgeschlagene Methode in grobkörnigen Böden nicht zu deutlich konservativeren Lösungen zu führen. Jedoch kann in feinkörnigen Böden bzw. in undrainierten Verhältnissen ein deutlicherer Einfluss erwartet werden.

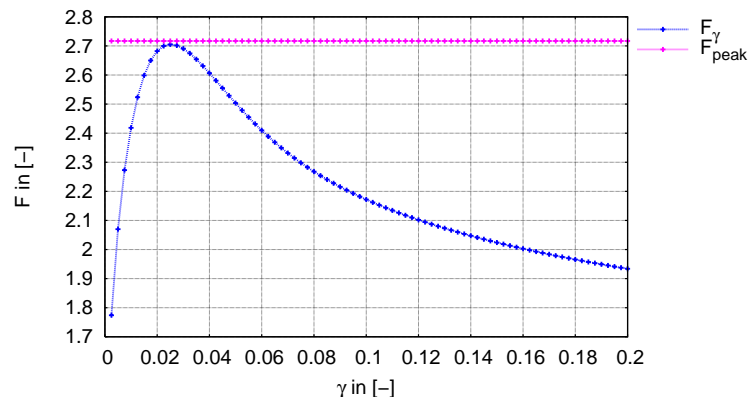


Abb. 15: Vergleich der dehnungsabhängigen und der konventionellen Standsticherheitsdefinition bei Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes

6 Zusammenfassung

Vergleichsberechnungen zwischen den Verfahren der Lamellenmethode und der φ, c -Reduktion in der FEM weisen in Standardfällen nur geringe Unterschiede auf. Bei der Anwendung der φ, c -Reduktion müssen jedoch auch numerische Einflüsse berücksichtigt werden. So kann mit abnehmender Netzfeinheit und höherem Verschiebungsansatz der Elemente eine genauere Approximation der kritischen Gleitfläche erreicht werden. Auch das gewählte Konvergenzkriterium beeinflusst die Berechnungsergebnisse. Der Einfluss dieser Parameter sollte für jedes FE-Programm gesondert untersucht werden, da die jeweils implementierten Algorithmen die Sensitivität der Ergebnisse beeinflussen. Die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnung werden auch von der Form der Grenzbedingungen beeinflusst. Die Linearisierung einer gekrümmten Spannungsgrenzbedingung sollte möglichst für den auf der Gleitfläche maßgebenden Spannungsbereich erfolgen. Dabei ist die Berücksichtigung einer rechnerischen Kohäsion zu empfehlen, auch wenn diese keine physikalische Bedeutung für den vorliegenden Boden hat. Eine dehnungsabhängige Definition der Standsicherheit kann, insbesondere für sich progressiv entfestigende Böden, eine realistischere Aussage bezüglich der Standsicherheit liefern. Erste Ergebnisse wurden in dieser Arbeit dargestellt.

Literatur

- [1] ATKINSON, J.H.; FARRAR, D.M.: Stress path tests to measure soil strength parameters for shallow landslips. In: *Proc. 11th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (1985), San Francisco, S. 983-986
- [2] BAKER, R.: Inter-relations between experimental and computational aspects of slope stability analysis. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 27 (2003), Nr. 4, S. 379-401
- [3] BATHE, K.J.: *Finite-Elemente-Methoden*. Heidelberg : Springer-Verlag, 2001
- [4] BISHOP, A.W.: The use of slip circles in the stability analysis of earth slopes. In: *Géotechnique* 5 (1955), Nr. 1, S. 7-17
- [5] BRINKGREVE, R.B.J.: Plaxis 2D Version 8 www.plaxis.nl, A.A. Balkema Publishers
- [6] CHENG, Y.M., LANSIVAARA, T., WEI, W.B. : Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. In: *Computers and Geotechnics* 34 (2006), Nr. 3, S. 137-150
- [7] DAWSON, E.M., ROTH, W.H., DRESCHER, A. : Slope stability analysis by strength reduction. In: *Géotechnique* 49 (1955), Nr. 6, S. 835-840

- [8] FELLENIUS, W. : Calculation of the Stability of Earth Dams. In: *Proc. of the Second Congress of Large Dams* Nr. 4 (1936), S. 445-463
- [9] FUKUSHIMA, S., TATSUOKA, F. : Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. In: *Soils and Foundations* 24 (1984), Nr. 4, S. 30-48
- [10] GRIFFITHS, D.V. : Slope stability analysis by finite elements. In: *Géotechnique* 49 (1999), Nr. 3, S. 387-403
- [11] HERLE, I. : Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Dissertation. Heft 142, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1997
- [12] HERLE, I. : Bestimmung der Standsicherheit von Böschungen mittels FE-Methode mit fortgeschrittenen Stoffgesetzen. TU Dresden, Unveröffentlicht, 2006
- [13] KOLYMBAS, D.; WU, W. : Recent results of triaxial test with granular materials. In: *Powder Technology* 60 (1990), S. 99-119
- [14] KRAHN, J.: GEO-SLOPE/W www.geo-slope.com, Calgary (Canada)
- [15] MORGENSTERN, N.R.; PRICE, V.E. : The analysis of the stability of general slip surfaces. In: *Géotechnique* 15 (1965), Nr. 1, S. 79-93
- [16] RODDEMAN, D.: TOCHNOG-Professional V4.1 www.feet.nl
- [17] PETTERSON, K.E. : The Early History of Circular Sliding Surfaces. In: *Géotechnique* 5 (1955), Nr. 4, S. 275-296
- [18] WALKEMEYER, T.: GGU-STABILITY www.ggu-software.com
- [19] WOLFFERSDORFF, P.A. von: Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen. Dissertation. Heft 141, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1997
- [20] ZIENKIEWICZ, O.C.; HUMPHESON, C.; LEWIS, R.W. : Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. In: *Géotechnique* 25 (1975), Nr. 4, S. 671-689

Stand sicherheits- und FE-Berechnungen bei der RWE Power AG

Ch. Karcher und D. Dahmen, Abt. Gebirgs- und Bodenmechanik, RWE Power AG

Zusammenfassung

Für die Untersuchung der Standsicherheit von bleibenden Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlenbergwerke gilt in Nordrhein-Westfalen die Richtlinie für Standsicherheitsuntersuchungen (RfS) vom 16.05.2003. Entsprechend der RfS sind Standsicherheitsuntersuchungen vom Bergbaubetreibenden durchzuführen und der Genehmigungsbehörde zur Prüfung vorzulegen. Für Standsicherheitsberechnungen wird bei RWE Power das eigenentwickelte und speziell auf die Randbedingungen und Anforderungen der Tagebaue angepasste Programm ETA verwendet.

Zur Analyse des Gebirgsverhaltens werden zusätzlich fallweise Verformungsberechnungen und Standsicherheitsberechnungen mit der FE-Methode durchgeführt. Ergebnisse aus FE-Berechnungen sollen zukünftig verstärkt für die Analyse des Verformungsverhaltens des Gebirges herangezogen werden und die Bewertung der Standsicherheit von Randböschungen der Tagebaue unterstützen.

1 Allgemeines

Die Messung des Verformungsverhaltens von Böschungen und die Bewertung der Absolutgrößen von Verschiebungsbeträgen, -geschwindigkeiten und -beschleunigungen stellt ein wichtiges Hilfsmittel zur Beurteilung der Standsicherheit dar. Um sicherzustellen, dass ggf. kritische Verformungen rechtzeitig erkannt und entsprechende Gegenmaßnahmen eingeleitet werden können, führt RWE Power umfangreiche Messungen auf der Oberfläche der Böschungen (z. B. vollautomatisiertes GEOROBOT- System) und im Gebirge (Inklinometermessungen bis in Teufen von 600 m) durch.

Zur Voraussage von Verformungen wurden ab Ende der 1980er Jahre vom Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe unter Leitung von Prof. Gudehus im Auftrag der RWE Power AG erste Verformungsberechnungen durchgeführt; mit der Beschaffung des Programms TOCHNOG der Fa. FEAT, NL im Jahr 2004 kann das Berechnungsverfahren heute bei RWE Power selbst angewandt werden.

2 Standsicherheits- und Verformungsberechnungen - Überblick

Standsicherheitsberechnungen unter Verwendung konventioneller Methoden werden schon seit vielen Jahrzehnten in der Geotechnik zur Beurteilung und Dimensionierung von Bauwerken aus und in Lockergesteinen angewendet. Die dabei angenommenen Bruchmechanismen unterscheiden sich je nach Verfahren in der Geometrie des Gleitkörpers und dessen innerer Unterteilung sowie der Art der Kraftverteilung. In DIN 4084 (Januar 2009) werden Hinweise für die vom untersuchten System abhängige Wahl des Bruchmechanismus aufgeführt. Mit konventionellen Standsicherheitsberechnungen wird ein Standsicherheitsfaktor (bzw. ein Ausnutzungsgrad) berechnet, der angibt, wie weit der jeweils betrachtete Bruchmechanismus vom Versagen (theoretisch) entfernt ist.

In der Geotechnik werden heutzutage - insbesondere zur Berechnung von Verformungen für größere Bauwerke und oft baubegleitend - Berechnungen mit der Finiten-Elemente-Methode (FEM) bereits standardmäßig durchgeführt. Da die Ergebnisse der FE-Berechnungen wesentlich vom gewählten Stoffmodell abhängen, sind spezielle Fachkenntnisse auf der Anwenderseite notwendig.

Da Spannungen und Dehnungen - entsprechend dem angesetzten Stoffmodell - bei Anwendung der FEM üblicherweise ohnehin berechnet werden, wird diese Methode inzwischen auch für Standsicherheitsberechnungen unter Ansatz des ϕ/c -Reduzierungs- [1],[2] oder Naylor-Verfahrens [3] angewendet.

3 Standsicherheitsberechnungen bei der RWE Power AG

Die für den Nachweis der Standsicherheit für Tagebauböschungen notwendigen Berechnungen werden bei RWE Power entsprechend den Vorgaben der RfS von der Fachabteilung Gebirgs- und Bodenmechanik mit konventionellen Verfahren durchgeführt. Das für Berechnungen mit Gleitkreisen (nach dem Bishop-Verfahren) und zusammengesetzten Bruchmechanismen verwendete Programm ETA¹ wird auf dem jeweils gültigen Stand der Technik gehalten und zur Erfüllung neuer Anforderungen (z. B. Berücksichtigung von Erdbebenwirkungen) weiter entwickelt. Die zugrundegelegten Berechnungsmodelle bestehen jeweils aus Informationen zum geologischen Aufbau, den hydrologischen Verhältnissen, dem Böschungsverlauf und den bodenmechanischen Kennwerten der beteiligten Lockergesteinsschichten. Die Schnitte für geomechanische Berechnungen werden von der Abteilung Markscheidewesen und Lagerstätte der RWE Power AG auf der Grundlage von LAVA²-Daten und einer zusätzlichen Präzisierung erstellt. In Abb. 1 sind in einer grundrissli-

¹der Name ETA leitet sich aus dem griechischen Buchstaben η ab, der bei Berechnungen nach dem globalen Konzept zur Definition des Standsicherheitsniveaus Anwendung findet

²LAVA: Lagerstättenverwaltung und Auswertung

chen Darstellung einer Randböschung verschiedene Schnittlagen eingetragen; die Schnitte selbst werden standardmäßig senkrecht zum Verlauf der Böschungsoberkante angefertigt. Um einen durchgängigen Datenfluss zu gewährleisten werden die räumlich orientierten Grundlagendaten der Geologie, Hydrologie, Tagebauplanung und Gebirgsmechanik von den zuständigen Fachabteilungen digital zur Verfügung gestellt und in ETA effizient und präzise zusammengeführt.

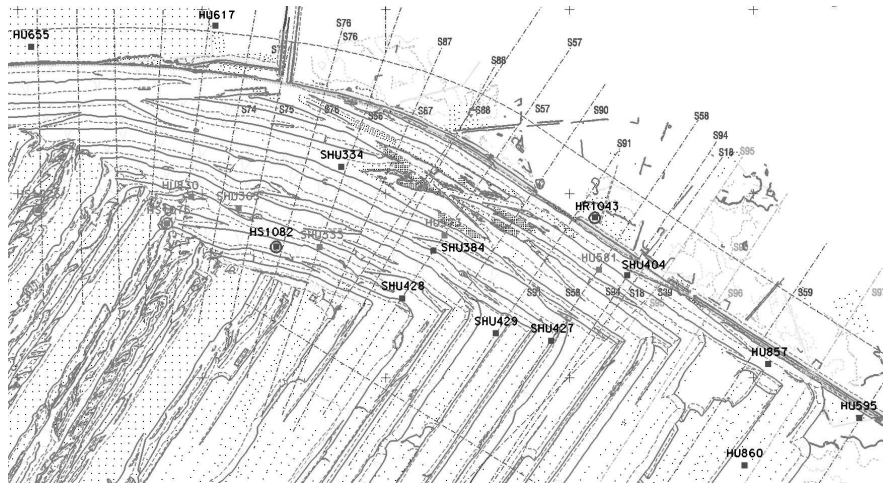


Abbildung 1: Grundrissliche Darstellung einer Randböschung mit Schnittlagen für geomechanische Berechnungen

Da sehr mächtige Gebirgsbereiche (Teufen von über 500 m und Breiten von mehreren Kilometern) betrachtet werden müssen und das Lagerstättengebiet infolge tektonischer Prozesse (Zerrungsbewegungen im Bereich der Niederrheinschen Bucht) beansprucht ist, müssen in jedem Schnitt i. A. Hunderte von Schichten und mehrere Verwerfungen berücksichtigt sowie zusätzlich mehrere Grundwasserleiter und Aushub- und Verkippungszustände abgebildet werden. In Abb. 2 ist beispielhaft ein derartiger Schnitt in ETA mit Grundwasserhorizonten dargestellt.

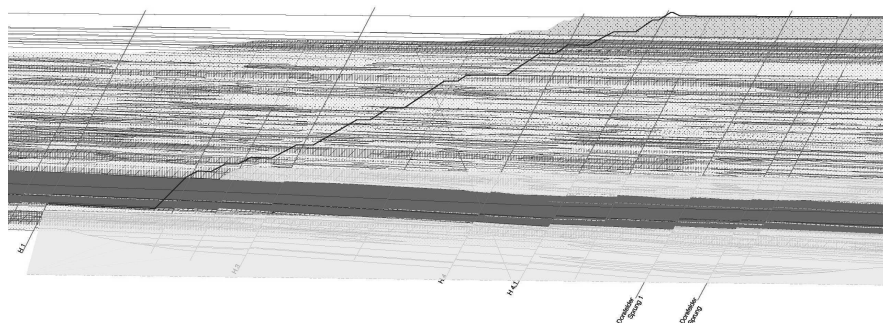


Abbildung 2: Schnittdarstellung in ETA

Bei Standsicherheitsberechnungen werden in diesen Schnitten Bruchmechanismen angesetzt und berechnet. Eine besondere Rolle bei den Analysen spielen längenhaft verbrei-

tete potentielle Schwächezonen wie die Tonschichten des Liegenden und Hangenden des Braunkohlenflözes oder die Verwerfungen. Da diese Bereiche nicht zufriedenstellend mit Gleitkreisen (Abb. 3a) geometrisch erfasst werden können, werden dort zusammengesetzte Bruchmechanismen³ angesetzt (Abb. 3b).

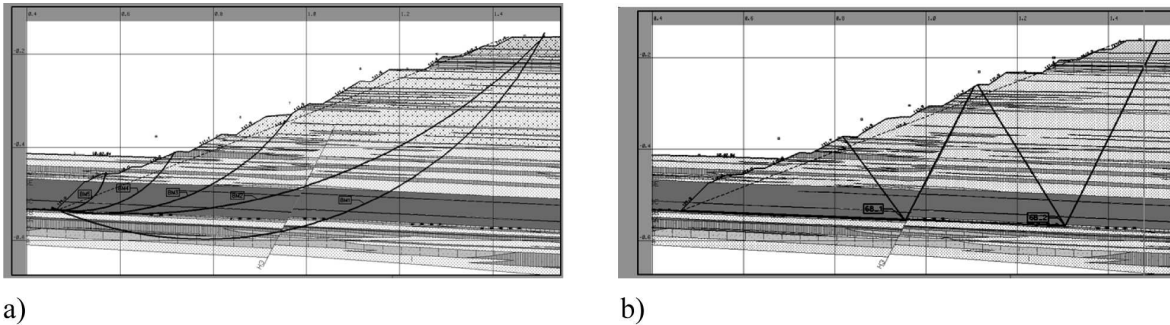


Abbildung 3: Berechnungsmodell in ETA; a) mit Gleitkreisen, b) mit zusammengesetzten Bruchmechanismen

4 FE-Berechnungen bei der RWE Power AG

4.1 FE-Berechnungsprogramm TOCHNOG

Die RWE Power AG verwendet für FE-Berechnungen in der Abteilung Gebirgs- und Bodenmechanik die kommerzielle Version des speziell auf geotechnische Anwendungen ausgelegten Programms TOCHNOG. Insbesondere verfügt dieses Programm über eine große Anzahl elasto-plastischer (z. B. Mohr-Coulomb, Hardening-Soil, Cam-Clay, Matsuoka-Nakai) und fortgeschrittener Stoffgesetze (wie Hypoplastizität, z. B. nach v. Wolffersdorff, Mašin, Niemunis). Aufgrund der relativ freien Kombinierbarkeit von Stoffgesetzen und Prozeduren zum Berechnungsablauf eignet sich TOCHNOG insbesondere für geotechnische FE-Berechnungen mit hohem Komplexitätsgrad. Im Unterschied zu den heutzutage meist üblichen grafischen Eingabemasken werden bei TOCHNOG die Definition des Berechnungsmodells und der gesamte Ablauf über ASCII-Dateien vorgegeben. Der damit möglicherweise einhergehende Komfortverlust wird durch eine gute Übersichtlichkeit und Kontrolle - zumindest bei komplexen Randwertproblemen - aufgewogen.

Zur grafischen Ergebnisdarstellung bietet TOCHNOG Schnittstellen zu verschiedenen Post-Prozessoren (z. B. GID). TOCHNOG wurde im Auftrag der RWE Power in den vergangenen Jahren um verschiedene Programmpunkte erweitert.

³im Bergbau bekannt als „Starrkörperbruchmechanismen“

4.2 Pre-Prozessoren zur Modellerstellung

Um eine effiziente Modellerstellung zu gewährleisten, wurden von der Fa. FEAT im Auftrag der RWE Power AG Pre-Prozessoren (Bezeichnung: FEMOP⁴) hergestellt, die mit Hilfe entsprechender Schnittstellen die im Unternehmen vorhandenen Grundlagendaten zur Modellerstellung für ein-, zwei- und dreidimensionale FE-Berechnungen nutzen können. Die Pre-Prozessoren besitzen verschiedene Werkzeuge zur grafischen Bearbeitung des Berechnungsmodells und zur Steuerung des Berechnungsablaufs (z. B. bzgl. Aushub und Auswertegrößen). Für eindimensionale Fälle erfolgt der Datenimport bei FEMOP1D aus den Programmen LAVA und WABIS⁵, bei dreidimensionalen Modellen bei FEMOP3D aus LAVA und bei ebenen Problemen bei FEMOP2D aus ETA.

Die in Abschnitt 3 beschriebenen geologischen Schnitte mit ihrem hohen Komplexitätsgrad können ohne Verlust für ebene FE-Berechnungen verwendet werden, indem alle relevanten Daten von ETA direkt nach FEMOP2D übertragen werden. Abb. 4 zeigt den Schnitt aus Abb. 2 nach dem Datenimport in FEMOP2D für den endgültigen Aushubzustand. Dieser kann unmittelbar, z. B. für Standsicherheitsberechnungen mit dem ϕ/c -Reduzierungsverfahren verwendet werden.

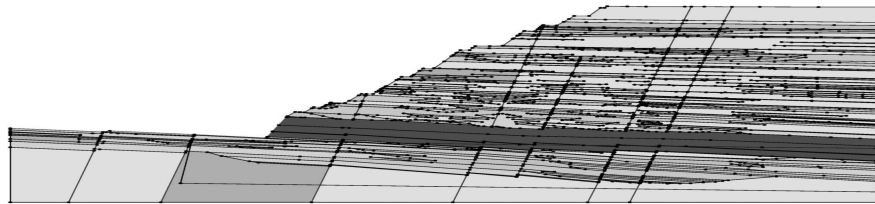


Abbildung 4: Schnittdarstellung in FEMOP2D

Für Verformungsberechnungen unter Verwendung hypoplastischer Stoffmodelle kann zur Reduzierung der Berechnungsdauer ggf. eine Vereinfachung des geologischen Aufbaus empfehlenswert sein. Zu diesem Zweck verfügt FEMOP2D über Funktionen zur Modell-anpassung, wie z. B. zur Änderung der Geometrie, zur Definition von Aushubbereichen und zur automatischen Zuordnung der Materialkennwerte an die geologischen Schichten. Zusätzlich können in FEMOP2D und TOCHNOG verschiedene Spezialoptionen verwendet werden, die einer vereinfachten Steuerung und Ergebnisauswertung dienen, wie z. B. die netzunabhängige Vorgabe von Grundwasserspiegellagen und die netzunabhängige Ausgabe von Linieninformationen (z. B. Verschiebungen von Inklinometern). Weitere wichtige Steuerungselemente bestehen z. B. in der Möglichkeit zum Materialwechsel während der Berechnung und darin, Verwerfungen wahlweise mit Kontinuum- oder Kontaktelementen zu diskretisieren. Für Standsicherheitsberechnungen mit dem ϕ/c -Reduzierungsverfahren

⁴FEMOP: finite element modelling of open cast pit

⁵WABIS: Wasserwirtschafts- und Bohrdaten-Informationssystem

oder dem Verfahren nach Naylor können in FEMOP2D ebenfalls die entsprechenden Einstellungen vorgenommen werden. Schließlich werden aus FEMOP2D automatisch der vorgegebene Berechnungsablauf und alle Modelleigenschaften in eine von TOCHNOG interpretierbare ASCII-Datei ausgegeben. Abb. 5 zeigt den mit FEMOP2D bearbeiteten (vereinfachten) Schnitt aus Abb. 4 für den Ausgangszustand und Abb. 6 die totalen Verschiebungen in Verlaufsfarben infolge Tagebauaushub am Ende der FE-Berechnung. TOCHNOG bietet außerdem vielfältige Möglichkeiten zur Ausgabe von Ergebnissen in Listenform im ASCII-Format, um diese ggf. mit anderen Programmen weiter auszuwerten.

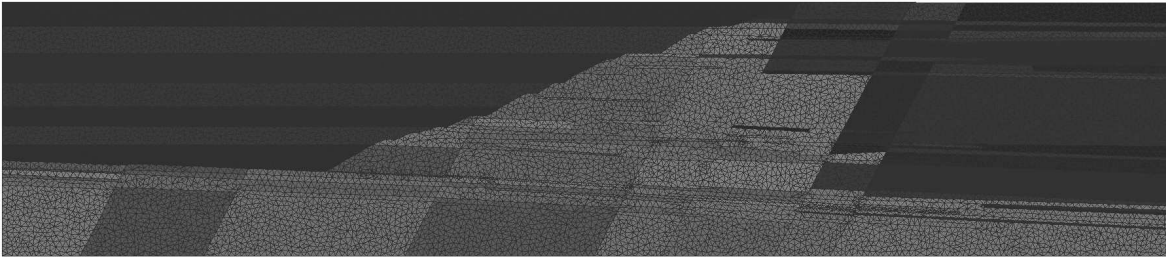


Abbildung 5: Schnittdarstellung des FE-Modells im Ausgangszustand

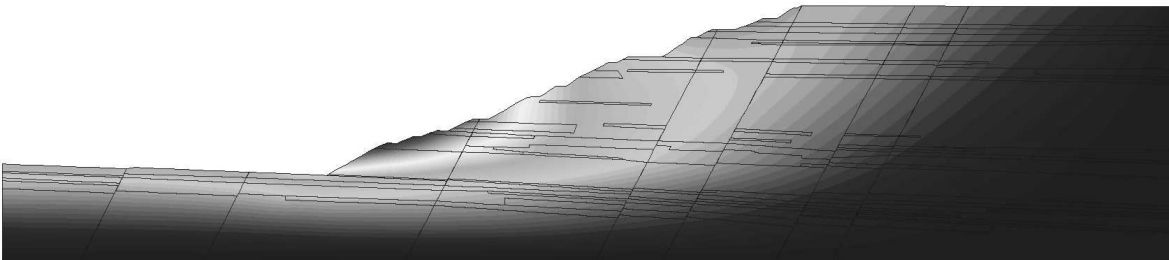


Abbildung 6: Berechnete totale Verschiebungen im Aushubzustand

Für das bei RWE Power für einfachere Standsicherheitsberechnungen im Einzelfall verwendete Programm SLOPE/W von GEO-STUDIO ist ebenfalls eine automatische Datenausleitung aus FEMOP2D möglich.

4.3 Standsicherheitsberechnungen mit FE

Standsicherheitsberechnungen unter Zuhilfenahme der FEM können mit dem Programm TOCHNOG mit dem ϕ/c -Reduzierungs- und dem Naylor-Verfahren an ebenen und räumlichen Modellen durchgeführt werden.

Beim ϕ/c -Reduzierungsverfahren werden alle Scherkennwerte gleichmäßig so lange inkrementell herabgesetzt, bis ein Kräftegleichgewicht numerisch nicht mehr erzielt werden kann. Durch den Vergleich zwischen den ursprünglich angesetzten und den beim Abbruch der Berechnung erhaltenen Scherkennwerte kann direkt ein Standsicherheitsfaktor berechnet werden. Mit dieser Methode werden - zumindest für einfache Modelle -

ähnliche Standsicherheitsfaktoren wie bei konventionellen Berechnungen ermittelt. Vorteilhaft beim ϕ/c -Reduzierungsverfahren ist aber vor allem, dass Bruchmechanismen nicht (wie bei den konventionellen Verfahren) angenommen werden müssen, sondern sich infolge der Abminderung der Scherkennwerte automatisch ergeben und in der Nachbearbeitung sichtbar gemacht werden können (z. B. als Verteilung von Dehnungen oder Geschwindigkeiten im FE-Modell). Die Spannungen und Dehnungen sind - bis zum Abbruch der Berechnung - mit dem jeweilig verwendeten Stoffgesetz kompatibel, so dass statische und kinematische Annahmen, die notwendigerweise bei konventionellen Standsicherheitsberechnungen implizit mit der Wahl des Verfahrens getroffen werden, entfallen.

In Abb. 7 ist das Ergebnis einer derartigen FE-Berechnung am Beispiel einer einfachen homogenen Böschung dargestellt. Neben einer, wie i. A. üblichen, globalen und gleichmäßigen Reduzierung der Scherkennwerte können in TOCHNOG auch geometrisch oder schichtspezifische Reduzierungen vorgenommen werden, um dadurch auch gezielt Teilbereiche von Böschungen analysieren zu können.

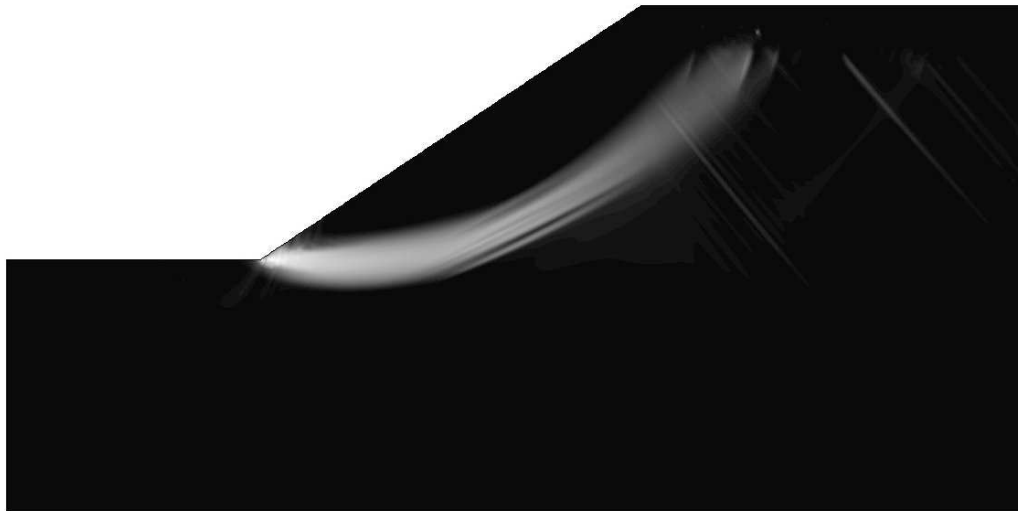


Abbildung 7: Scherdehnungsverteilung als Ergebnis einer ϕ/c -Reduzierung

Für Standsicherheitsberechnungen unter Anwendung des Verfahrens nach Naylor werden zunächst für die betrachtete Situation die Spannungen im FE-Modell berechnet. Nachfolgend werden entlang eines vorgegebenen (angenommenen) und in n -Segmente unterteilten Bruchmechanismus die jeweils wirkenden Tangential- und Normalspannungen berechnet. Aus den Normalspannungen werden danach die Tangentialspannungen in jedem Teilabschnitt berechnet, die entsprechend dem jeweilig angesetzten Stoffgesetz maximal zulässig sind. Aus dem Quotienten der über den Bruchmechanismus integrierten maximal möglichen und der tatsächlich wirkenden Tangentialspannungen wird ein „factor of safety“ (FOS) berechnet, der als globaler Standsicherheitsfaktor interpretiert werden kann. Mit dieser Methode entfallen automatisch die bei konventionellen Standsicherheitsberechnungen notwendigen Annahmen bezüglich der Kraftverteilungen in den Zwischenlamellen (die

kinematische Korrektheit der angenommenen Bruchmechanismen ist jedoch nicht automatisch gegeben). In TOCHNOG wurde das Verfahren nach Naylor für ebene (Gleitkreise und Geradenkombinationen mit automatischer Optimierung) und räumliche (Ellipsoide und Flächen) Bruchmechanismen implementiert. In Abb. 8 sind verschiedene Gleitkreise mit den zugehörigen FOS für eine geometrische einfache Böschung dargestellt.

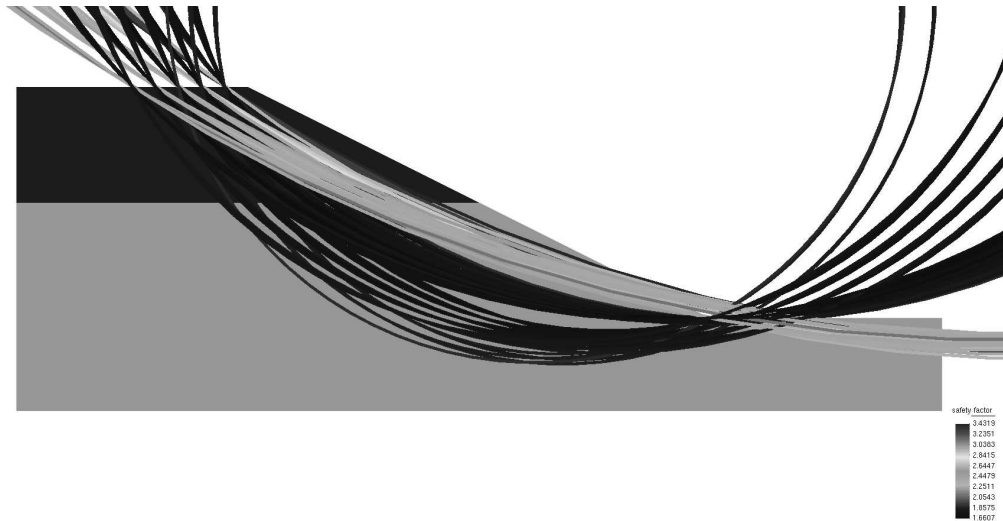


Abbildung 8: Gleitkreise mit den zugehörigen FOS bei Anwendung des Naylor-Verfahrens

Literatur

- [1] DAWSON, E. M., ROTH, W. H., DRESCHER, A.: Slope stability analysis by strength reduction. In: *Géotechnique* 49(6) (1999), S. 835–840
- [2] GRIFFITHS, D. V.: Slope stability analysis by finite elements. In: *Géotechnique* 49(3) (1999), S. 387–403
- [3] M. M. FARIAS AND D. J. NAYLOR: Safety analysis using finite elements. In: *Computers and Geotechnics* Vol. 22 (1998), No. 2, S. 165–181

Weserschleuse Minden – Nachweis der Standsicherheit der Baugrubenböschung unter Berücksichtigung des Hoek-Brown Versagenskriteriums

Dipl.-Ing. Regina Kauther, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Thomas Benz, NTNU Trondheim

Kurzfassung Das empirische „Hoek-Brown Kriterium“ schätzt ausgehend von der relativ einfach zu bestimmenden Gesteinsfestigkeit die Festigkeit des Fels in Abhängigkeit dessen Trennflächencharakteristik ab. Um das Bruchkriterium für Bemessungsaufgaben mittels numerischer Methode nutzen zu können, war es bisher notwendig, auf der Grundlage eines „best-fit“ an die nicht-lineare Charakteristik der Fließkurve äquivalente Mohr-Coulomb Parameter zu bestimmen. Die hier vorgeschlagene Modifizierung des Hoek-Brown Kriterium berücksichtigt einen Sicherheitsfaktor im Materialmodell, so dass eine direkte Anwendung in Standsicherheitsberechnungen ermöglicht wird. Berechnungen für die Böschungen der Schleusenbaugrube Minden zeigen, dass zumindest für steile Böschungsneigungen äquivalente Mohr-Coulomb Parameter nicht konservative Standsicherheiten liefern: Berechnungen mit dem modifizierten Hoek-Brown Kriterium liefern die geringsten Standsicherheitswerte.

1 Einführung in das Projekt

Im Zuge der Anpassung der Mittelweser an das Großmotorgüterschiff wird am Wasserstraßenkreuz in Minden eine neue Schleuse gebaut. Der Neubau ist östlich der bestehenden Schachtschleuse als Sparbeckenschleuse mit einer Hubhöhe von ca. 13,7 m geplant (siehe Abbildung 1). Bauherr der Schleusenanlage ist das Neubauamt für den Ausbau des Mittel-landkanals in Hannover. Planung und Entwurf wurden von der RMD Consult GmbH in München durchgeführt. Baugrundgutachter ist die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe.

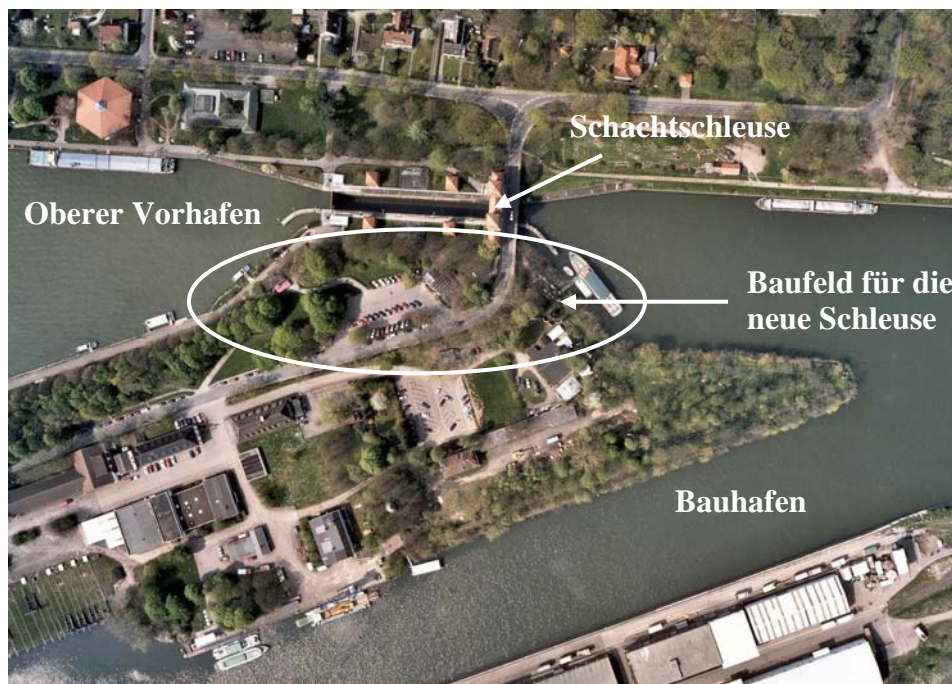


Abbildung 1: Lage der alten und der neuen Schleuse

2 Beschreibung des Baugrundes

Der Baugrund im Bereich der neuen Schleusenanlage kann vereinfacht in drei Schichten unterteilt werden. Die typische Abfolge der Schichten des anstehenden Baugrundes ist aus der Abbildung zu ersehen. Unter der Geländeoberkante steht eine Auffüllung aus Ton, Schluff, Sand und Kies in verschiedenen Mengenanteilen an, die während des Baus der Schachtschleuse und des Wasserstraßenkreuzes aufgeschüttet wurden. Unter der Auffüllung folgen fluvio-glaziale Ablagerungen aus dem Quartär. Diese bestehen aus Sanden und Kieseln mit schluffigen und tonigen Bestandteilen sowie sandigen und tonigen Schluffen. Unter dieser Schicht stehen veränderlich feste Tonsteine aus der Unterkreide bis zur Endteufe der Bohraufschlüsse an.

3 Baugrubenkonzept für die neue Schleuse

Für den Schleusenneubau ist eine bis zu 16 m tiefe Baugrube erforderlich. Der Verbau für die Baugrube besteht mit Ausnahme des Einfahrbereiches auf der westlichen Seite aus einer aufgelösten, 4-fach rückverankerten Bohrpfehlwand. Auf der Ostseite ist eine geböschte Baugrubenwand geplant. Das Baugrubenkonzept ist aus der Abbildung 2 zu ersehen. Beide senkrecht zur Hauptbaugrube abzweigenden Baugruben für die Sparbecken-zulaufbauwerke besitzen ebenfalls geböschte Wände. Die geplante Böschungsneigungen betragen im anstehenden

Festgestein von der Baugrubensohle auf NN + 28 m bis NN + 36 m 70° , darüber 1:1,25 im Festgestein und 1:1,5 im Lockergestein. Die maximale Böschungshöhe beträgt 14 m.

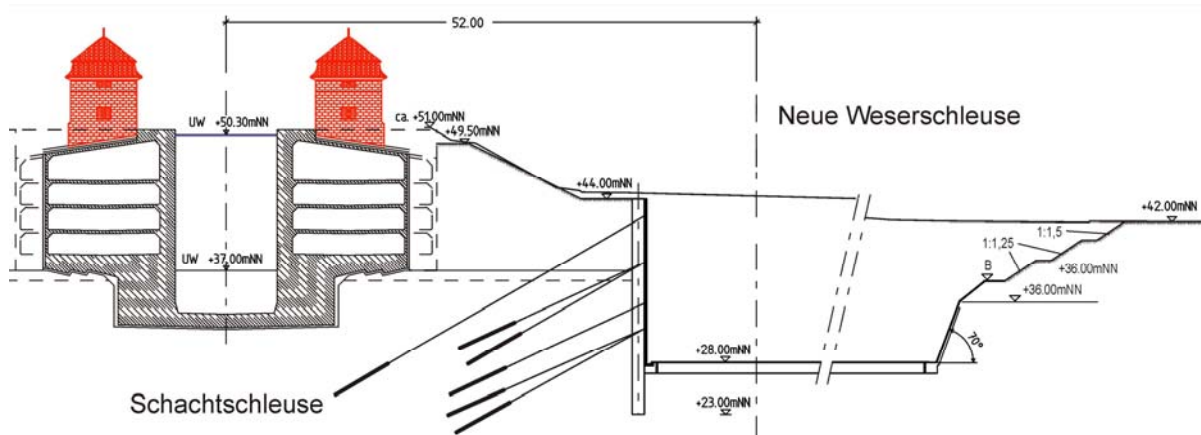


Abbildung 2: Baugrubenverbau für die neue Schleuse

Für den Bau der alten Schachtschleuse wurde eine auf beiden Seiten geböschte Baugrubenwand mit Neigungen zwischen 50° und 80° hergestellt. Über Probleme mit der Standsicherheit der Böschungen wurde in den Bestandsunterlagen und in der Literatur nicht berichtet. Allerdings existieren einige Fotografien (siehe Abbildung 3) vom Bau der Schachtschleuse, die flache Abbrüche der Baugrubenböschung zeigen. Der Berechnung der Standsicherheit der ca. 3 m höheren Baugrubenböschung für die neue Schleuse war deshalb besondere Aufmerksamkeit zu widmen.



Abbildung 3: Fotografie der Baugrubenböschung beim Bau der Schachtschleuse (1913)

4 Berechnung der Standsicherheit der Baugrubenböschungen

Entscheidend für die Beurteilung der Standsicherheit der Baugrubenböschung ist die zutreffende Abbildung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Festgesteins. Die Bestimmung dieser Eigenschaften ist wiederum davon abhängig, welche Modellvorstellung vom Festgestein zugrunde gelegt wird. Zur Verfügung stehen zum einen kontinuumsmechanische Modelle, zum anderen Modelle, die von felsmechanisch wirksamen Trennflächen (Schichtflächen und Klüfte) ausgehen. Die kontinuumsmechanischen Modelle kommen zum Einsatz, wenn im Festgestein mehrere Trennflächenschaaren vorliegen, deren Trennflächenabstände klein gegenüber der Böschungshöhe sind und sich im Versagensfall eher kleine Gesteinskörper ergeben. Dies trifft für den hier anstehenden Tonstein zu. Beim Versagen auf diskreten Trennflächen kommt es zum Herausfallen von Felskeilen aus dem Felsverband. Das Auftreten dieses Mechanismus ist für den im Baufeld anstehenden Tonstein nicht zu erwarten, kann jedoch auch nicht völlig ausgeschlossen werden. Aus diesem Grunde werden Standsicherheitsuntersuchungen unter Verwendung beider Modelle durchgeführt. Im folgenden wird ausschließlich auf die Untersuchungen mit dem kontinuumsmechanischen Modell eingegangen.

Bei der Verwendung des kontinuumsmechanischen Modells müssen Parameter gefunden werden, die den aus intakten Gesteinsstücken und Trennflächen bestehenden Fels zutreffend beschreiben. Die Festigkeit des Fels ist dabei in der Regel erheblich geringer als die Festigkeiten des Gesteins. Für die Ermittlung von Felsparameter steht das empirische Versagenskriterium nach „Hoek-Brown (HB)“ zur Verfügung, das hier für die Untersuchung der Standsicherheit der Baugrubenböschungen verwendet wird. Mit Hilfe des HB-Kriteriums kann ausgehend von der relativ einfach zu bestimmenden Gesteinsfestigkeit die Festigkeit des Fels in Abhängigkeit der Trennflächencharakteristik abgeschätzt werden. Es wird isotropes Verhalten des Festgesteins angenommen. Das HB-Versagenskriterium wurde ursprünglich eingeführt, um die Felsparameter für die Bemessung von Untertagebauten in hartem Gestein zur Verfügung zu stellen. Grundlage dafür waren Untersuchungen von Hoek über den Spröbruch von Gestein und über das Verhalten von geklüftetem Gestein [3]. Da das Versagenskriterium – auch mangels Alternativen – ohne Berücksichtigung seiner Einschränkungen für viele felsmechanische Fragestellungen verwendet wurde, wurde von Hoek et. al. ein allgemeingültigeres Bruchkriterium [4] erarbeitet, das auch für Gesteine mit sehr geringen Festigkeiten eingesetzt werden kann. Dieses Bruchkriterium wird im Folgenden zu Grunde gelegt.

5 Das Bruchkriterium von Hoek-Brown

Das Bruchkriterium nach HB verwendet die folgende Beziehung zwischen der maximalen Hauptspannung σ_1 und der minimalen Hauptspannung σ_3 (Anm.: Es werden ausschließlich effektive Spannungen betrachtet, weshalb auf eine besondere Kennzeichnung verzichtet wird.):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

mit

σ_{ci} einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins
 m_b, s, a HB-Parameter in Abhängigkeit des Gesteinstyps und der Trennflächencharakteristik

Die Parameter m_b, s und a lassen sich in Abhängigkeit des Geological Strength Index „GSI“, des Disturbance Factors „D“ und der Materialkonstanten m_i wie folgt berechnen:

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D} \right)} \quad (2)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\left(\frac{-GSI}{15} \right)} - e^{\left(\frac{-20}{3} \right)} \right) \quad (4)$$

Der Parameter GSI (Geological Strength Index) schätzt den Zustand des Fels anhand der Geometrie und des Zustands der Trennflächen ein und kann Werte zwischen 0 und 100 annehmen. Für intaktes Gestein beträgt der Wert GSI 100. Mit dem Faktor D wird die Beeinflussung des Fels durch die Baumaßnahme berücksichtigt. Der Faktor D variiert zwischen 0 (große Beeinflussung) und 1,0 (keine Beeinflussung). Der Parameter m_i kennzeichnet den Typ der Gesteinsgruppe, also z.B. Sandstein, Tonstein oder Konglomerat. Empirische Werte für GSI, m_i und σ_{ci} können z.B. mithilfe des Programms RocLab v1.0 [8] für viele verschiedene Gesteine abgeschätzt werden.

Da das HB-Bruchkriterium die Scherparameter φ' und c' nicht verwendet, kann die „phi-reduction“- Methode, d.h. die Berechnung des Standsicherheitsfaktors durch die Abminderung der Scherparameter, nicht direkt angewendet werden. Stattdessen existieren verschiedene Ansätze, für vorgegebene Spannungsbereiche unter Verwendung der aus den HB-Parametern ermittelten nicht-linearen Fließfläche mittels einer „best fit“ - Prozedur äquivalente Scherfestigkeitsparameter für φ' und c' (Mohr-Coulomb (MC) Fließfläche) abzuleiten. Von Hoek et al. [4] wird z.B. vorgeschlagen, die äquivalenten Scherparameter so zu bestimmen, dass für einen vorgegeben Spannungsbereich die eingeschlossenen Flächen zwischen der HB-Kurve und der MC-Linie gleich groß sind. Dieser Ansatz führt zu folgenden Gleichungen für φ' und c' :

$$\sin \varphi = \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \quad (5)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci}(((1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n})(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1})}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (6)$$

$$\text{mit } \sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{ci}} \quad (7)$$

Die Vorgehensweise ist in der Abbildung 4 dargestellt.

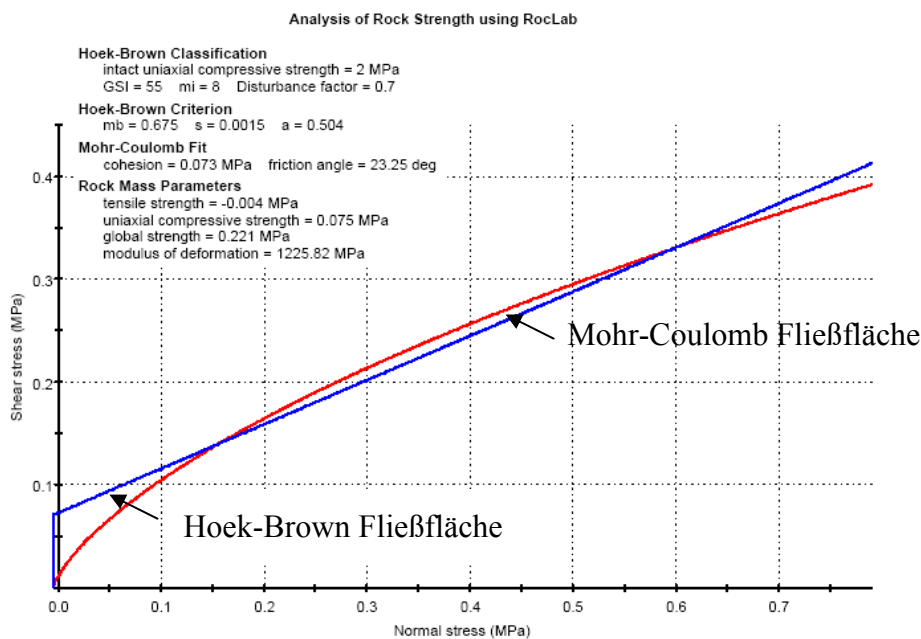


Abbildung 4: Hoek-Brown und Mohr-Coulomb Fließflächen in τ - σ - Darstellung [8]

Die Darstellung zeigt, dass die berechnete MC-Fließkurve in einem mittleren Bereich der vorgegebenen maximalen Spannung die HB-Fließkurve recht gut abbildet, jedoch für Spannungen im Bereich des Ursprungs die Kohäsion überschätzt und der Reibungswinkel unterschätzt wird. Die Verfahrensweise des „best-fit“ kann deshalb immer nur eine Näherung an das HB-Bruchkriterium sein. Tatsächlich äquivalente MC-Parameter können nur bestimmt werden, wenn diese in Abhängigkeit der kleinsten Hauptspannung σ_3 definiert werden.

Von Benz et al. [1] wurde deshalb ein Berechnungsschema entwickelt, das die Standsicherheitsberechnung direkt mittels HB-Parameter erlaubt. In diesem wird ein Faktor η eingeführt, der erlaubt, die nicht-lineare Bruchlinie zu modifizieren.

Die um den Faktor η erweiterte HB-Gleichung lautet dann:

$$f_{HB} = \sigma_1 - \sigma_3 - \frac{\tilde{f}}{\eta} \quad (8)$$

mit

$$\tilde{f} = \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (9)$$

Der eingeführte Faktor η kann als Sicherheitsbeiwert betrachtet werden. Er ist jedoch zunächst nicht mit den Teilsicherheitsbeiwerten wie sie im EC 7 für Scherfestigkeiten definiert sind, gleichzusetzen. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Scherfestigkeiten sind nach EC 7 wie folgt definiert:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi_c / \gamma_\varphi \quad (10)$$

$$c_d = c_c / \gamma_c \quad (11)$$

Die Indizes „c“ stehen für die charakteristischen Werte und „d“ für die Bemessungswerte. Werden die Teilsicherheitsbeiwerte für den Reibungswinkel und die Kohäsion gleich groß angenommen, ergibt sich:

$$\gamma_\varphi = \gamma_c = \gamma \quad (12)$$

Mit dem Ziel, eine Funktion zwischen den Faktoren η und γ aufzustellen, wird das HB-Bruchkriterium zunächst mithilfe der Roscoe-Variablen p und q formuliert. Unter dreiaxialen Spannungszustände vereinfachen sich diese zu:

$$p = \frac{(\sigma_{\text{axial}} + 2\sigma_{\text{lateral}})}{3} = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad (13)$$

$$q = (\sigma_{\text{axial}} - \sigma_{\text{lateral}}) = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (14)$$

In einer Darstellung des HB-Kriteriums in der p - q Ebene ergibt sich für die Sekantensteigung:

$$M_{c,HB}^s = \frac{q}{p_c - p_t} = \frac{3(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_1 + 2\sigma_3 - 3\sigma_t} = \frac{3\tilde{f}}{\tilde{f} + 3\sigma_3 - 3\sigma_t} \quad (15)$$

Dabei bezeichnet die Größe p_t die mit dem HB-Kriterium berechnete Zugspannung:

$$p_t = \sigma_t = \frac{-\sigma_{ci}^s}{m_b} . \quad (16)$$

Die Steigung der Tangente an die HB-Fließkurve wird durch Differenzieren nach σ_3

$$\frac{dq}{dp} = \left(\frac{\delta q}{\delta \sigma_3} \right) \left(\frac{\delta p}{\delta \sigma_3} \right)^{-1} \quad (17)$$

zu

$$M_{c,HB}^t = \frac{3\tilde{f}'}{\tilde{f}' + 3} \quad (18)$$

bestimmt. Die Abbildung 5 zeigt das HB-Bruchkriteriums in der $\sigma_1 - \sigma_3$ - bzw. in der p - q -Ebene.

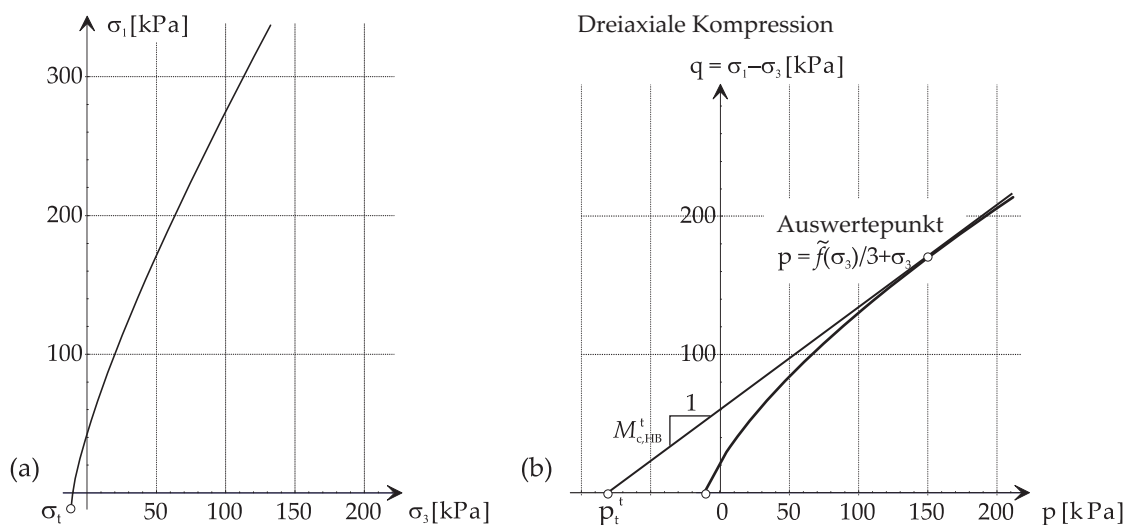


Abbildung 5: HB-Bruchkriteriums in der σ_3 - σ_1 – bzw. in der p-q-Ebene

Der äquivalente Reibungswinkel für einen gegebenen Spannungspunkt berechnet sich durch Gleichsetzen mit der Steigung einer MC-Fließkurve

$$M_{c,MC} = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (19)$$

zu

$$\sin \varphi^t = \frac{\tilde{f}'}{\tilde{f}' + 2}. \quad (20)$$

In der p-q-Darstellung verändert sich lediglich die Steigung der MC-Fließkurve mit zunehmendem Wert von γ , während der Wert der Abzisse mit $p^* = c \cot \varphi$ konstant bleibt. Damit kann jetzt der Faktor η mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ in Beziehung gesetzt werden.

Mit den Verhältniswerten

$$\frac{M_{c,HB}}{M_{c,MC}} = \frac{(M_{c,HB})_d}{(M_{c,MC})_d} \quad (21)$$

ergibt sich für dreiaxiale Kompression

$$\frac{3 + \tilde{f}'}{3 - \sin \varphi} = \frac{3\eta + \tilde{f}'}{3\gamma_{\sin} - \sin \varphi}. \quad (22)$$

Durch Auflösung der Gleichung nach dem Teilsicherheitsbeiwert γ , erhält man:

$$\gamma_{\sin} = \gamma \sqrt{1 + \sin^2 \varphi \left(\frac{1}{\gamma^2} - 1 \right)} \quad (23)$$

und schließlich durch Einsetzen der Gleichungen (20) und (23) in Gleichung (22), folgende Abhängigkeit zwischen dem Teilsicherheitsbeiwert γ und dem Sicherheitsfaktor η :

$$\eta = \frac{1}{2} \left(\gamma (2 + \tilde{f}') \sqrt{1 + \frac{\left(\frac{1}{\gamma^2} - 1 \right) \tilde{f}'^2}{(2 + \tilde{f}')^2}} - \tilde{f}' \right). \quad (24)$$

Der gleiche Zusammenhang kann analog für dreiaxiale Extensionsspannungen hergeleitet werden.

Für die Anwendung des modifizierten Berechnungsschemas zur Berechnung der Standsicherheit der Baugrubenböschungen müssen in einem nächsten Schritt die HB-Parameter ermittelt werden.

6 Ermittlung der Hoek-Brown Parameter

Eine Klassifizierung des unverwitterten Tonsteines nach RMR (Rock Mass Rating nach Bieniawski [6]) ergibt unter Vernachlässigung der Trennflächenorientierung einen Wert von durchschnittlich 45 (fair rock). Hierbei sind beim Trennflächenzustand nur die tonig gefüllten Trennflächen berücksichtigt, da diese für den Versagenszustand als schwächstes Glied betrachtet werden können. Als Trennflächenabstand wurde in Anlehnung an die durchschnittliche Gesteinskörpergröße der Wertebereich 60–200 mm gewählt. Die weiteren gewählten Parameter sind:

Festigkeit 5-25 MN/m²,

RQD 25 % - 50 %

Trennflächenabstand 60 - 200 mm,

Trennflächenzustand-Rating 10, bergfeucht.

Für den Bereich des Tonsteins mit reduzierter Festigkeit ergibt sich ein RMR-Wert von 28 (poor rock). Es wurden folgende Parameter berücksichtigt:

Festigkeit $< 1 \text{ MN/m}^2$,

RQD $< 25 \%$,

Trennflächenabstand $< 60 \text{ mm}$,

Trennflächenzustand-Rating 10, bergfeucht.

Nach den Tabellen der DIN EN 14689 kann die Festigkeit des Tonsteins im bergfrischen Zustand in die Kategorien „gering“ bis „mäßig hoch“ eingeordnet werden. Auf der gleichen Grundlage können die Tonsteinproben als „schwach verwittert bis frisch“ klassifiziert werden. Ein gradueller Übergang im Sinne eines Verwitterungsprofils bis zum frischen Fels konnte nicht nachgewiesen werden. Allerdings ließ sich in fast allen Bohrungen ab der Festgesteinsoberkante eine bis in eine gewisse Tiefe zusammenhängende Zonen reduzierter Festigkeit beobachten. Die Bereiche reduzierter Festigkeit können bis einige Meter in den Fels hineinreichen.

Für die Festlegung der Parameter werden die Baugrundansprache und die geologische Beschreibung zusammen mit den im Programmmodul RocLab [8] integrierten Tafeln und Tabellen verwendet. Dort werden folgende Werte vorgeschlagen: Für den unverwitterten Tonstein wird ein GSI-Wert zwischen 30-50, für den entfestigten Tonstein ein GSI-Wert von 10 – 30 ermittelt. Der Gesteinstyp „Tonstein“ ist nach Angaben von Hoek mit einem Wert von $m_i = 4 \pm 2$, Schluffstein mit einem Wert von 7 ± 2 korreliert. Die einaxiale Druckfestigkeit für Tonsteine wird mit 25-50 MPa angegeben.

Im Labor der BAW wurde im Rahmen der Vorerkundung an 35 Bohrkernen eine maximale einaxiale Druckfestigkeit senkrecht zur Schichtung von $\sigma_{u,l,max} = 3,7 \text{ MN/m}^2$ und ein Mittelwert von $\sigma_{u,l} = 2,2 \text{ MN/m}^2$ ermittelt. Im Rahmen der Hauptuntersuchung wurde die einaxiale Druckfestigkeit an 77 weiteren Tonsteinproben bestimmt. Soweit möglich, wurde aus jedem Kernstück ein zylindrischer Prüfkörper quer zum Bohrkern, d.h. parallel zur Schichtung und längs des Bohrkerns, d.h. senkrecht zur Schichtung, erbohrt. Die Bruchfestigkeit der parallel zur Schichtung verformten Proben beträgt im Mittel $\sigma_{u,q} = 9,2 \pm 1,9 \text{ MN/m}^2$, die Bruchfestigkeit der senkrecht zur Schichtung verformten Proben $\sigma_{u,l} = 7,7 \pm 1,7 \text{ MN/m}^2$. Die unterschiedlichen Ergebnisse für die einaxiale Festigkeit in der Vorerkundung und in der Hauptuntersuchung können auf unterschiedliche Wassergehalte durch die Art der Lagerung zurückgeführt werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Wassergehalt der in der Hauptuntersuchung geprüften Proben in etwa dem Wassergehalt in-situ entspricht. In den Spaltzugversuchen wurde eine mittlere Zugfestigkeit des Tonsteins von $1,2 \text{ MN/m}^2$ ermittelt.

Für die weitergehende Ermittlung der Materialparameter wurden die Labor- und die in-situ-Versuche u.a. mithilfe inverser Methoden ausgewertet. Für die Durchführung dieser Untersuchung wurde das Ingenieurbüro Varocon® in Weimar beauftragt. Zielstellung der Untersuchungen war die Erarbeitung von konsistenten Parametersets für drei vorgegebene Stoffgesetze des PLAXIS-Programms (Hoek-Brown, Jointed Rock Model und Hardening Soil) und eine Bewertung hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit. Für die Parameteroptimierung wurde die Software Varo2opt in Kombination mit dem Programm PLAXIS 9 eingesetzt. Im Folgenden werden ausschließlich die Ergebnisse für die HB-Parameter vorgestellt. Das im Programmsystem Plaxis implementierte HB-Materialmodell unterstellt linear elastisch, perfekt plastisches Materialverhalten mit Bruchkriterium nach HB. Die Reduktion der Festigkeit wie oben beschrieben ist in dieser Implementierung enthalten. Die gewählte Terminologie HB-Parameter bezieht sich auf die Materialparameter dieses Modells, einschließlich seiner elastischen Konstanten.

Für die inverse Ermittlung der Parameter wurden 9 Bohrlochaufweitungsversuche, die in drei Bohrungen in verschiedenen Tiefen ausgeführt wurden, verwendet. Für die Simulation im FE-Modell werden drainierte Verhältnisse in der unmittelbaren Umgebung des Versuchs unterstellt. Das numerische Modell für den Bohrlochaufweitungsversuch ist in der Abbildung 6 dargestellt.

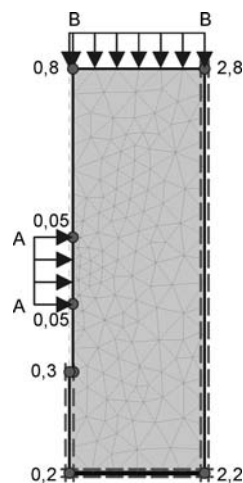


Abbildung 6: Numerisches Modell für den Bohrlochaufweitungsversuch

Die Parameteroptimierung erfolgte in zwei Schritten. In einem ersten Schritt wurden die Parameter m_i , GSI und G_{ref} anhand der Ergebnisse des Bohrlochaufweitungsversuch BKF 8, Tiefe 12 m kalibriert. Der Wert D wurde hier mit $D = 0,2$ angenommen, mit dem die mäßige Beeinträchtigung des Felsverbandes durch den Bohrvorgang berücksichtigt wird. Weiter wurde eine Poissonzahl $\nu = 0,29$ zu Grunde gelegt. Die Werte für die einaxiale Druckfestigkeit σ_{ci} wurden im Rahmen der Untersuchung variiert. Verwendet wurde alternativ der Mittelwert der

Versuchsergebnisse aus der Voruntersuchung $\sigma_{ci} = 2,2 \text{ MN/m}^2$ bzw. der Mittelwert aus den Einaxialen Druckversuchen senkrecht zur Schichtung $\sigma_{ci} = 7,7 \text{ MN/m}^2$. Die beste Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messung ergab sich für $\sigma_{ci} = 7,7 \text{ MN/m}^2$ und $m_i = 5$.

Um die Anzahl der zu optimierenden Parameter zu minimieren, wurde σ_{ci} und m_i für die Nachrechnung aller anderen Versuche konstant gehalten und die Parameter GSI und der Schubmodul G_{ref} bestimmt. Die in der Abbildung 7 dargestellten Diagramme zeigen die Nachrechnung von vier Bohrungsaufweitungsversuchen aus der Bohrung BKF 8 unter Verwendung des Materialmodells HB, mit dem die beste Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung erhalten wurde. Die Ergebnisse für GSI und den Schubmodul G_{ref} sind in der Tabelle 1 zusammengefasst.

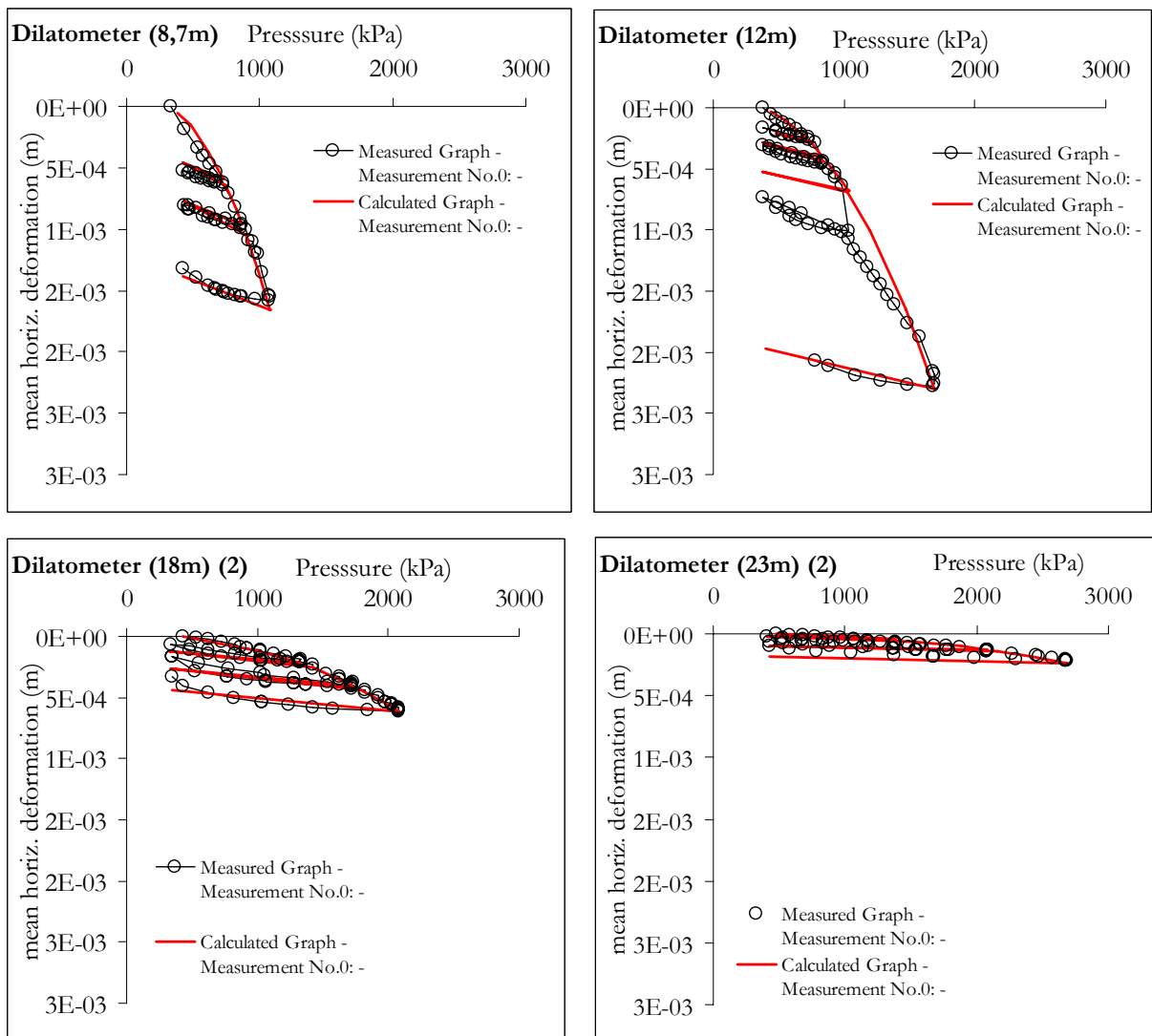


Abbildung 7: Nachberechnung der Bohraufweitungsversuche aus der Bohrung BKF 8

Tabelle 1: HB Parameter nach Parameter Optimierung

Tiefe ab GOK [m]	G_{ref} [MPa]	GSI [-]	σ_{ci} [MPa]	ν [-]	m_i [-]	E_{ur} [MPa]
8,7	60	42	7,7	0,29	5	155
12,0	100	45	7,7	0,29	5	258
18,0	429	52	7,7	0,29	5	1106
23,0	1086	65	7,7	0,29	5	2802

Entsprechend den Ergebnissen der Bohrlochaufweitungsversuche ergibt sich mit zunehmender Tiefe eine Zunahme für GSI und den Schubmodul G_{ref} . Dieses Ergebnis stimmt mit dem optischen Eindruck von den Bohrkernen, den Ergebnissen aus bohrlochphysikalischen Messungen und der geologischen Ansprache überein. Die Zunahme der Festigkeit des Tonsteins mit der Tiefe wurde durch die Einteilung des Baugrundes in fünf unterschiedlichen Schichten berücksichtigt.

Für die Ermittlung des Parameter GSI für den Fels werden die Versuchsergebnisse eines Großscherversuchs herangezogen, der im Rahmen von früheren Untersuchungen in der Nähe des Baufeldes ausgeführt wurde. Der direkte Scherversuch im unverwitterten Tonstein wurde an einem Probenkörper mit den Abmessungen von 1,1 x 1,1 x 1,1 m unter Anwendung der Mehrstufentechnik ausgeführt. Die maximale Normalspannung betrug 350 kPa. Als effektive Scherparameter werden eine Kohäsion von $c' = 165 \text{ kN/m}^2$ und ein Reibungswinkel von $\varphi' = 28^\circ$ ausgewertet. Auch hier werden drainierte Verhältnisse unterstellt. Für diese Untersuchung wird der Wert D mit 0,2 angenommen, d.h. es wird von einer mäßigen Beeinflussung des Fels durch die Herstellung des Probekörpers ausgegangen. Für σ_{ci} wird ein Wert von 7,7 MPa eingesetzt. Eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ergibt sich für GSI-Werte zwischen 40 und 55, die mit den Werten aus der geologischen Ansprache und den Rückrechnungen der Bohrlochaufweitungsversuche gut übereinstimmen [2].

7 Numerische Berechnung der Standsicherheit

Für die Finite-Element-Berechnung werden die Baugrubenböschung und das sich daran anschließende Gelände bis zur Dichtwand als ebenes Modell in einem nichtstrukturierten Netz bestehend aus 15-knotigen Dreieckselementen abgebildet. Im Rahmen der Standsicherheitsberechnungen wurden mehrere Querschnitte untersucht. Die Abbildung 8 zeigt die Geometrie des für die Standsicherheitsberechnungen verwendeten FE-Modells am Beispiel des Regel-

querschnitts für die Baugrubenböschung im Bereich der Schleusenammer. Der Verlauf der Baugrundsichten wurde für die Modellbildung vereinfacht.

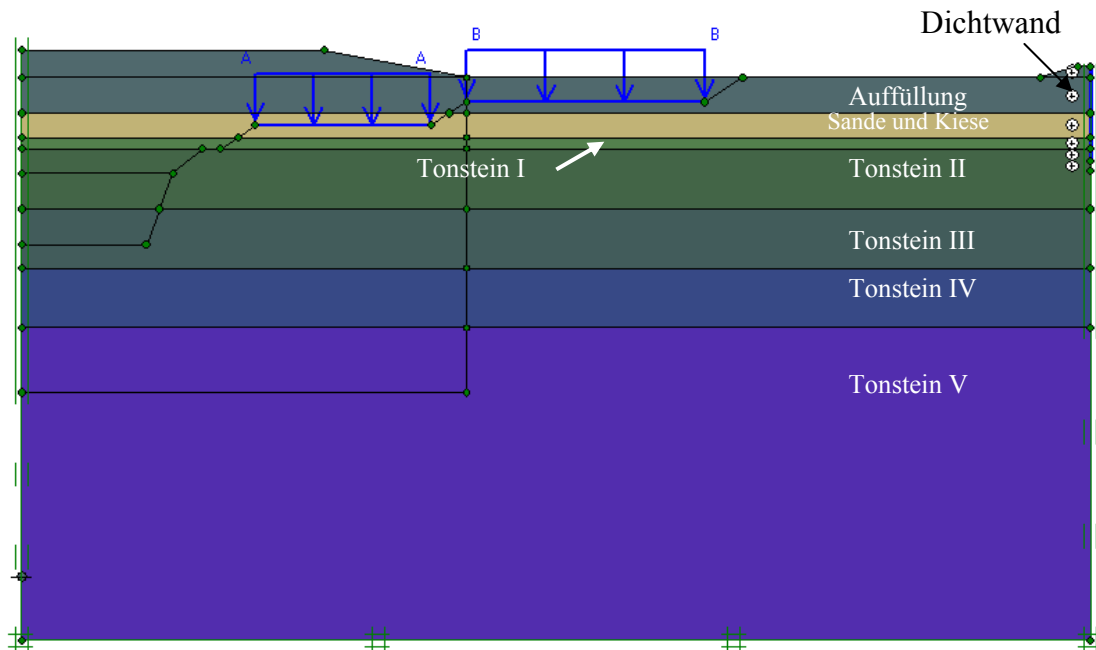


Abbildung 8: FE-Modell der Baugrubenböschung im Bereich der Schleusenammer

Nach der Berechnung des Ausgangsspannungszustandes unter Eigengewicht wird die Baugrube hergestellt. Mit jedem Aushubschritt verändert sich auch der Grundwasserspiegel in der Böschung. Nach dem Aufbringen der Flächenlast auf der Böschung wird die Standsicherheitsberechnung der Böschung unter Verwendung der „phi-c-reduction“-Methode berechnet. Die Berechnung der globalen Standsicherheitsfaktoren erfolgt für die Lastfälle 2 (Bauzustand) und 3 (Außergewöhnliche Bemessungssituation). Im Lastfall 2 wird die einschließende Dichtwand als intakt angesetzt. Die in der Berechnung simulierten Weserwasserstände entsprechen dem Mittelwasserstand bzw. dem HQ 100 (NN + 42 m), das ist der Wasserstand, bis zu dem die Baugrube hochwasserfrei sein soll. Der Nachweis der globalen Standsicherheit erfolgte auf Grundlage der DIN 4084 (Ausgabe Juli 1981): LF 2 FS = 1,3 und LF 3 FS = 1,2. Für die Berechnung der Standsicherheit wurden drainierte Verhältnisse angenommen.

In der Tabelle 2 sind die verwendeten HB-Parameter für die Standsicherheitsberechnungen zusammengestellt. Der Parameter D wird für diese Berechnungen mit $D = 0,7$ angenommen. Damit wird die Beeinflussung des Fels durch den Baugrubenaushub berücksichtigt. Der GSI-Wert in der zweiten Tonsteinschicht (ab GOK) wird alternativ mit 42 bzw. 28 angenommen. Mit $GSI = 28$ werden die tiefer entfestigten Bereiche im Tonstein modelliert.

Tabelle 2: Zusammenstellung der HB-Parameter für die Standsicherheitsberechnung

Parameter	Einheit	Wert
GSI –Tonstein I	[-]	28
GSI –Tonstein II	[-]	28 bzw. 42
GSI –Tonstein III	[-]	45
GSI –Tonstein IV	[-]	52
GSI –Tonstein V	[-]	65
m_i (für alle Schichten)	[-]	5
σ_{ci} (für alle Schichten)	[MN/m ²]	7,7
D (für alle Schichten)	[-]	0,7

8 Ergebnisse des Nachweises für die globale Standsicherheit

Die Abbildung 9 zeigt den berechneten Bruchmechanismus für die in der Abbildung 8 dargestellte Baugrubenböschung. Die Berechnung erfolgte für den Lastfall 2 unter Berücksichtigung eines Weserwasserstandes von NN + 42 m. Anhand der dargestellten inkrementellen Scherdehnungen ist erkennbar, dass die Gleitfläche ausschließlich im Tonstein verläuft und eine relativ steile Neigung besitzt. Der Bruchmechanismus ist typisch für alle durchgeführten Berechnungen.

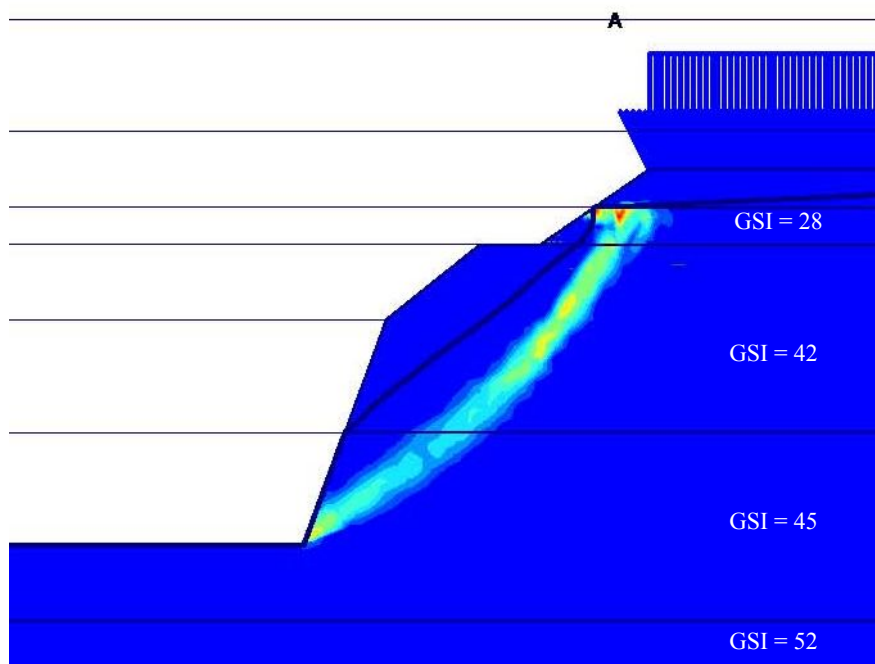


Abbildung 9: Lokalisierung der inkrementellen Scherdehnungen für GSI I, II = 28/42

Für die zu erwartenden Baugrundverhältnisse im Bereich der Böschung liegen die berechneten Sicherheiten für alle Lastfälle über dem geforderten Wert. Allerdings ergibt sich bei der Berücksichtigung einer tiefer entfestigten Tonsteinschicht (GSI = 28) weder im LF 2 noch im LF 3 eine ausreichende Standsicherheit. Das Grenzgleichgewicht wird jedoch nicht unterschritten.

9 Evaluierung des modifizierten Berechnungsschemas

Für die Evaluierung des modifizierten HB-Berechnungsschemas wurden Vergleichsberechnungen unter Verwendung des MC-Bruchkriteriums durchgeführt. Die Scherfestigkeit wurden dabei mithilfe der Gleichung (6) bis (8) für die jeweiligen Schichten berechnet. Die Böschungsgeometrie entspricht dem Böschungsprofil in Abbildung 8. Die berechneten Bruchkörper, angezeigt durch die Lokalisierung der inkrementellen Scherdehnungen, sind im Vergleich in Abbildung 10 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass in diesem Fall mit den äquivalenten MC-Parametern flachere Scherbandneigungen und höhere Standsicherheiten berechnet werden.

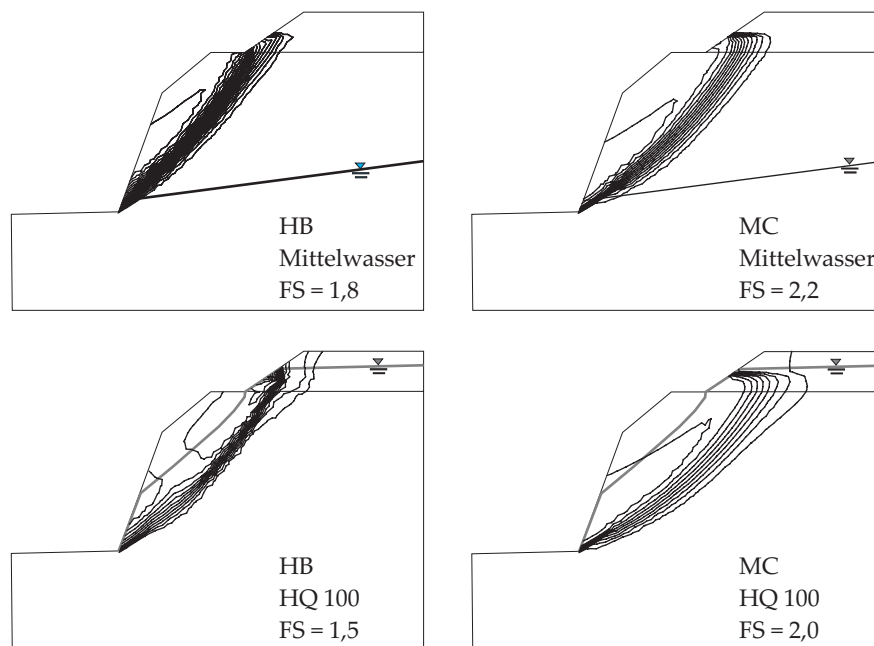


Abbildung 10: Ergebnisse der Vergleichsberechnungen für die Standsicherheit

10 Schlussfolgerungen

Für die Anwendung des empirischen HB-Versagenskriteriums in numerischen Standsicherheitsuntersuchungen wurde dieses durch die Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors modifiziert. Damit entfällt die Notwendigkeit der Ermittlung äquivalenter MC-Parameter, die wie gezeigt werden konnte, auch fehleranfällig sein kann. Der Vergleich von Standsicherheitsberechnungen, die mit dem modifizierten HB-Modell und mit den äquivalenten MC-Parametern ermittelt wurden, lässt zudem erkennen, dass zumindest für steile Böschungen mit dem HB-Modell kleinere Standsicherheitsfaktoren berechnet werden. Unterschiede ergaben sich auch in der Ausbildung der Bruchmechanismen. Für den Tonstein in Minden wurden die HB-Parameter zum einen auf der Grundlage von Literaturangaben zum anderen durch Kalibrierung an Labor- und in-situ-Versuchen ermittelt. Dadurch konnten auf einfache Art und Weise tiefenabhängige, konsistente Parametersets bestimmt werden. Abschließend soll angemerkt werden, dass eine Berechnung unter Verwendung der effektiven Scherparameter des direkten Scherversuchs die Standsicherheit für die beschriebenen Baugrubenböschungen überschätzt hätte.

Literatur

- [1] BENZ et al.: A Hoek-Brown criterion with intrinsic material strength factorization. In: *Int J Rock Mech Min Sci* (2008), Nr. 45, S. 210-222
- [2] BENZ et al.: Verification an application of a modified Hoek-Brown rock failure criterion. In: *GKK 08 – Geomechanik Kolloquium Karlsruhe, 2008*
- [3] HOEK, E.: Strength of jointed rock masses, 23 Rankine Lecture. In: *Géotechnique*, Vol. 23, No. 3 (1983), S. 187-223
- [4] HOEK et al.: Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: *Proc 5th North Amer. Symp.- NARMS-TAC*, Toronto, 2002
- [5] KAUTHER, HERTEN: Optimierte Baugrunderkundung für den Neubau der Weserschleuse Minden. In: KATZENBACH (Hrsg.): *Darmstädter Geotechnik Kolloquium 2006*, Universität Darmstadt, Vortragsband, S. 161-170
- [6] SINGH, GOEL: *Rock Mass Classification*, Elsevier, 1999

- [7] ZIMMERER et al.: Anwendung von Optimierungsverfahren bei der Auswertung von Labor und Feldversuchen für Schleusenneubauten. In: *3. Workshop des DGGT Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik*, Karlsruhe, März 2009
- [8] www.rocscience.com, RocLab v1.0

Böschungen, ertüchtigt durch Erdbetonstützscheiben - 3D Standsicherheitsberechnungen nach der FE-Methode

C. Reinhold & W. Kudla,

Institut für Bergbau und Spezialtiefbau, TU Bergakademie Freiberg

Kurzfassung

Für die Stabilisierung von Böschungen existieren verschiedene Verfahren. Im Rahmen dieses Aufsatzes wird das Verfahren der Böschungsertüchtigung mit Erdbetonstützscheiben betrachtet. Es wird eine Untergliederung der Stützscheiben bezüglich ihres Tragverhaltens vorgenommen. Die Standsicherheit von Böschungen mit Stützscheiben kann nur über räumliche Standsicherheitsberechnungen nach der Methode der Finiten Elemente realistisch erfasst werden. Die erreichbare Stabilisierungswirkung (Erhöhung der Böschungsstandsicherheit) wird maßgeblich durch den Stützscheibenabstand in Böschungslängsrichtung und durch die Stützscheibengeometrie im Böschungsquerschnitt beeinflusst. Es werden die Bruchmechanismen, das Tragverhalten sowie die Einflüsse der Eingangsparameter der Standsicherheitsberechnung auf die Stabilisierungswirkung der Stützscheiben beleuchtet. Vorschläge zur Bemessung des Scheibenabstandes und der Scheibengeometrie werden gegeben.

1 Einleitung

Für die Erhöhung der Standsicherheit von Böschungen gibt es verschiedene Möglichkeiten. Als Beispiele seien die Böschungsabflachung, die Böschungsvernagelung, die Anordnung von massiven Stützkonstruktionen oder geotextile Stützkonstruktionen genannt. Eine weitere Möglichkeit ist die Anwendung von Erdbetonstützkörpern zur Böschungsstabilisierung. Bei diesem Verfahren werden Stützkörper aus Erdbeton in definierten Abständen in Böschungslängsrichtung hergestellt (siehe Abbildung 1). Die Breite der Stützelemente liegt meist bei 2 m. Die lichten Abstände zwischen den Scheiben variieren zwischen 2 und 10 m.

Die Herstellung der Scheiben erfolgt dabei mit dem Hydro-Zementations-Verfahren. Das Verfahren der Böschungsertüchtigung mit Erdbetonstützscheiben stellt sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht eine Alternative zu anderen Verfahren dar. Insbesondere für die Ertüchtigung von Verkehrsdämmen hat sich das Verfahren etabliert. Stützscheiben zur Böschungsstabilisierung können sehr flexibel angewendet und an die jeweils vorhandenen örtlichen Bedingungen angepasst werden. Sie können sowohl in Böschungen ohne vorgegebene Gleitflächen als auch in Böschungen mit definierten Schwächezonen zur Verdübelung angewendet werden. In Kombination mit Entwässerungsrigolen kann die statische Wirkung der Stützscheiben mit der Entwässerungswirkung der Rigolen kombiniert werden. Die durch den Einbau von Stützscheiben erreichbare Stabilisierungswirkung wird maßgeblich durch den Stützscheibenabstand in Böschungslängsrichtung und durch die Stützscheibengeometrie im Böschungsquerschnitt beeinflusst.

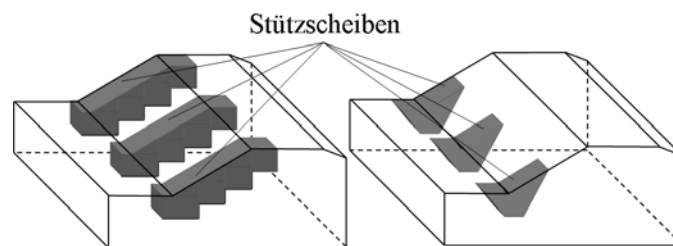


Abbildung 1. Anwendung von Erdbetonstützscheiben zur Böschungsertüchtigung

2 Herstellung der Stützkörper

Die Herstellung der Erdbetonstützscheiben erfolgt mit dem Hydro-Zementations-Verfahren. Der Stützkörper entsteht durch Zugabe von Zement und Wasser in den Boden. Der Aushub des Stützkörperschurfes erfolgt bei niedrigen Böschungen mit Tieflöffelbaggern und bei höheren Böschungen mit speziellen Schreitbaggern. Das Material wird ausgehoben und seitlich zwischengelagert. Zementsuspension wird über eine Schlauchleitung in den Schurf unter gleichzeitiger Zugabe des ausgehobenen Bodenmaterials eingefüllt. Die Vermischung erfolgt durch die Baggerschaufel. Es wird eine Bodenverbesserung ohne Bodenaustausch durchgeführt (in-situ Bodenbehandlung). Die Zementzugabemenge liegt meist zwischen 5 und 20 Masse-% bezogen auf die Trockenmasse des zu verbessernden Bodens. Der Wasserzementwert liegt in Abhängigkeit vom Boden üblicherweise bei ca. 0,5 bis 1,0.

3 Eigenschaften und bodenmechanische Parameter der Stützkörper

Die Eigenschaften der Stützkörper können nach dem Abbinden mit denen von Magerbeton verglichen werden. In Abhängigkeit vom anstehenden Boden werden einaxiale Druckfestigkeiten zwischen 5 und 10 MPa erreicht. Der Reibungswinkel liegt zwischen 40° und 50° und die Kohäsion bei ca. 500 kPa.

4 Böschungsstandsicherheitsberechnungen auf der Basis von räumlichen Finite-Elemente Berechnungen

Mit analytischen Berechnungsmethoden (z. B. Gleitkreisverfahren, Blockgleitverfahren) kann die Standsicherheit von mit Stützscheiben stabilisierten Böschungen nur unzureichend ermittelt werden. Insbesondere die geometrische Ausbildung des Bruchkörpers zwischen den Scheiben ist mit konventionellen analytischen Verfahren nicht erfassbar. Zur Erfassung der Tragwirkung der Stützscheiben bieten sich deshalb Berechnungen mit räumlichen, numerischen Verfahren an. Die vorgestellten Berechnungen zur Standsicherheitsanalyse von Böschungen mit Stützscheiben wurden deshalb dreidimensional nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Der entscheidende Vorteil gegenüber analytischen Berechnungsverfahren ist dabei, dass bei diesem Verfahren sowohl die Form als auch die Lage der kritischen Gleitfläche im Verlauf der Berechnung automatisch ermittelt wird und es nicht erforderlich ist, eine Gleitflächenform geometrisch vorzudefinieren.

Zur Ermittlung der Standsicherheit wurde das Verfahren der „Reduktion der Scherparameter“ (ϕ - c -Reduktion) verwendet. Die Scherparameter $\tan \phi$ und c werden so lange reduziert, bis sich das Grenzgleichgewicht einstellt. Die Standsicherheit bei diesem Verfahren basiert damit auf einem Scherspannungsvergleich der im Grenzzustand vorhandenen Scherspannung mit der tatsächlich vorhandenen Scherspannung. Da dabei nur eine Grenzzustandsbetrachtung durchgeführt wird, spielen die Verformungen eine vernachlässigbare Rolle.

Bei Standsicherheitsberechnungen nach der Methode der Finiten Elemente bezieht sich das Berechnungsergebnis ausschließlich auf die Scherparameter Reibungswinkel ϕ und Kohäsion c . Daher besteht die Anforderung an das anzusetzende Stoffgesetz für den Boden ausschließlich darin, dass die Grenzbedingung für Scherversagen (Scherplastifizierung) im Stoffgesetz auf diesen beiden Parametern basiert. Deshalb wurde bei den nachfolgend beschriebenen Standsicherheitsberechnungen das elastoplastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendet.

Sowohl in der derzeit gültigen DIN 1054:2005-01 als auch im ab 2010 gültigen Eurocode werden numerische Berechnungsverfahren sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit zugelassen. Böschungsstandsicherheitsberechnungen sind gemäß DIN 1054:2005-01 in den Grenzzustand 1C einzuordnen. Unter Anwendung der Finiten Elemente Methode stehen dazu zwei Vorgehensweisen zur Verfügung. Bei der ersten Vorgehensweise werden die Scherparameter des Bodens als charakteristische Werte in die Berechnung eingeführt. Der Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand 1C gilt dann als erfüllt, wenn die aus der φ -c-Reduktion ermittelte Sicherheit größer ist als der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_\varphi = \gamma_c$ nach Tabelle 3 in DIN 1054:2005-01. Bei der zweiten Vorgehensweise werden die Scherparameter des Bodens als Bemessungswerte in die Berechnung eingeführt. Der Nachweis der Standsicherheit gilt dann als erfüllt, wenn die sich aus der φ -c-Reduktion ergebende Sicherheit größer 1,0 ist. Für die vorliegenden Untersuchungen wurde die Vorgehensweise 1 angewendet. /2/, /3/

Die Definition der Standsicherheit bei diesem Verfahren bedingt, dass sich die Standsicherheit nur auf Bodenelemente bezieht. Beim Verfahren der Scherfestigkeitsreduktion wird nur der Scherwiderstand des Bodens reduziert. Der Widerstand von konstruktiven Elementen bleibt dabei unbeeinflusst. Um diesen Nachteil des Verfahrens zu umgehen, wird das Stützscheibenmaterial (Erdbeton) ebenfalls als Mohr-Coulomb-Material definiert. Damit wird bei Anwendung des Verfahrens der Reduktion der Scherparameter die Scherfestigkeit des Stützkörpermaterials gleichermaßen reduziert wie die Scherfestigkeit des Bodens.

5 Parameterdefinition

Die Standsicherheit von Böschungen mit Stützscheiben wird durch folgende Eingangsparameter beeinflusst:

- Böschungswinkel β ,
- Böschungshöhe h ,
- Wichte des Bodens γ ,
- Reibungswinkel φ und Kohäsion c ,
- Scheibenbreite b ,
- lichter Abstand der Stützscheiben a .

Für die Herleitung der Bemessungsverfahren war es erforderlich, diese Parameter zu dimensionslosen Faktoren zusammenzufassen.

Um den Scheibenabstand a als Einzelparameter zu eliminieren wird der Scheibenabstand a mit der Böschungshöhe h verknüpft (Abstands-Höhen-Verhältnis a/h). Weiterhin wird das

Abstands-Breiten-Verhältnis a / b definiert.

Der Verbesserungsfaktor VF ist ein Maß für die durch den Einbau der Stützscheiben erreichbare Stabilisierungswirkung. Der Verbesserungsfaktor ist durch das Verhältnis zwischen dem Standsicherheitsbeiwert der mit Stützscheiben ertüchtigten Böschung η_1 zum Standsicherheitsbeiwert der Böschung im Zustand ohne Stützscheiben η_0 (Originalböschung) definiert.

$$VF = \eta_1 / \eta_0 \quad [1]$$

Der Verbesserungsfaktor ist damit von den Parametern a , b , γ , φ , c , h und β abhängig.

$$VF = f(a, b, \gamma, \varphi, c, h, \beta) \quad [2]$$

Der dimensionslose Faktor $f_{\varphi c}$ fasst die Parameter γ , φ , h und c zusammen.

$$f_{\varphi c} = \gamma \cdot h \cdot \tan \varphi / c \quad [3]$$

$f_{\varphi c}$ gibt das Verhältnis der Anteile aus Reibungswinkel φ und Kohäsion c an der Scherfestigkeit des Bodens an. Nimmt bei konstanter Böschungshöhe der Faktor $f_{\varphi c}$ ab, steigt der Einfluss der Kohäsion und damit der Einfluss des spannungsunabhängigen Teils der Scherfestigkeit des Bodens. Der Faktor $f_{\varphi c}$ stellt im Rahmen der entwickelten Bemessungsverfahren den Eingangsparameter dar.

Die Standsicherheitszahl N^* beinhaltet die Eingangsparameter γ , h und c sowie den Standsicherheitsbeiwert η der Böschung.

$$N^* = \eta \cdot \gamma \cdot h / c \quad [4]$$

Mit den dimensionslosen Faktoren a / h , a / b , VF, $f_{\varphi c}$ und N^* ergab sich die beste Möglichkeit, die Zusammenhänge zwischen allen Eingangs- und Ergebnisparametern der räumlichen, numerischen Standsicherheitsberechnungen von Böschungen mit Stützscheiben zu erfassen. Durch Einführung dieser Faktoren ist es erst möglich, die Zusammenhänge zwischen den Eingangs- und den Ergebnisparametern mathematisch auszudrücken.

6 Anwendung von Stützscheiben zur Standsicherheitserhöhung durch Aktivierung eines räumlichen Gewölbes zwischen den Stützkörpern (Fall A1)

6.1 Fall A1 - Tragverhalten / Bruchmechanismus

6.1.1 Prinzip

Im Fall A1 wird durch die Stützscheiben die kritische Gleitfläche der Böschung so beeinflusst, dass eine Gleitfläche erzwungen wird, die ausschließlich zwischen den Scheiben liegt. Es bildet sich ein räumlicher Bruchkörper zwischen den Stützscheiben aus (siehe Abbildung 2). Der Bruchkörper hat eine muschelige Form. Die Lage der Stützscheiben selbst wird vom Bruchkörper nicht beeinflusst. Dies wird durch die geometrische Ausbildung der Scheiben sichergestellt.

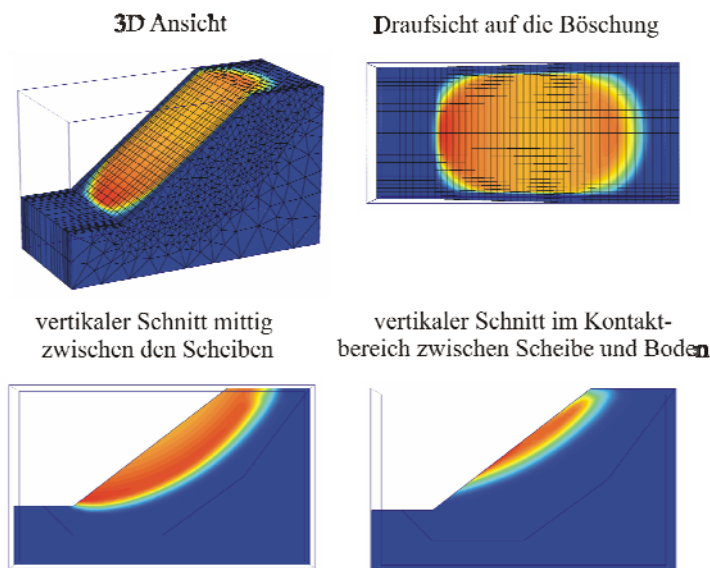


Abbildung 2. Fall A1 – Bruchkörper / Lage der kritischen Gleitfläche im Grenzzustand

Die Standsicherheitserhöhung basiert beim Fall A1 auf einer Spannungsumlagerung / Gewölbewirkung zwischen den Stützscheiben und der Übertragung von seitlichen Scherspannungen zwischen Bruch- und Stützkörper.

Nahe dem Grenzzustand bildet sich zwischen den Stützscheiben ein räumliches Traggewölbe aus. Die Stützscheiben weisen im Vergleich zum Boden eine wesentlich höhere Steifigkeit

und Scherfestigkeit auf. Das Traggewölbe bewirkt eine Umlagerung von Spannungen aus Bereichen die sich bereits nahe dem Grenzzustand befinden in noch geringer ausgenutzte, tragfähigere Bereiche. Es erfolgt eine Spannungsumlagerung aus den Bereichen zwischen den Stützkörpern in die Randbereiche und die Stützkörper selbst.

Abbildung 3 zeigt diese Spannungsumlagerung anhand eines horizontalen Schnittes einer mit Stützscheiben ertüchtigten Böschung im Grenzzustand. Dargestellt ist die Form des Bruchkörpers anhand der Verformungen, die Richtung der effektiven Hauptdehnungen sowie die Richtungen der effektiven Hauptnormalspannungen. Die effektiven Hauptnormalspannungen nehmen in der Mitte zwischen den Scheiben ab und im Bereich der Scheiben zu. Es stellt sich eine Drehung der Hauptnormalspannungen um den räumlichen Bruchkörper ein.

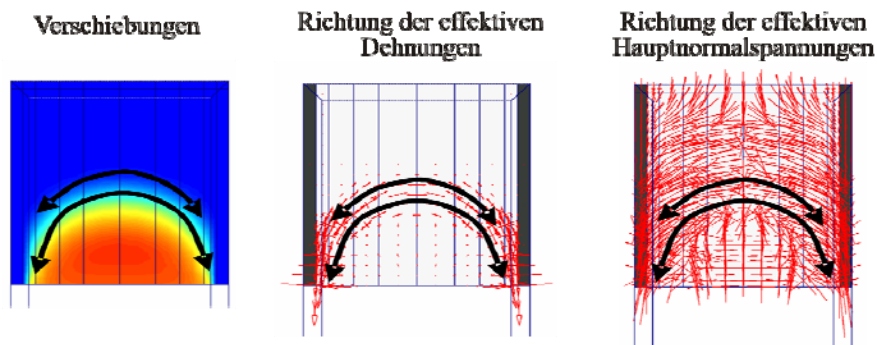


Abbildung 3. Fall A1 – horizontaler Schnitt durch eine mit Stützscheiben ertüchtigte Böschung im Grenzzustand, Verschiebungen, Richtung der effektiven Dehnungen und effektiven Hauptnormalspannungen

Auf der definierten Kontaktfläche zwischen dem räumlichen Bruchkörper und den Stützscheiben werden Scherkräfte aktiviert. Der räumliche Bruchkörper hängt sich im Grenzzustand seitlich an den Stützscheiben auf (siehe Abbildung 2). Die Scheiben nehmen diese Scherkräfte auf und tragen diese weiter in den Untergrund ab. Die Scheiben müssen dementsprechend so dimensioniert sein, dass die übertragenen Kräfte aufgenommen und in den Untergrund abgetragen werden können. Sind die geometrischen Abmessungen der Scheiben zu gering dimensioniert, bewirken die seitlichen Kräfte, dass die Scheiben mit dem Bruchkörper versagen und aus der Böschung gedrückt oder gedreht werden.

Unmittelbar mit der Gewölbeausbildung zwischen den Scheiben ist ein weiterer Effekt verbunden, der sich auf die im Übergangsbereich zwischen Scheiben und Boden wirkenden haltenden Kräfte auswirkt. Durch die Gewölbeausbildung zwischen den Scheiben werden im Grenzzustand Spannungen aus Bereichen zwischen den Scheiben in die Randbereiche um-

gelagert. Die Bereiche mittig zwischen den Scheiben werden entlastet und die Randbereiche belastet. Mit dieser Umlagerung der Spannungen ist eine Zunahme der Normalspannungen auf die Kontaktfläche zwischen Scheibe und Bruchkörper und damit eine Zunahme der haltenden Kräfte infolge Reibung in der Kontaktfläche verbunden.

6.1.2 Einflussparameter

Zum Verständnis der Wirkung der Stützscheiben und insbesondere des Tragverhaltens sollen im Folgenden die Einflüsse der Eingangsparameter der Standsicherheitsberechnung für Böschungen mit Stützscheiben betrachtet werden. Die Analyse des Einflusses der Eingangsparameter auf die Stabilisierungswirkung und die Böschungsstandsicherheit sowie deren Einfluss auf die beiden Elemente des Tragverhaltens bilden die Grundlage für die Ableitung der Bemessungsverfahren.

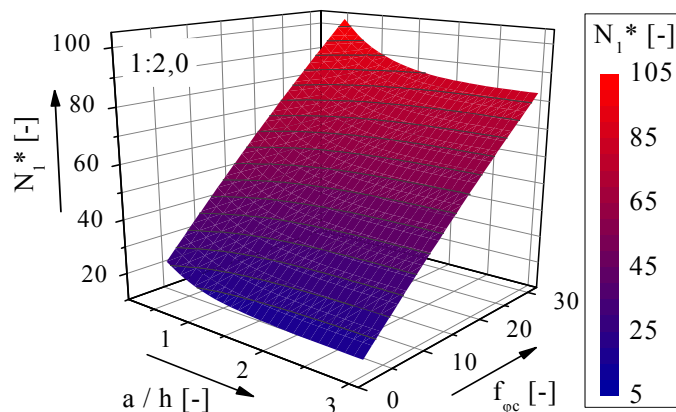


Abbildung 4. Fall A1 – Einfluss der Eingangsparameter $f_{\varphi c}$ und a/h auf die Standsicherheitszahl (beispielhaft für die Böschungsneigung 1:2,0)

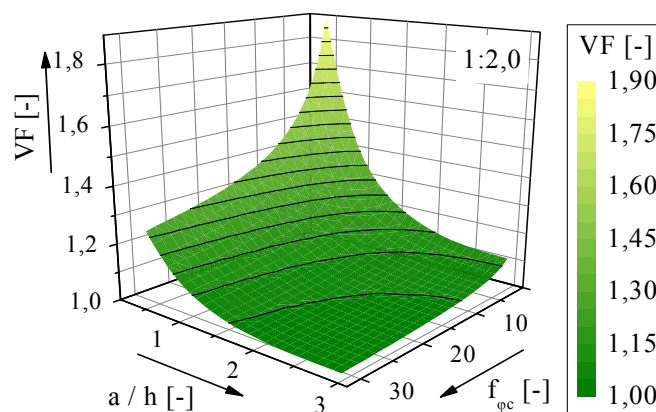


Abbildung 5. Fall A1 – Einfluss der Eingangsparameter $f_{\varphi c}$ und a/h auf den Verbesserungsfaktor VF (beispielhaft für die Böschungsneigung 1:2,0)

Zur Erfassung des Einflusses der Eingangsparameter wurde eine Vielzahl von räumlichen Standsicherheitsberechnungen nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführt. Dabei wurden die Einflussparameter auf Basis einer statistischen Versuchsplanung variiert und optimiert. Die dargestellten Diagramme in den Abbildungen 4, 5 und 7 basieren dabei auf ca. 1600 räumlichen Standsicherheitsberechnungen.

Abbildung 4 und 5 zeigen den Einfluss des Faktors f_{qc} und des Abstands-Höhen-Verhältnisses auf die Standsicherheitszahl N_1^* und den Verbesserungsfaktor VF für eine Böschungsneigung 1:2,0. Die Einflüsse der Eingangsparameter auf die Stabilisierungswirkung beim Fall A1 lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- a) Abstands-Höhen-Verhältnis a/h : Die Stabilisierungswirkung steigt überproportional mit abnehmendem Abstands-Höhen-Verhältnis. Im Bereich von Abstands-Höhen-Verhältnissen kleiner $a/h < 1,5$ ist die Stabilisierungswirkung der Scheiben besonders groß. Bei Abstands-Höhen-Verhältnissen größer $a/h = 2$ verlieren die Scheiben ihre Wirkung (Grenzscheibenabstand). Der Scheibenabstand ist zu groß, um eine Stabilisierungswirkung zu erzielen. Das räumliche System geht in ein ebenes System über. Der Standsicherheitsfaktor entspricht dann dem Standsicherheitsfaktor der nicht ertüchtigten Böschung.
- b) Faktor f_{qc} : Die Stabilisierungswirkung steigt überproportional mit abnehmendem Faktor f_{qc} und damit mit zunehmendem Einfluss der Kohäsion und abnehmendem Einfluss des Reibungswinkels an der Scherfestigkeit des Bodens. Im Fall A1 ist für die Anwendung der Stützscheibentechnologie eine Mindestkohäsion im Boden erforderlich. Der kritische Bruchmechanismus bei kohäsionslosen Böden ist durch eine oberflächennahe ebene Gleitfläche gekennzeichnet. Bei kohäsionslosen Böden kann sich im Grenzzustand kein Gewölbe zwischen den Scheiben ausbilden, um eine Stabilisierungswirkung zu erreichen. Bei kohäsionslosen Böden sollte auf Stützscheiben nach Fall A2 ausgewichen werden.
- c) Böschungshöhe h , Böschungsneigung β , Bodenwichte γ : Die Stabilisierungswirkung steigt weiterhin mit abnehmender Böschungshöhe, abnehmender Böschungsneigung und abnehmender Bodenwichte.

$$VF \uparrow = f(a \downarrow, \gamma \downarrow, \varphi \downarrow, h \downarrow, \beta \downarrow, c \uparrow) \quad [5]$$

6.2 Fall A1 - Dimensionierung der Scheibenabmessungen – allgemeines Vorgehen

Die Bemessung nach Fall A1 erfolgt in zwei Schritten (Abbildung 6). Im ersten Schritt erfolgt die Dimensionierung des Scheibenabstandes und im zweiten Schritt die Dimensionierung der Scheibengeometrie in Scheibenebene. Als Eingangsparameter wird der dimensionslose Faktor $f_{\varphi c}$ verwendet.

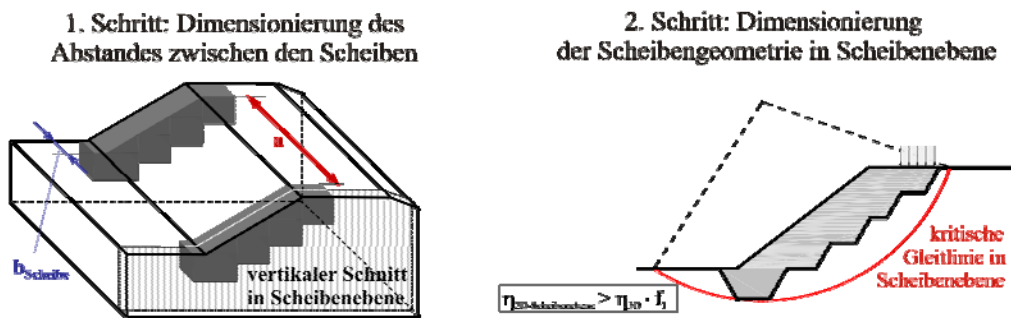


Abbildung 6. Fall A1 – Prinzip der Dimensionierung der Scheibenabmessungen

6.3 Fall A1 - Dimensionierung des Scheibenabstandes

Die Dimensionierung des Scheibenabstandes kann über Diagramme in der in Abbildung 7 dargestellten Form erfolgen. Das Diagramm ist beispielhaft für die Böschungsneigung 1:2,0 dargestellt. Die Bemessungsdiagramme sind je nach Aufgabenstellung flexibel anwendbar. Aus dem Bemessungsdiagramm kann aus dem ersten Quadranten ausgehend vom Faktor $f_{\varphi c}$ für ein definiertes Abstands-Höhen-Verhältnis a/h über die Standsicherheitszahl $N_1^*(f_{\varphi c}; a/h)$ die Standsicherheit η der Böschung mit Stützscheiben ermittelt werden. Umgekehrt kann der Parameter $N_{1^*_{\text{erf}}}$ für einen geforderten Standsicherheitsbeiwert berechnet werden und somit das optimale Abstands-Höhen-Verhältnis in Abhängigkeit von $f_{\varphi c}$ aus dem ersten Quadranten direkt abgelesen werden. Die Stabilisierungswirkung kann über den Verbesserungsfaktor VF in Abhängigkeit vom Abstands-Höhen-Verhältnis und $f_{\varphi c}$ über den dritten Quadranten ermittelt werden.

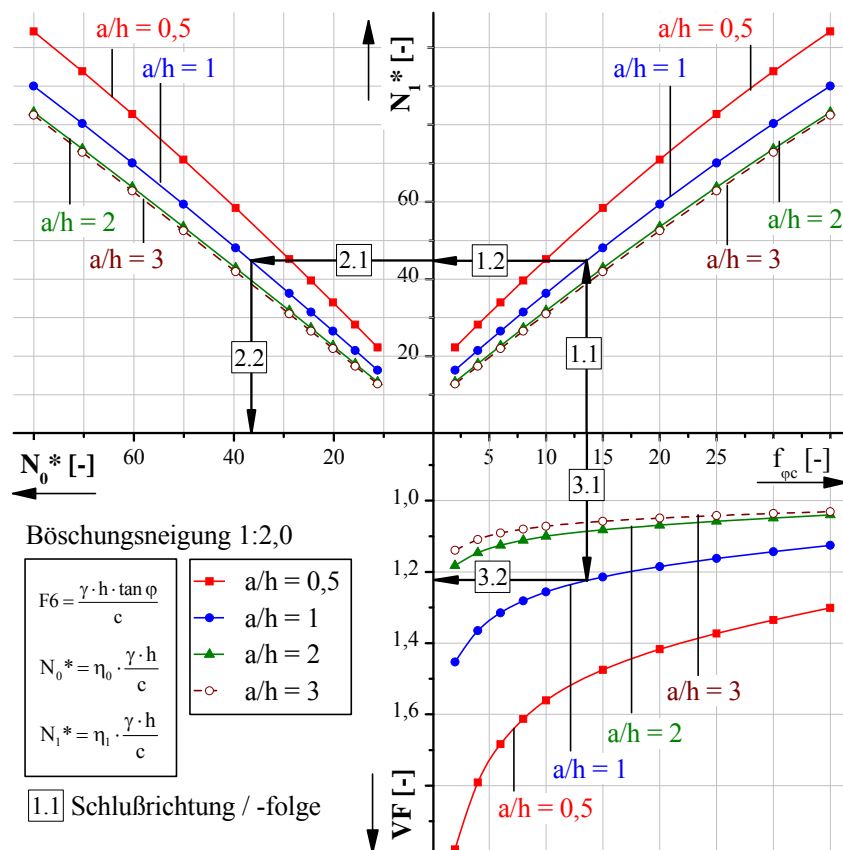


Abbildung 7. Fall A1 – Bemessungsdiagramme für die Dimensionierung des Scheibenabstandes (beispielhaft für die Böschungsneigung 1:2.0)

6.4 Fall A1 - Dimensionierung der Scheibengeometrie in Scheibenebene

Die Abmessungen der Scheibe müssen so festgelegt werden, dass ein Versagen zwischen den Scheiben erzwungen wird. Die Scheibenabmessungen sind demzufolge so groß zu dimensionieren, dass sich die Lage der Scheiben im Versagenszustand nicht ändert. Über ebene Standsicherheitsberechnungen wird die Scheibengeometrie in der Scheibenebene so lange iterativ angepasst, bis alle in Scheibenebene auftretenden kritischen Gleitlinien eine Standsicherheit aufweisen, die größer ist als die Sicherheit aus der Bemessung des Scheibenabstandes multipliziert mit einem Erhöhungsfaktor f_1 (Gleichung 6).

$$\eta_{2D\text{-Scheibenebene}} = \eta_{3D} \cdot f_1 \quad [6]$$

Durch den Erhöhungsfaktor f_1 werden indirekt die Gewölbekräfte, die im Versagenszustand vom Gewölbe zwischen den Scheiben über die Kontaktfläche seitlich auf die Scheiben übertragen werden, berücksichtigt. Die Größe des Erhöhungsfaktors wird damit maßgeblich durch die Gewölbeausbildung beeinflusst. Der Erhöhungsfaktor ist abhängig vom Eingangsparameter $f_{\varphi c}$, vom im ersten Schritt ermittelten Abstands-Höhen-Verhältnis a/h und von der

Böschungsneigung. Der Erhöhungsfaktor kann aus Diagrammen in der in Abbildung 8 dargestellten Form abgelesen werden. Das Diagramm ist beispielhaft für die Böschungsneigung 1:2,0 dargestellt.

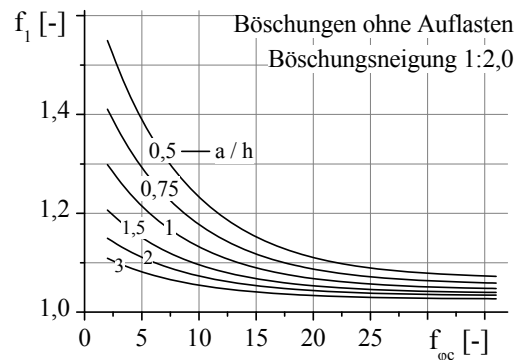


Abbildung 8. Fall A1 – Bemessungsdiagramme für die Ermittlung des Erhöhungsfaktors f_1 für die Dimensionierung der Scheibengeometrie in Scheibenebene (beispielhaft für die Böschungsneigung 1:2,0)

Folgende Punkte sollten beim Entwurf der Scheibengeometrie berücksichtigt werden (siehe Abbildung 9):

- A) Verzahnung der Scheibe mit dem Untergrund: Um eine möglichst gute Verzahnung der Stützscheibe mit dem Untergrund zu erreichen, sollte die Sohle der Scheiben stufenförmig ausgebildet werden.
- B) Berücksichtigung der kritischen Gleitfläche der nicht ertüchtigten Böschung: Die Stützscheiben sollten so gestaltet werden, dass der Stützscheibenquerschnitt die kritische Gleitfläche der nicht ertüchtigten Böschung in einem großen Teil schneidet.
- C) Einbindelänge hinter der Böschungsschulter: Die Stützscheibe sollte möglichst bis zum Austrittspunkt der kritischen Gleitfläche der Originalböschung auf der Böschungskrone geführt werden. Bei Böschungen mit konzentrierten Auflasten auf der Böschungskrone (z. B. Verkehrslasten) sollten die Scheiben bis hinter diese Auflasten geführt werden.
- D) Einbindetiefe der Scheibe am Böschungsfuß: Erfahrungsgemäß zeigt sich, dass bei homogenen Böschungen Einbindetiefen am Böschungsfuß zwischen $0,25 h$ und $0,5 h$ ausreichend sind. Steht unterhalb der Böschung eine tragfähige Schicht an, sollte die Scheibe am Böschungsfuß in diese tragfähige Schicht eingebunden werden.
- E) Breite der Stützkörper (in Böschungslängsrichtung): Es wird eine minimale Breite von 2 m empfohlen. Diese minimale Breite wird erfahrungsgemäß aus herstellungstechnischer Sicht benötigt.

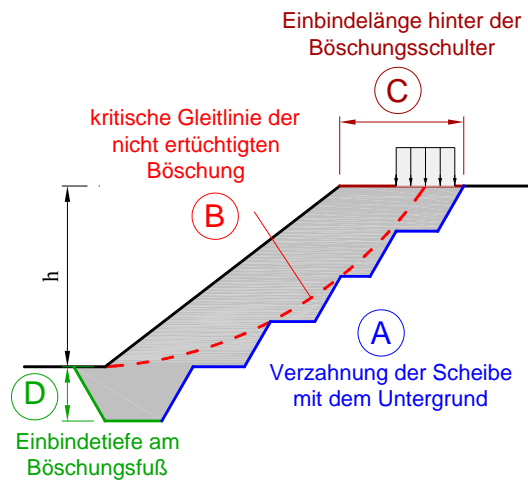


Abbildung 9. Fall A1 – Empfehlungen für die Vordimensionierung der Scheibengeometrie in Scheibenebene

7 Anwendung von Stützscheiben zur Standsicherheitserhöhung durch Beeinflussung der kritischen Gleitfläche in Scheibenebene (Fall A2)

7.1 Tragverhalten / Bruchmechanismus - Prinzip

Im Fall A2 wird durch die Stützscheiben die Lage der kritischen Gleitfläche der Böschung so beeinflusst, dass eine Gleitfläche erzwungen wird, die oberhalb oder unterhalb der Scheiben verläuft. Diese Gleitfläche weist dann eine ausreichende Standsicherheit auf.

Die Stützscheiben werden so angeordnet, dass die kritische Gleitlinie der nicht ertüchtigten Böschung geschnitten wird (Abbildung 10 A). Durch den Einbau der Stützscheiben steigt die Standsicherheit in der kritischen Gleitfläche der nicht ertüchtigten Böschung durch den Ansatz einer höheren Scherfestigkeit im Bereich der Scheibe deutlich an (Abbildung 10 B). Da die Stützkörper im Vergleich zum Boden eine wesentlich höhere Scherfestigkeit aufweisen, trifft dies auf alle die Scheibe schneidenden Gleitlinien zu. Daraus ergibt sich eine veränderte Lage der Gleitfläche mit geringster Standsicherheit (kritische Gleitfläche) (Abbildung 10 C und D). Beim Fall A2 müssen somit zwei Fälle unterschieden werden. Zum einen kann durch den Einbau der Stützscheiben eine Gleitfläche erzwungen werden, die über der Scheibe verläuft (hochliegende Gleitfläche, Abbildung 10 D) und zum anderen eine Gleitfläche, die unter der Stützscheibe verläuft (tiefliegende Gleitfläche, Abbildung 10 C).

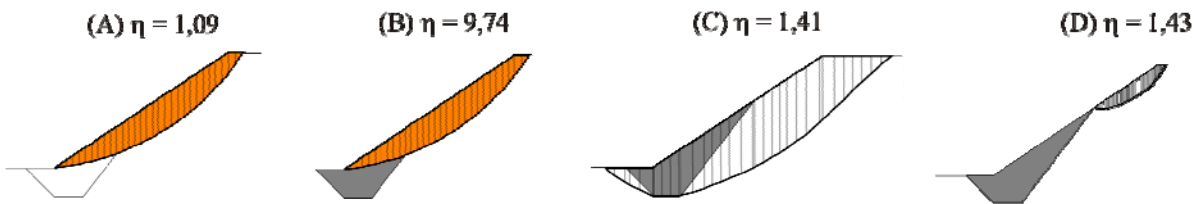


Abbildung 10. Fall A2 – Bruchmechanismus / Tragverhalten – Prinzip

7.2 Dimensionierung der Scheibenabmessungen

7.2.1 Dimensionierung der Scheibengeometrie in Scheibenebene

Im ersten Schritt wird die erforderliche Scheibengeometrie in Scheibenebene ermittelt. Dies erfolgt durch iterative Anpassung der Scheibengeometrie unter Anwendung ebener Standsicherheitsberechnungsverfahren. Die Scheibengeometrie wird dabei bezüglich der zu erreichenden Böschungsstandsicherheit optimiert. Die Standsicherheit aller in Scheibenebene auftretender Gleitlinien muss größer sein als die geforderte Standsicherheit. Idealerweise wird die Scheibengeometrie so optimiert, dass die kritische Gleitlinie über der Scheibe und die kritische Gleitlinie unter der Scheibe gerade die geforderte Standsicherheit aufweisen.

7.2.2 Dimensionierung des Scheibenabstandes in Böschungslängsrichtung

Der Scheibenabstand muss nun so dimensioniert werden, dass der bei der Dimensionierung der Scheibengeometrie in Scheibenebene zu Grunde gelegte Fall A2 auch in Böschungslängsrichtung sicher gestellt ist (Abbildung 12, links). D. h. die im ersten Bemessungsschritt ermittelte kritische Gleitlinie muss sich auch in Böschungslängsrichtung einstellen. Dies muss über einen ausreichend geringen Scheibenabstand sichergestellt werden. Wird der Scheibenabstand in Böschungslängsrichtung zu groß, verlagert sich die kritische Gleitfläche zwischen die Stützkörper und die räumliche Standsicherheit der Böschung sinkt. Abbildung 11 zeigt ein Beispiel für die Abhängigkeit der Böschungsstandsicherheit vom Abstands-Höhen-Verhältnis a / h und vom Abstands-Breiten-Verhältnis a / b . Es ist deutlich zu erkennen, dass bei Überschreitung des Scheibenabstandes um den Fall A2 sicher zu stellen die räumliche Standsicherheit der Böschung abnimmt. Abbildung 12 zeigt die zugehörigen Bruchfiguren für ausgewählte Scheibenabstände. Weiterhin ist zu erkennen, dass mit steigendem Scheibenabstand der Einfluss der Scheibenbreite an Bedeutung verliert.

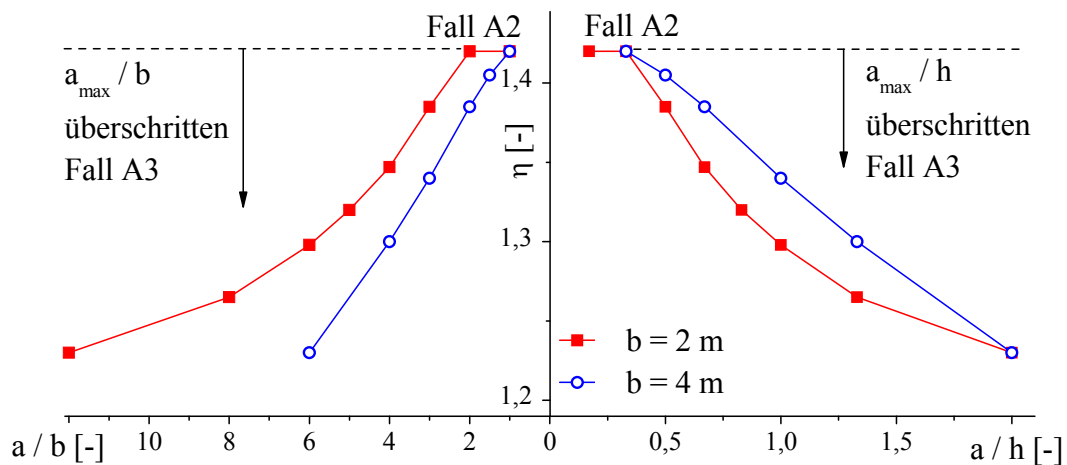


Abbildung 11. Fall A2 / A3 – Böschungsstandsicherheit in Abhängigkeit von den Faktoren a/h und a/b

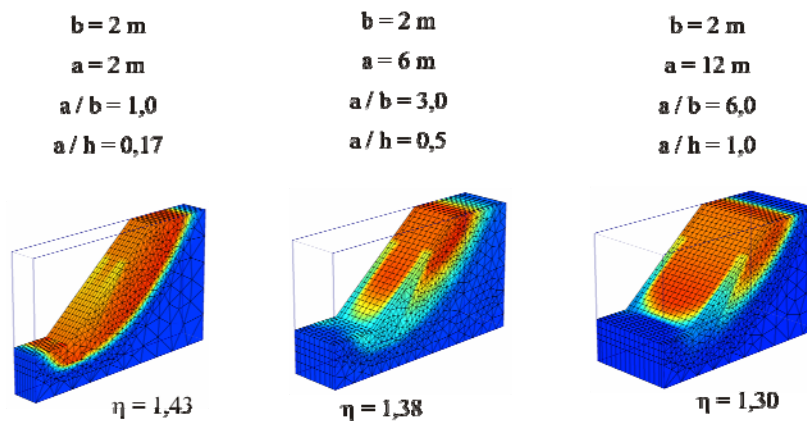


Abbildung 12. Fall A2 / A3 – Bruchmechanismus / Lage der Kritischen Gleitfläche im Grenzzustand und Standsicherheitsfaktor in Abhängigkeit von den Faktoren a/h und a/b (links Fall A2, Mitte und rechts Fall A3)

Auf der sicheren Seite liegend könnte die Scheibe nun durchgängig in Böschungslängsrichtung hergestellt werden. In der Baupraxis wird dieser Fall häufig ausgeführt (Reibungsfuß). Die Stützkörper werden dann in der Regel nur durch Rigolen aus Schotter zur Drainage des anfallenden Wassers in der Böschung unterbrochen. Eine durchgängige Herstellung der Scheiben ist jedoch aus Standsicherheitsgründen nicht immer zwingend erforderlich. Zur wirtschaftlichen Optimierung können die Scheiben in definierten Abständen angeordnet werden. Dazu wird im Folgenden ein Bemessungsverfahren vorgeschlagen. Zunächst muss eine Scheibenbreite festgelegt werden. Aus herstellungstechnischer Sicht ist eine Scheibenbreite von mind. 2 m zu empfehlen. Der zulässige Scheibenabstand zur Sicherstellung des Falles A2 ist von den Verhältnissen Scheibenabstand zu Böschungshöhe a/h (Abstands-Höhen-Verhältnis) und Scheibenabstand zu Scheibenbreite a/b (Abstands-Breiten-

Verhältnis) abhängig. Der zulässige Scheibenabstand wird in Abhängigkeit vom Parameter $f_{\varphi c}$ aus den Diagrammen in Abbildung 13 und 14 ermittelt. Der zulässige Scheibenabstand ergibt sich aus dem jeweils kleinsten Wert aus dem Abstands-Höhen-Verhältnis und dem Abstands-Breiten-Verhältnis. Die angegebenen Diagramme gelten beispielhaft für Böschungsneigungen von 1:1,3 bis 1:2,0.

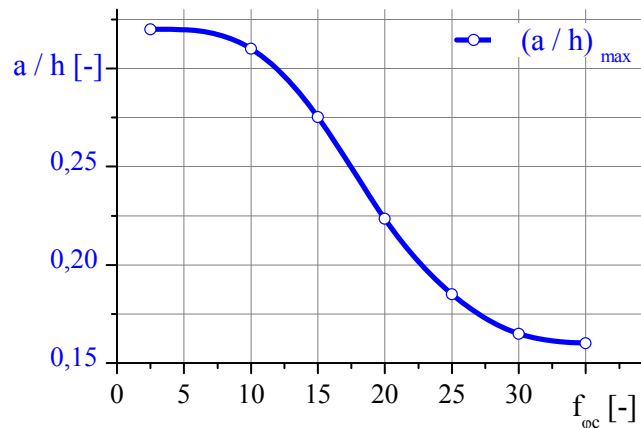


Abbildung 13. Fall A2 – Bemessungsdiagramme für die Dimensionierung des zulässigen Scheibenabstandes – Diagramm $(a/h)_{\max}$

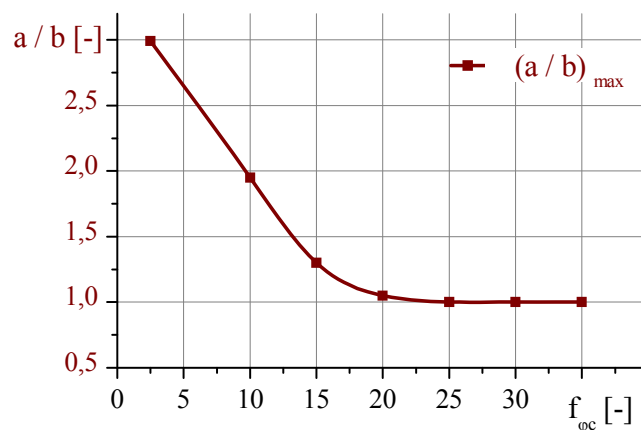


Abbildung 14. Fall A2 – Bemessungsdiagramme für die Dimensionierung des zulässigen Scheibenabstandes – Diagramm $(a/b)_{\max}$

8 Anwendung von Stützscheiben zur Standsicherheitserhöhung durch Kombination von Fall A1 und A2 (Fall A3)

Der Fall A3 stellt den komplexesten Fall dar. Im Grenzzustand werden im Fall A3 die Stützscheiben aus der Böschung gedrückt oder gekippt. Durch den Einbau der Stützscheiben entsteht ein kombinierter Bruchmechanismus aus Fall A1 und A2.

In Abhängigkeit vom Scheibenabstand gehen bei gleicher Scheibengeometrie in Scheibenebene die Fälle A2 und A3 ineinander über. Während bei kleinen Scheibenabständen der Fall A2 eintritt, geht dieser bei Erhöhung des Scheibenabstandes in den Fall A3 über (siehe Abbildung 11 und 12). Da die Scheiben im Fall A2 jedoch so bemessen werden, dass die geforderte Standsicherheit erreicht wird, wird beim Übergang zum Fall A3 die geforderte Standsicherheit nicht mehr erreicht (siehe Abbildung 11).

Beim Fall A3 tritt das Versagen primär zwischen den Scheiben auf, wobei sich der Bruchkörper teilweise über Gewölbewirkung an den Scheiben aufhängt. Da die Scheiben jedoch nicht wie im Fall A1 auf die Aufnahme dieser Gewölbekräfte dimensioniert werden, werden die Scheiben im Grenzzustand aus der Böschung gedrückt.

Die erreichbare Stabilisierungswirkung ist beim Fall A3 in der Regel geringer als bei den Fällen A1 und A2.

Stützscheiben nach Fall A3 sind für die Anwendung nur bedingt zu empfehlen. Der Bruchmechanismus kann noch nicht eindeutig erfasst werden. Der Fall A3 kann derzeit auch noch nicht über ein eindeutiges Bemessungsverfahren erfasst werden. Es wird deshalb empfohlen, bei Anwendung von Stützscheiben zur Böschungsstabilisierung in Böschungen ohne vordefinierte geologische Gleitflächen die Scheibengeometrie nach den Fällen A1 oder A2 zu dimensionieren.

9 Anwendung von Stützscheiben zur Standsicherheitserhöhung durch Verdübelung geologischer Schwächezonen (Fall B)

Liegen definierte geologische Schwächezonen in der Böschung vor, werden die kritische Gleitlinie und damit die minimale Standsicherheit häufig in diesen Schwächezonen verlaufen. Durch den Einbau von Stützscheiben können solche Schwächezonen verdübelt werden. Damit wird der Scherwiderstand auf der kritischen Gleitfläche und damit die Standsicherheit durch den Einbau der Stützscheiben erhöht (siehe Beispiel in Abbildung 15).

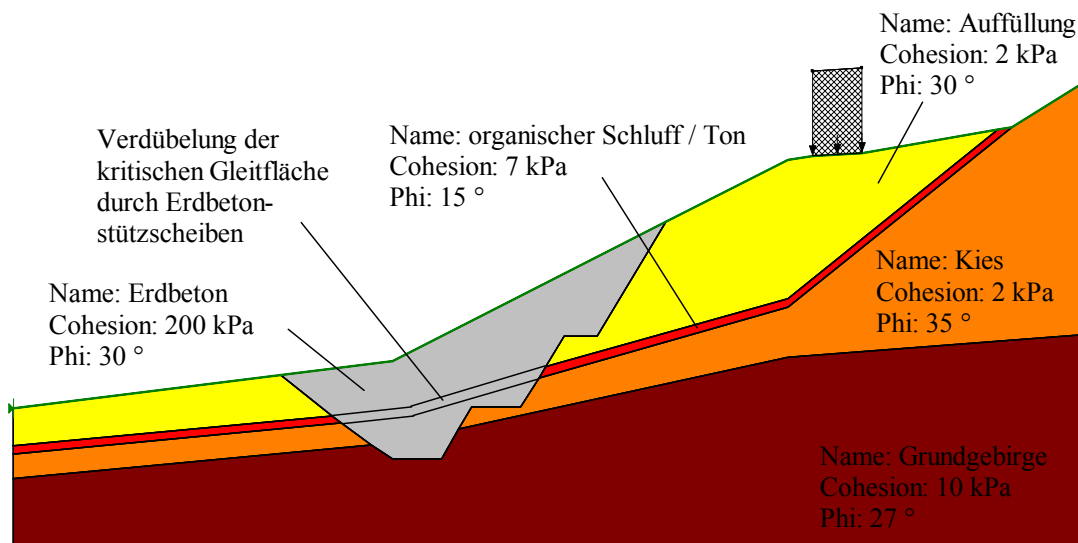


Abbildung 15. Beispiel für die Anwendung von Erdbetonstützscheiben zur Verdübelung von geologischen Schwächzonen / Gleitflächen

10 Entwässerungsrigolen zur Standsicherheitserhöhung

Eine Alternative bzw. Ergänzung zu Erdbetonstützscheiben stellen Rigolen aus Schotter dar. Die Anordnung der Rigolen erfolgt analog zu den Erdbetonstützkörpern. Zum Teil werden Erdbetonstützscheiben und Entwässerungsrigolen auch kombiniert eingesetzt. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Rigolenmaterials wird das in der Böschung anfallende Wasser in den Rigolen gefasst und aus der Böschung abgeleitet. Durch die Entwässerung der Böschung wird die Standsicherheit erhöht. Rigolen erfüllen zusätzlich noch eine zweite standsicherheitserhöhende Funktion. Als Material für die Rigolen kommt in der Regel Schotter zur Anwendung. Dieser hat einen sehr hohen Reibungswinkel. Durch den Einbau eines Materials mit einer sehr hohen Scherfestigkeit wird eine zusätzliche stabilisierende Wirkung erreicht.

11 Zusammenfassung

Bei der Böschungsstabilisierung mit Erdbetonstützscheiben werden Stützelemente aus Erdbeton in definierten Abständen in Böschungslängsrichtung eingebaut. Die Herstellung der Stützelemente erfolgt entweder ohne Bodenaustausch mit dem Hydro-Zementationsverfahren, einem Verfahren der in-situ Bodenbehandlung, oder mit Bodenaustausch durch Erdbeton geringerer Festigkeit. Die Stützkörper können flexibel an die örtliche Situation angepasst werden. Erdbetonstützscheiben zur Böschungsertüchtigung können sowohl zur Verdübelung de-

finierter geologischer Schwächezonen (Gleitflächen) als auch zur Standsicherheitserhöhung in Böschungen ohne vordefinierte Gleitflächen angewendet werden. Die Stützscheiben werden bezüglich ihres Tragverhaltens typisiert. Die verschiedenen Arten des Tragverhaltens von Böschungen mit Stützscheiben werden im Beitrag vorgestellt. Es werden die Bruchmechanismen, das Tragverhalten sowie die Einflüsse der Eingangsparameter einer Böschungsstandsicherheitsberechnung auf die Stabilisierungswirkung der Stützscheiben analysiert. Da die Stützscheiben in Böschungslängsrichtung in definierten Abständen angeordnet werden besteht die Dimensionierungsaufgabe unter anderem in der Bemessung des erforderlichen Scheibenabstandes. Für diese Dimensionierung sind räumliche Verfahren zur Standsicherheitsberechnung erforderlich. Die im Beitrag vorgestellten Berechnungsergebnisse basieren auf räumlichen Standsicherheitsberechnungen nach der Methode der Finiten Elemente. Es werden Vorschläge für die Bemessung des Scheibenabstandes und der Scheibengeometrie für verschiedene Anwendungsfälle gegeben.

12 Literatur

- /1/ DIN 1054:2005-01: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- /2/ von Wolffersdorff, P.-A.: Wie sind zukünftig moderne numerische Berechnungsverfahren in das Sicherheitskonzept der neuen Normengeneration eingebettet? 4. *Symposium Umweltgeotechnik & 5. Freiburger Geotechnik-Kolloquium*. Freiberg, CIF publication 7, 2009, S. 50-65
- /3/ von Wolffersdorff, P.-A.; Schweiger, H.F.: Numerische Verfahren in der Geotechnik. In: *Grundbautaschenbuch* Teil 1, Kap. 1.9, 7. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2008, S. 501-557
- /4/ Reinhold, C.: Ein Beitrag zur Bemessung von Böschungen mit Erdbetonstützscheiben. Dissertation, TU Bergakademie Freiberg, 2008
- /5/ DGGT-AK 1.6 – Numerik in der Geotechnik: Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ Abschnitt 4 – Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik. In: *geotechnik* 01/2006, S. 13-27
- /6/ Feuerbach, J.: Bodenverbesserung mit dem Hydro-Zementations- und dem Fräß-Misch-Injektionsverfahren. In: *Beton-Informationen* 4/1996, S. 51-56

Geotechnische Aspekte bei Ausbau und Instandsetzung innerstädtischer Wasserstraßen

Dipl.-Ing. Fritz Peter Eißfeldt, Bundesanstalt für Wasserbau – Dienststelle Hamburg, Referat Geotechnik Nord (K1)

Kurzfassung Der Ausbau und die Instandsetzung von Wasserstraßen im Stadtbereich sind unter geotechnischen Gesichtspunkten deutlich anspruchsvoller als in der freien Strecke. Am Beispiel der Berliner Wasserstraßen (Teltowkanal und UHW) wird aufgezeigt, wie aufwendig und schwierig Ausbau- und Instandsetzungsmaßnahmen bei eng angrenzender Bebauung (flach gegründete mehrgeschossige Gebäude) und bestehenden alten Brückenbauwerken sind. Zusätzliche Probleme treten dann auf, wenn an der Wasserstraße ungünstige Baugrundverhältnisse mit Weichböden anstehen. Im Rahmen der Planungen ist neben geotechnischen Standsicherheitsuntersuchungen eine Verformungsanalyse für den Istzustand und eine Verformungsprognose für den Ausbauzustand zu empfehlen. Damit liegen im Vorwege gesicherte Angaben über erforderliche Sicherungsmaßnahmen an Gebäuden und Brücken vor. Vorgehensweise und Beispiele werden vorgestellt.

1 Ausbauanforderungen an Wasserstraßen

Die Wasserstraßen sind den Anforderungen der modernen Schifffahrt anzupassen und daher zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse für Großmotorschiffe und Schubverbände zu vertiefen und zu verbreitern. Für die Berliner Bundeswasserstraßen wird diese Aufgabe vom Wasserstraßen-Neubauamt (WNA) Berlin für den Ausbau und vom Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Berlin für die Unterhaltung wahrgenommen, was wegen der durchweg eng angrenzenden Bebauung und der zahlreichen Brücken im Stadtgebiet keine leichte Aufgabe ist.

Beim Ausbau und bei der Instandsetzung von Wasserstraßen erhalten die geotechnischen Aspekte eine besondere Bedeutung, denn Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der angrenzenden Gebäude und kreuzenden Brücken müssen sicher nachgewiesen werden. Gerade ältere Gebäude und Brücken weisen nicht immer die erforderlichen Sicherheiten nach den heutigen Normen auf und müssen dann mit Sicherungsmaßnahmen ertüchtigt werden. Eigentümer der angrenzenden Gebäude und Betreiber der Brücken sind skeptisch gegenüber den geplanten Ausbaumaßnahmen und möchten nachteilige Auswirkungen auf ihre Bauwerke auf jeden Fall

ausschließen. Insofern sind geotechnische Standsicherheitsuntersuchungen und Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit von besonderer Bedeutung. Auf der Grundlage von fundierten geotechnischen Untersuchungen werden Schäden und Konflikte minimiert. Nachfolgend wird für verschiedene Kanalstrecken am Teltowkanal (Tek-km 21,4 bis 28,5) und der Unteren-Havel-Wasserstraße (UHW-km 0 bis 4) aufgezeigt, welche geotechnischen Aspekte beim Ausbau von innerstädtischen Wasserstraßen zu beachten sind.

Der Teltowkanal stellt die Berliner Südtrasse dar. Er verbindet den Berliner Osthafen mit der Unteren-Havel-Wasserstraße, über die dann die Anbindung an das nordwestdeutsche Kanalnetz erfolgt. Die UHW gehört zur Berliner Nordtrasse und verbindet den Berliner Westhafen über die Spree-Oder-Wasserstraße (Abb. 1).

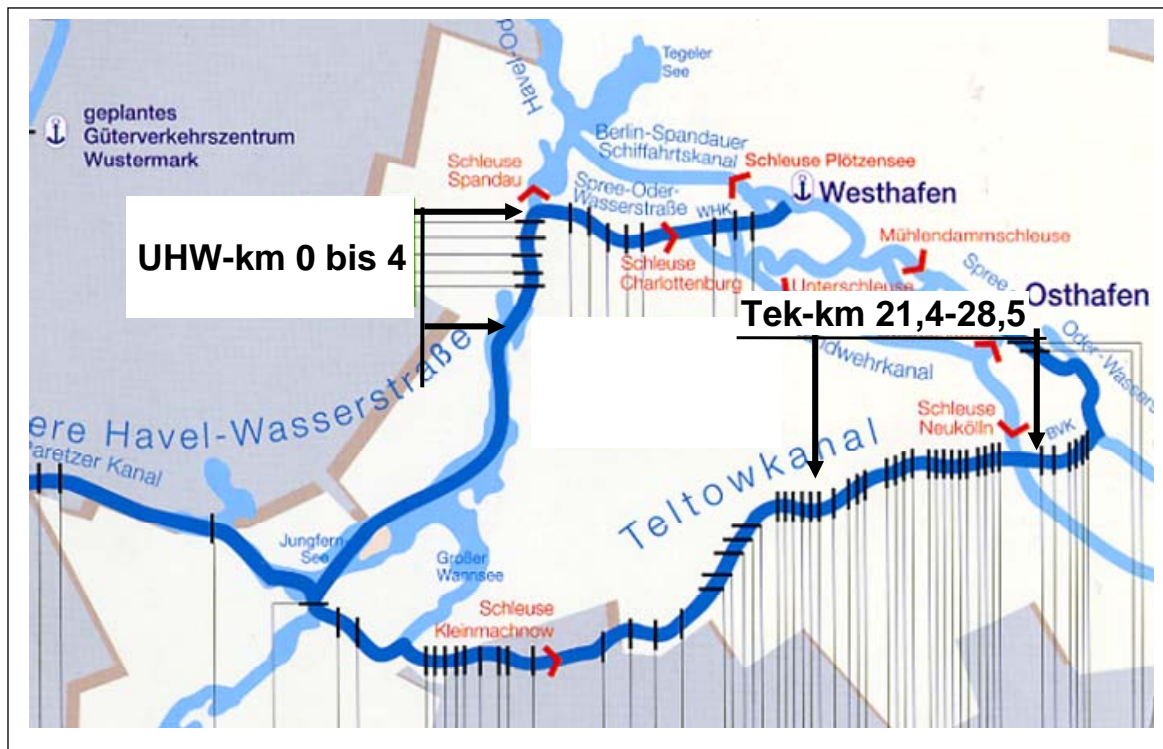


Abb. 1: Lage der betrachteten Ausbaustrecken

Der Ausbau von Tek-km 21,4 bis 28,5 ist in Abb. 2 dargestellt. Dort wird der Kanal vom bestehenden Muldenprofil auf ein Rechteck-Profil – abschnittsweise auch auf ein kombiniertes Rechteck-Trapez-Profil – ausgebaut. Die Breite erhöht sich von derzeit 20 m auf 29 m und die Wassertiefe von derzeit 2,6 m auf 4,0 m. Der derzeitige Tiefgang für die Schifffahrt von $t_G = 1,75$ m nimmt zukünftig auf einen Tiefgang von $t_G = 2,5$ m zu. Auch die Durchfahrtshöhe verbessert sich von heute 4 m auf mindestens 5,25 m.

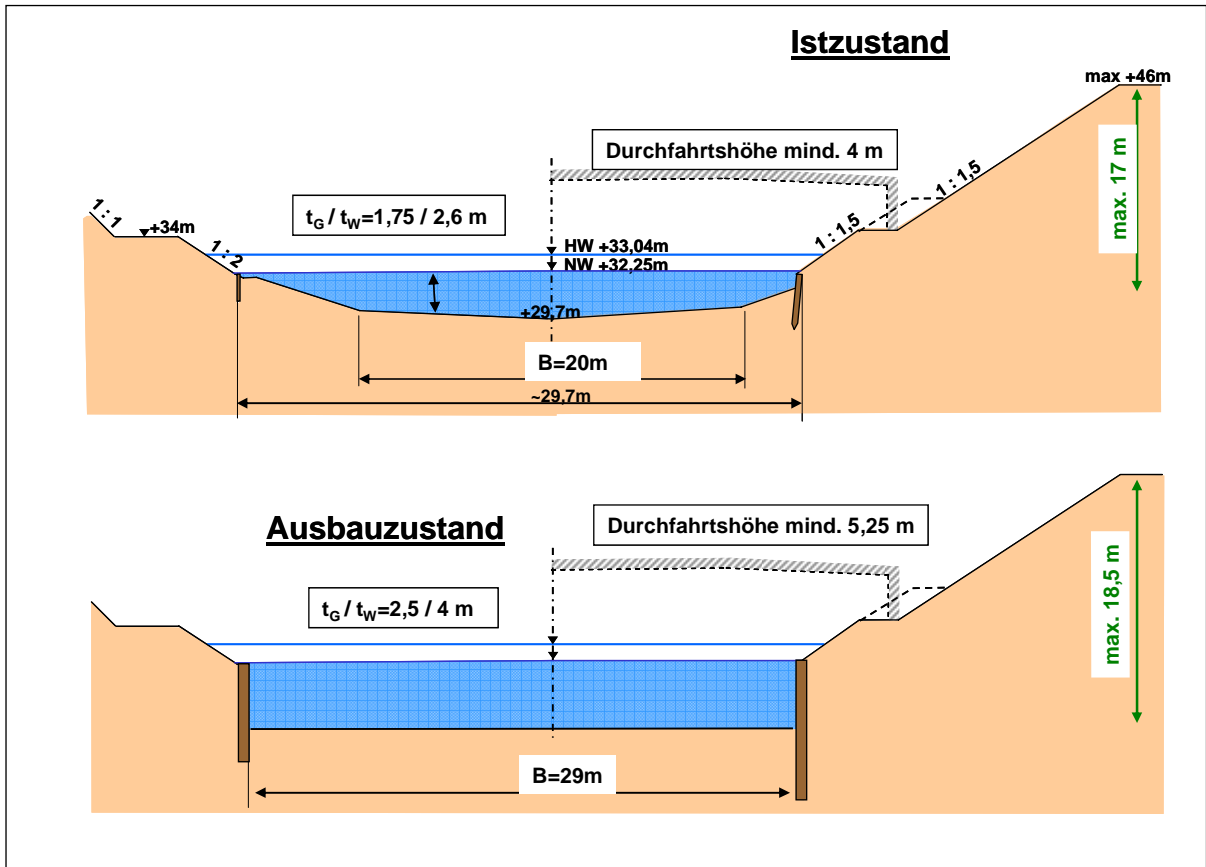


Abb. 2: Ausbauquerschnitt Tek-km 21,4 bis 28,5

In der Unteren-Havel-Wasserstraße ist eine Vertiefung um 1,5 m bei einer Breite von 55 m vorgesehen (siehe Abb. 3).

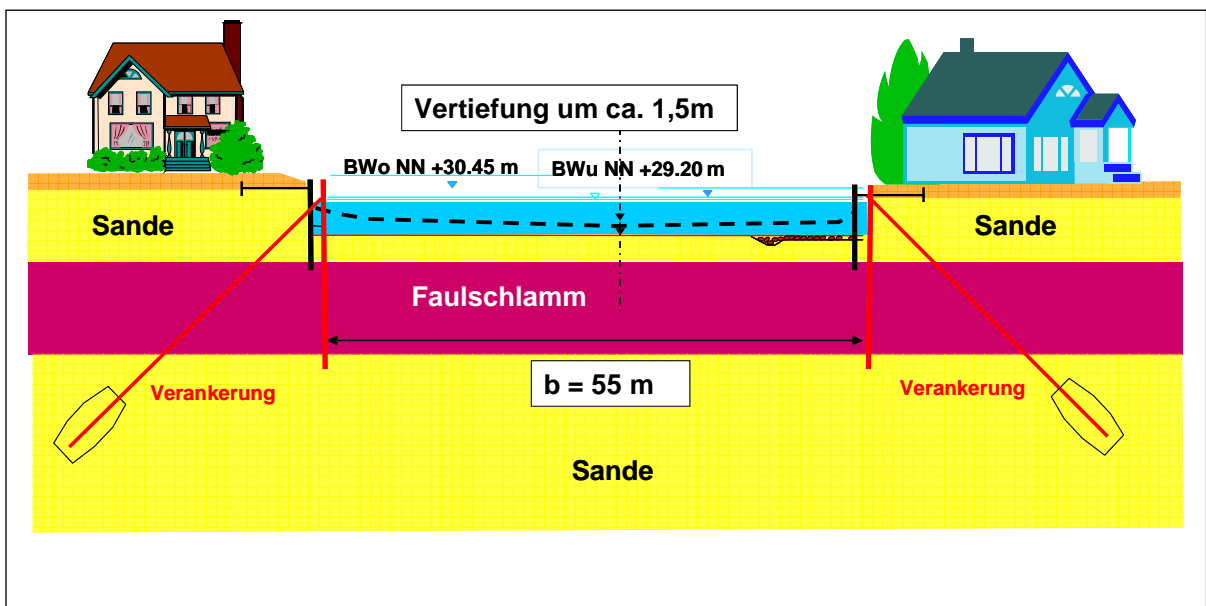


Abb. 3: Ausbauquerschnitt UHW-km 0,250

2 Typische Situationen an innerstädtischen Wasserstraßen

Die Abb. 4 und 5 zeigen beispielhaft die eng angrenzende Bebauung in Ortslagen von Wasserstraßen. Nach dem Bau dieser Wasserstraßen haben sich sowohl Wohnbebauung als auch produzierendes Gewerbe angesiedelt. Letzteres hat die Wasserstraße auch als Transportweg genutzt. Mit einem weiteren Ausbau (Vertiefung und Verbreiterung) ergeben sich sowohl für die angrenzenden Gebäude als auch für die in ihrer Spannweite begrenzten Brücken Probleme in Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit. Probleme in der Standsicherheit lassen sich durch konstruktive Maßnahmen – wie neue Uferwände, Rückverankerungen, Unterfangungen usw. – vergleichsweise einfach beseitigen. Die Erfüllung der Gebrauchstauglichkeit durch eine Minimierung der Verformungen im Ausbauzustand stellt jedoch die größere Herausforderung dar.



Abb. 4: Ufernahe mehrgeschossige Bebauung an der UHW

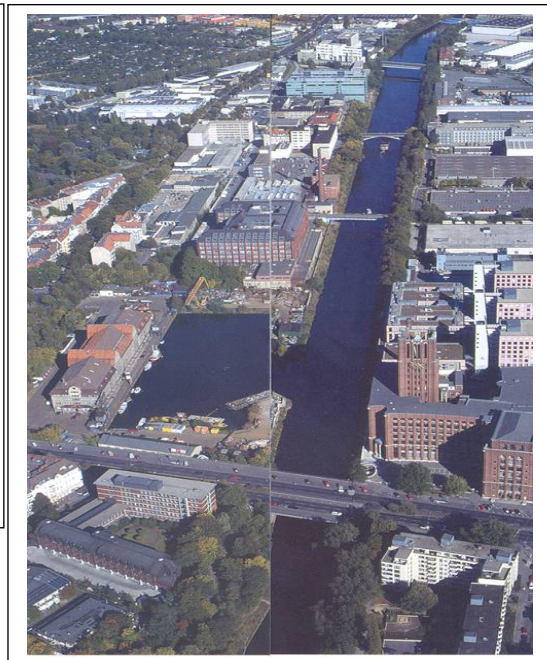


Abb. 5: Angrenzende Bebauung und kreuzende Brücken am Tek

3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung ist zunächst von Interesse, ob die vorhandenen Gebäude und Brücken für den derzeitigen Ausbauzustand die rechnerischen Standsicherheiten nach heutigen Normen erfüllen und ob darüber hinaus die Gebrauchstauglichkeiten der Bauwerke – wie Lagerwege, /-stellung an Brücken oder Winkelverdrehungen bei flach gegründeten Fundamenten von Gebäuden infolge Setzungsdifferenzen – gewährleistet sind. Wenn die angrenzenden Gebäude nach dem Kanalbau errichtet wurden, sollten die Eigentümer und

Betreiber ihre Bauwerke in einem standsicheren Zustand ohne Risiken in der Gebrauchstauglichkeit halten. Wenn dies schon im derzeitigen Ausbauzustand kritisch ist, dann wird es für den geplanten Ausbauzustand mit Sicherheit nicht ohne Folgen bleiben.

Unter vorgenanntem Gesichtspunkt ist im ersten Schritt eine **Verformungsanalyse** für den derzeitigen Istzustand vorzunehmen. Die Nachrechnung der Bauwerke führt zu dem Ergebnis, welche Setzungen bzw. Verformungen noch möglich sind, ohne die Gebrauchstauglichkeit zu gefährden. Diese zulässigen Werte der Nachrechnung werden dann mit bereits eingetretenen Werten aus Bauwerksinspektionen (z. B. Lagersetzungen oder –wegen) verglichen und daraus die noch aufnehmbaren Werte für das Bauwerk abgeleitet.

In einem zweiten Schritt wird eine **Verformungsprognose** für den geplanten Ausbauzustand erstellt. Dabei werden die berechneten Verformungen mit den herstellbedingt zu erwartenden Verformungen (z. B. Verformungen aus Uferwand- und Ankerherstellung) überlagert und ergeben in der Summe die ausbaubedingten Verformungswerte.

Ein Vergleich der noch aufnehmbaren Verformungen aus der Analyse für den Istzustand und den ausbaubedingten Verformungen für den Ausbauzustand ist die Basis für eine Entscheidung, ob Sicherungsmaßnahmen für den Ausbauzustand erforderlich sind. Dem Betreiber der Brücken und Eigentümer der Gebäude wird aus der Verformungsanalyse für den Istzustand und der Verformungsprognose für den Ausbauzustand aufgezeigt, welche Auswirkungen der Ausbau der Wasserstraße auf seine Bauwerke hat und in welchem Umfang Sicherungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich sind. Ein Ablaufdiagramm dazu ist in Abb. 6 dargestellt.

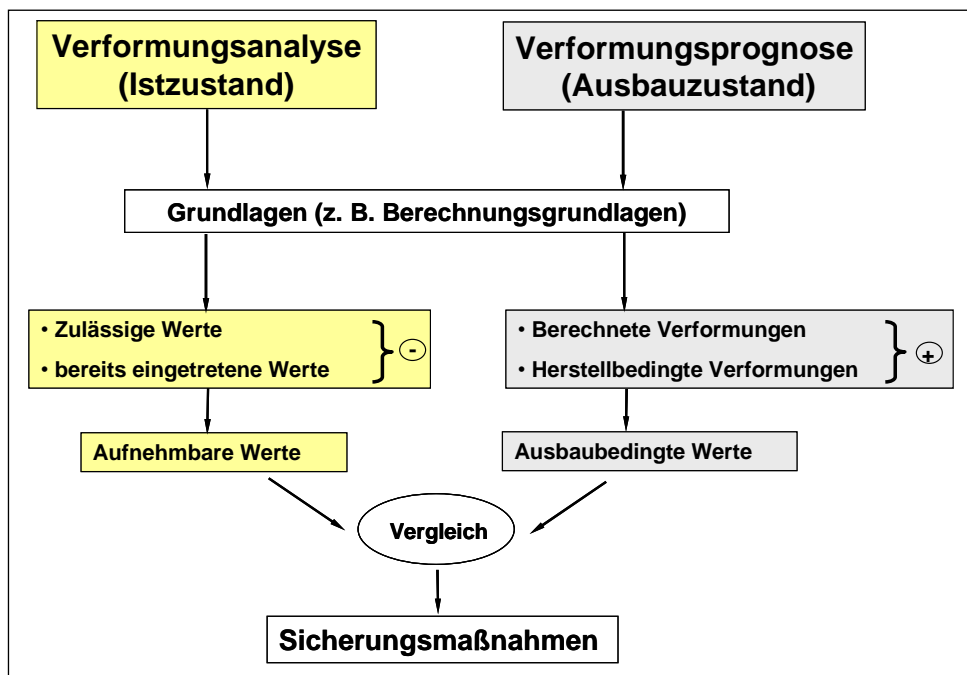


Abb. 6: Ablauf des Nachweises auf Gebrauchstauglichkeit

4 Berechnungsgrundlagen

Die wesentlichen Berechnungsgrundlagen sowohl für Standsicherheitsberechnungen als auch für die Verformungsanalysen im Istzustand werden nachfolgend aufgelistet:

- Planunterlagen, aus denen Abmessungen, Baustoffeigenschaften und die Baugeschichte ersichtlich sind.
- Aufnahmen von Bauwerksschäden, die Angaben über Risse in Bauteilen, Abrostungen an den Stahlspundbohlen, Abbrüche an den Einschnittsböschungen und Kolke im Unterwasserbereich infolge Schifffahrt liefern.
- Ergebnisse von Verformungsmessungen wie Lagerstellung und –wege, Setzungen sowie Längs- und Querverschiebungen an Widerlagern und Gebäudeteilen.
- Angaben zum Baugrundaufbau und zu Bodenkennwerten sowie zur Pfahltragfähigkeit aus Probelastungen soweit vorhanden.

Für die Bemessung der Uferwände beim Kanalausbau ist der Einfluss der Bauwerkslasten entsprechend Abb. 7 zu berücksichtigen, wobei die Lastbilder für Gebäude, Verkehrslasten usw. entsprechend der EAU und EAB anzusetzen sind.

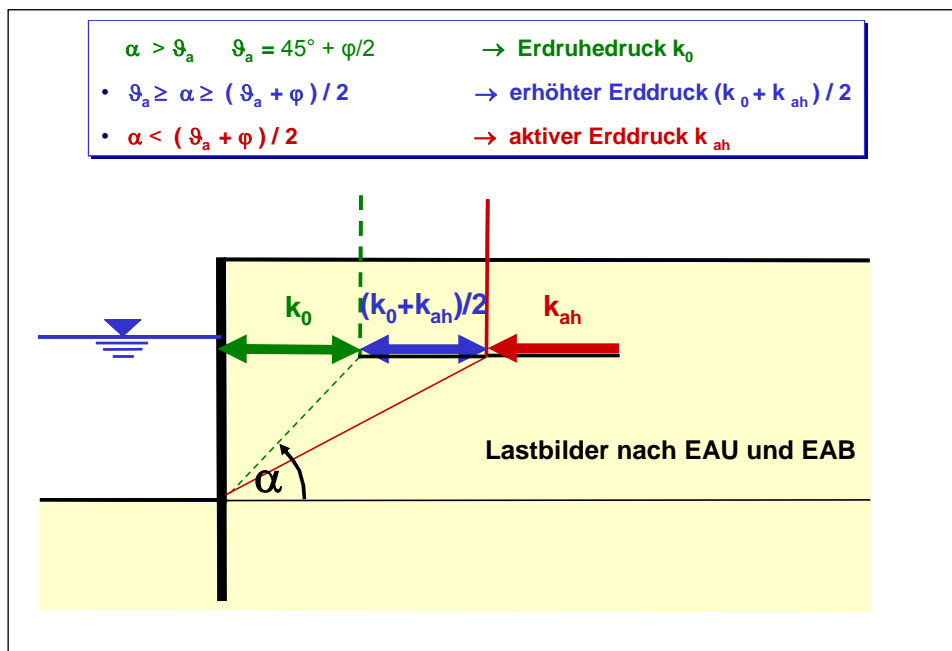


Abb. 7: Einfluss der Bauwerkslasten auf die Wandbemessung

Bei den Standsicherheits- und Verformungsberechnungen sollten die Bodenkennwerte nicht nur aus Erfahrungswerten abgeschätzt, sondern mit einer ausreichenden Anzahl von Versuchen bestimmt werden. Für den Geschiebemergel als maßgebende bindige Bodenart am Teltowkanal wurden die charakteristischen Scherparameter dieser Bodenart auf der Basis von

Korrelationen zwischen dem Tongehalt und den Scherparametern ermittelt, dem 167 Triaxialversuche zugrunde liegen. Der Vergleich zu den Angaben im Baugrundgutachten ist in Abb. 8 dargestellt.

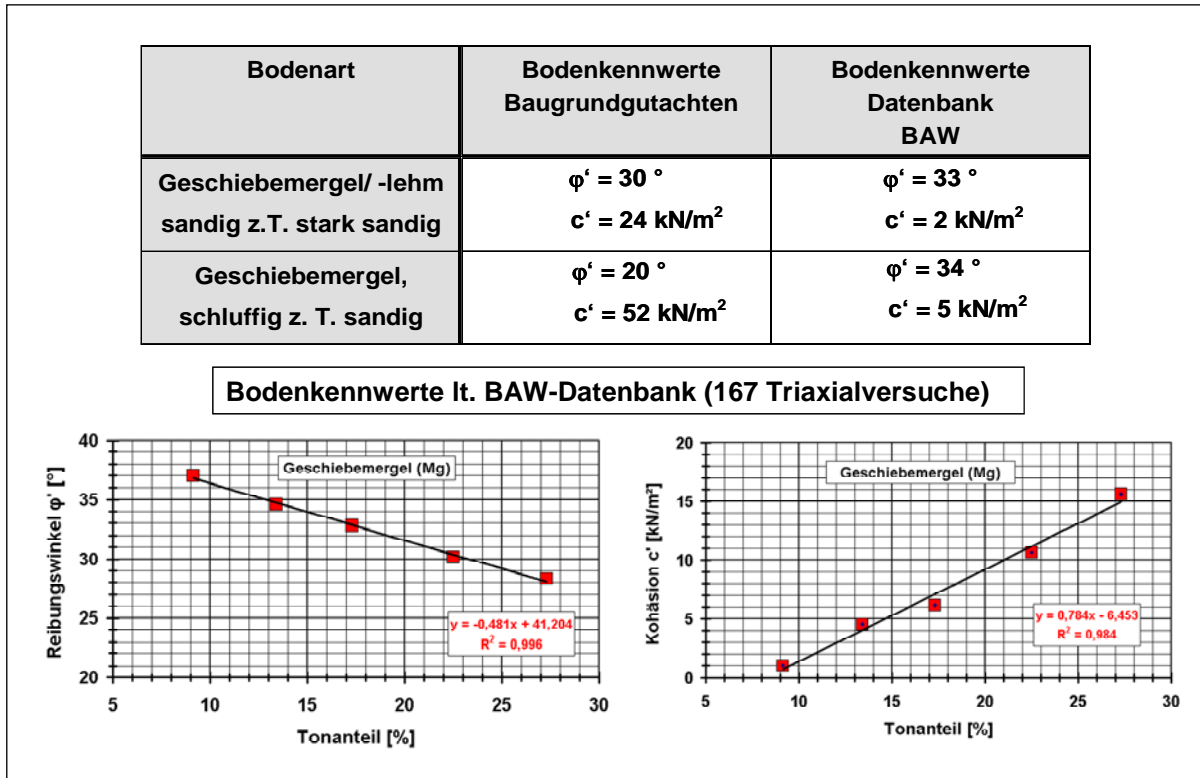


Abb. 8: Vergleich von charakteristischen Reibungswinkel und Kohäsion aus Baugrundgutachten und der Datenbank der BAW

Um die Bodeneigenschaften für FEM-Berechnungen bei den Verformungsanalysen und –prognosen möglichst zutreffend zu berücksichtigen, sollten in den Baugrundgutachten folgende Angaben gemacht werden:

- Spannungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit z. B. nach OHDE
- Spannungs-Verformungsverhalten aus dränierten Triaxialversuchen für Erstbe-, Ent- und Wiederbelastung $(\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon_1$
- Dilatanzverhalten (Volumenzunahmen infolge Scherbeanspruchung) aus Einfach-Scherversuchen bzw. Triaxialversuchen
- Kriechverhalten aus Kompressionsversuchen

4.1 Ergebnisse

Zunächst wird das Ergebnis einer Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit beispielhaft für ein Brückenbauwerk – die Eisenbahnbrücke – in Abb. 9 dargestellt. Die Widerlagersohlen der Brücke enden derzeit unterhalb der Kanalsohle und werden nach dem Ausbau oberhalb davon liegen, so dass die neuen Uferwände zukünftig Lasten aus den Widerlagern aufnehmen müssen. Bereits für die Herstellung der Bohrpfähle führte die Verformungsprognose zu dem Ergebnis, dass der Lagerweg ausgeschöpft sein wird. Für den Ausbauzustand d. h. nach Einbau der Wandanker und Abgraben der Kanalsohle auf NN 28,25 m werden die Verformungen rechnerisch weiter zunehmen. Vor Beginn der Ausbaumaßnahme ist daher eine Lagerkorrektur und Anpassung der Fahrbahnübergänge zwingend erforderlich. Dies ist dann mit dem Betreiber zu planen, der Nachteile im Betrieb und zusätzliche Kosten fürchtet.

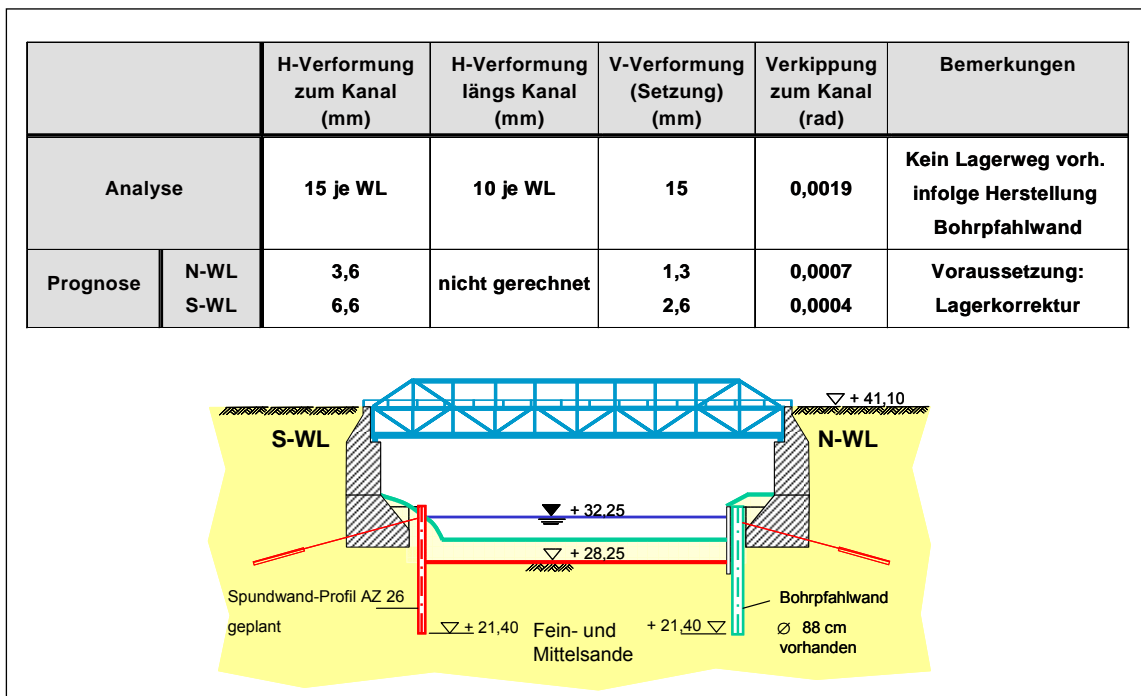


Abb. 9: Ergebnisse der Verformungsuntersuchungen für ein Brückenbauwerk

Stellvertretend für eine Vielzahl von eng angrenzenden Gebäuden ist in Abb. 10 das Ergebnis der Verformungsanalyse und –prognose für das flach gegründete mehrgeschossige Ullsteingebäude dargestellt. Das Gebäude ist im Skelettbau errichtet und auf Einzelfundamenten gegründet. Für den Kanalausbau ist eine rückverankerte biegesteife Bohrpfehlwand vorgesehen, mit der nur bei sorgfältiger und ausführungstechnisch einwandfreier Herstellung von Wand und Ankern die geringen rechnerisch zulässigen Verformungen eingehalten werden können. Die Bohrpfehlwand und deren Rückverankerung sind zwischenzeitlich hergestellt und die geringen Verformungen bestätigt. Durch den abschnittweisen Einbau einer Drainage zwischen Gebäude und Bohrpfehl haben sich allerdings größere Verformungen an den vorderen Fundamenten eingestellt, die ihre Ursache jedoch in dem unsachgemäßen Einrütteln der Trä-

gerpfähle haben. Abgesehen von Rissen im Mauerwerk sind keine kritischen Zustände hinsichtlich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit eingetreten.

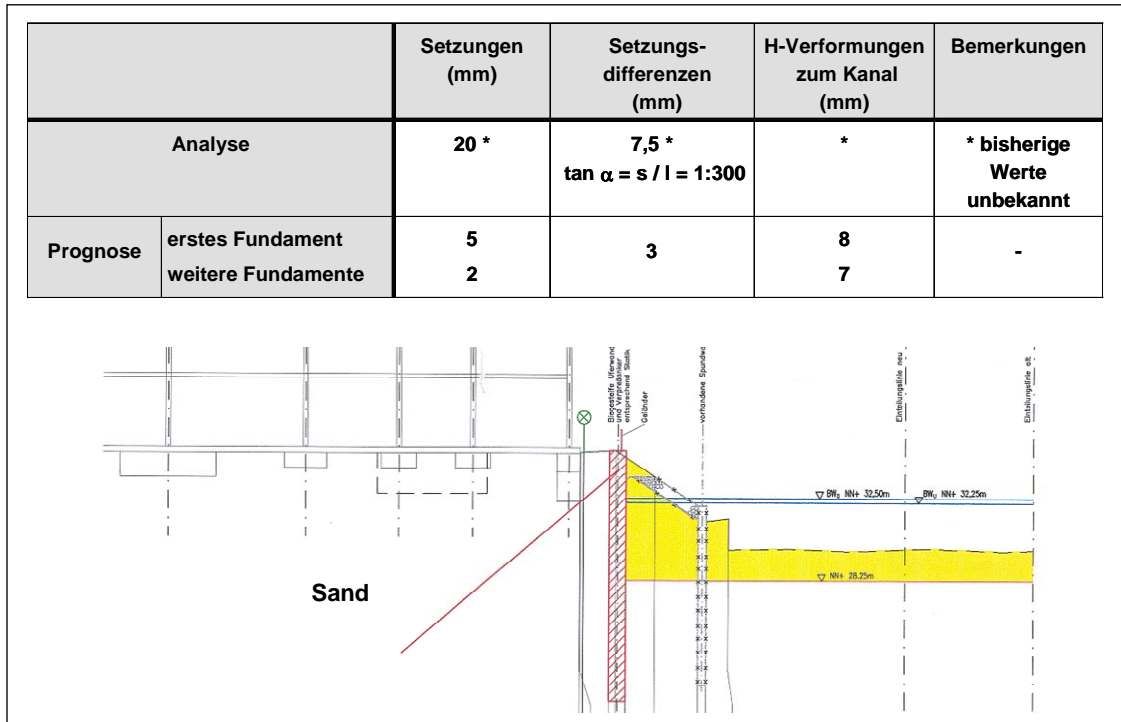


Abb. 10: Ergebnisse einer Verformungsuntersuchung für angrenzende Gebäude

5 Hinweise bei gering tragfähigen Böden

In Abb. 11 sind die Auswirkungen auf Gebäudeverformungen bei vergleichsweise großen Wandfußverformungen infolge Einbindung in gering tragfähige Böden dargestellt.

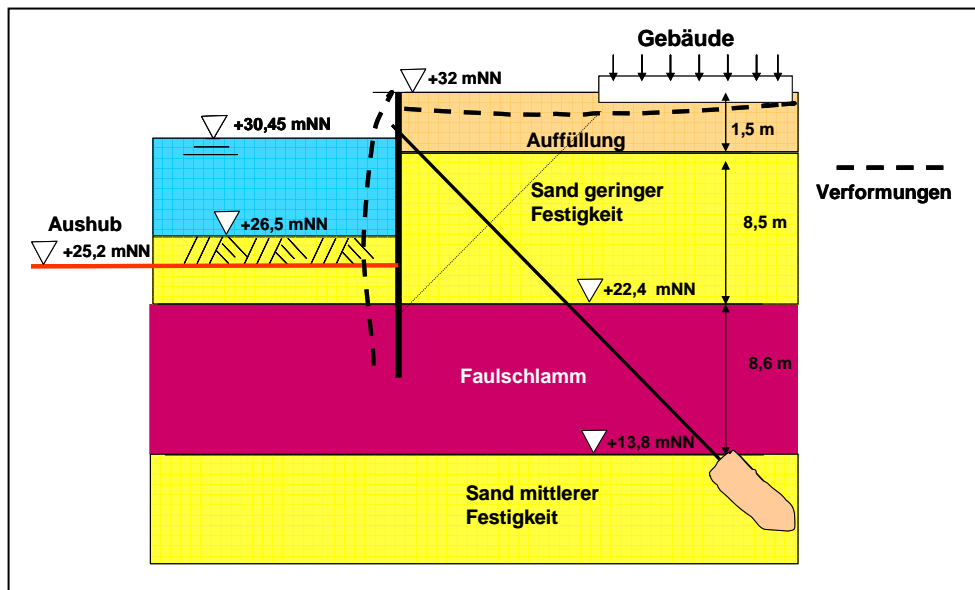


Abb. 11: Verformungsauswirkung bei gering tragfähigen Weichböden

Die Größe der Verformungen hängt maßgeblich von der Wandbemessung (Wandsteifigkeit und Bohlenlänge) ab. Vergleichsberechnungen nach verschiedenen Verfahren der EAU (Verfahren nach Blum, Bettungsmodulverfahren) und EAB (EB 94: Ersatzwinkelverfahren in weichem Boden, EB 102: Bettungsmodulverfahren und E 103: Finite-Element-Methode) führten zu dem Ergebnis, dass verträgliche Setzungen für die angrenzende Bebauung nur dann einzuhalten sind, wenn

- ein steifes Spundwandprofil gewählt wird,
- die Spundbohlen mindestens 2 m in die unteren Sande mittlerer Festigkeit (auch zur Aufnahme der Vertikalkräfte in der Spundwand infolge Schrägverankerung) einbinden und
- die Schräganker ihre Lasten im Sand unterhalb des Faulschlamms abtragen.

Bei gering tragfähigen Weichböden werden somit lange und steife Uferwände erforderlich, um Setzungsschäden an der angrenzenden Bebauung zu verhindern.

6 Folgerungen

Beim innerstädtischen Ausbau der Wasserstraßen ist im Rahmen der Planungen von einem großen Aufwand bei der Beschaffung von Planunterlagen, Bauwerksinspektionen und Baugeschichte der meist älteren Gebäude und Brücken auszugehen. Für aussagekräftige und belastbare Untersuchungsergebnisse ist außerdem einzukalkulieren, dass die Aufbereitung und Überprüfung der Berechnungsgrundlagen aufwändig ist.

Da die Gebrauchstauglichkeit der Brücken und angrenzenden Bauwerke meist mit FEM-Verfahren und weniger nach analytischen Verfahren untersucht werden, sollten in den Baugrundgutachten Eingangsparmeter für Stoffgesetze – zumindest für bindige Böden – ableitbar sein. Es sollten fundierte Erfahrungen über herstellbedingte Verformungen mit den verschiedenen technisch einsetzbaren Bauverfahren vorhanden sein. Dies gilt auch für die spätere Überwachung bei der Bauausführung, in dem eine konsequente Mängelbeseitigung im Rahmen der Qualitätssicherung gehandhabt wird.

Bei der Bauausführung sind erschütterungsarme Verfahren beim Einbringen der Uferwände und Anker zu wählen. Eine Vorspannung der Anker kann Vorteile bedeuten. Beim Ankereinbau und bei der Herstellung der Bohrpfahlwände sollte kein Bodenaustrag (z. B. durch Vorgabe des Überlagerungsbohrverfahren beim Ankereinbau) zugelassen werden. Auch das abschnittsweise Arbeiten symmetrisch zur Bauwerksachse führt zu einer Begrenzung von Verformungen und Schäden.

Auf eine baubegleitende Umsetzung sinnvoller Messkonzeptionen und Messauswertungen sollte besonderen Wert gelegt werden, wodurch sich Missverständnisse und Streitigkeiten mit

den Eigentümern und Betreibern reduzieren lassen. Dazu sollten Alarm- und Grenzwerte aus den Verformungsprognosen im Vorwege festgelegt werden.

Wenn Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von angrenzenden Gebäuden und kreuzenden Brücken im Rahmen der Planung gründlich untersucht sind und keine Mängel bei der Bauausführung stattfinden, ist die Durchführung von Ausbau- und Instandsetzungsmaßnahmen auch im innerstädtischen Bereich erfolgreich. Dafür sind Aufwand und Schwierigkeiten jedoch von vornherein größer.

Scherkondetalbrücke – Untersuchungen zum Interaktionsverhalten zwischen Brückenwiderlager und Anschlussdamm

P.-A. v. Wolffersdorff & A. Koletzko & S. Rosner, Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft
S. Marx, TU Dresden, Institut für Massivbau

Kurzfassung Die Scherkondetalbrücke – ein semi-integrales Bauwerk – gehört zu den großen Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt – Halle/Leipzig der Deutschen Bahn AG. Durch einen geänderten Bauablauf war für den Entwurf der Pfahlgründung des östlichen Widerlagers die möglichst genaue Kenntnis der Mitnahmesetzungen infolge der Schüttung des angrenzenden Anschlussdammes entscheidend. Die rechnerische Verformungsprognose für das Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ wurde anhand eines 3D-Finite-Element-Modells erstellt. Es wird gezeigt, dass die rechnerisch prognostizierten Setzungen des Widerlagers und des Anschlussdammes sehr gut mit den entsprechenden Setzungen, die am zwischenzeitlich ausgeführten Bauwerk gemessen wurden, übereinstimmen. Die Anwendung des neuartigen elasto-plastischen Stoffmodells mit erhöhter Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen (HS_{small}-Modell) für den Untergrund war die maßgebliche Grundlage für die gute Qualität der Verformungsprognose.

1 Einführung

Die Scherkondetalbrücke ist eine der 3 großen Talbrücken des Thüringer Teils der sich zurzeit im Neubau befindlichen Bahn-Hochgeschwindigkeitsstrecke Erfurt – Halle/Leipzig (siehe Abb. 1). Das 576,5 m lange und aus 15 Stützachsen bestehende Brückenbauwerk (siehe Abb. 2) wurde nach den Grundsätzen der semi-integralen Bauweise geplant [5]. Die Vorteile dieser Bauweise bestehen u. a. darin, dass einerseits ästhetische Konstruktionen erreicht werden können und andererseits die Anzahl der wartungsintensiven Gleitlager verringert werden kann oder sogar auf Gleitlager völlig verzichtet werden kann.

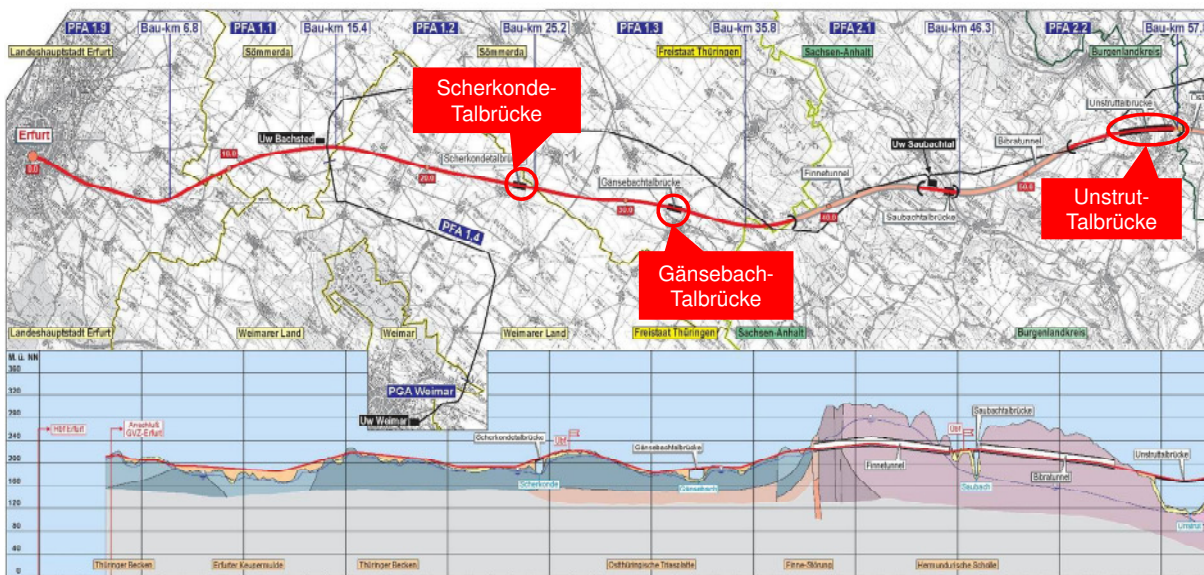


Abbildung 1: Ausschnitt aus der Projektübersicht der Neubaustrecke VDE 8.2 „Erfurt – Halle/Leipzig“

Um die Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit solcher semi-integralen Bauwerke erfüllen zu können, sind neben sorgfältigen und anspruchsvollen Planungen auch umfangreiche, baubegleitende Messüberwachungen zwingend erforderlich.

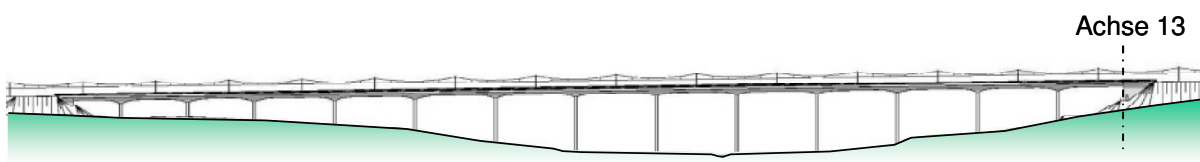


Abbildung 2: Ausgeschriebener Entwurf der Scherkondetalbrücke als semi-integrales Bauwerk

Den Zuschlag für das Bauvorhaben erhielt eine Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen Adam Hörnig, Weimar und Stutz, Kirchheim auf der Grundlage eines Nebenangebotes des Ingenieurbüros Büchting + Streit, München.

In dem optimierten Ausführungsentwurf wurden insbesondere die Unterbauabmessungen, u. a. durch die Anordnung von Pfahlreihen anstatt Pfahlböcken zur weiteren Reduzierung der Zwängungen im integralen System modifiziert.

Zur Verringerung der Zwangsbeanspruchung aus Kriechen und Schwinden wurde im Rahmen des Nebenangebotes die Baureihenfolge umgekehrt, d. h. Beginn bei Achse 13 und Bau nach Achse 00 anstatt, wie ursprünglich vorgesehen, Beginn bei Achse 00 und Bau nach Achse 13.

Der Überbau des Brückenbauwerkes ist zwischenzeitlich weitgehend fertig gestellt.

2 Brückenwiderlager Achse 13 und Anschlussdamm

2.1 Baugrundverhältnisse und Gründungsentwurf

Im Bereich des Widerlagers der Achse 13 und des Anschlussdammes steht im Wesentlichen eine Verwitterungszone des Unteren Keupers an, die auf dem unverwitterten Keuper aufliegt. Folgende maßgeblichen Schichten prägen von oben nach unten die Baugrundsituation: Hang-lehm mit einer Mächtigkeit von ca. 2 m, Felsersatz mit einer Mächtigkeit von ca. 3 m und darunter mit der Tiefe zunehmend unverwitterter Fels.

Der Grundwasserhorizont liegt in größerer Tiefe und hatte keinen Einfluss auf den Grün-dungsentwurf des Widerlagers und auf das Setzungsverhalten des Widerlagers sowie des An-schlussdammes.

Aufgrund der zu erwartenden Setzungen, die mit dem Brückenbauwerk unverträglich gewe-sen wären, war eine Flachgründung in den Deckschichten der Verwitterungszone nicht mög-lich. Deshalb wurde eine in den unverwitterten Fels einbindende Bohrpfahlgründung für das Brückwiderlager notwendig. Gemäß Ausschreibungsentwurf war eine Tiefgründung von 12 Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,50 m und einer Länge von 6 m vorgesehen. Au-ßerdem war im Bereich Dammaufstandesfläche und des Widerlagers geplant, den ca. 2 m mächtigen Hanglehm auszubauen und mit bindemittelverfestigten Material zu ersetzen.

2.2 Lösungsweg für geänderten Bauablauf

Durch die geänderte Baureihenfolge für die Errichtung des Brückenüberbaus ergab sich für die Herstellung des Widerlagers der Achse 13 und des Anschlussdammes ebenfalls ein geän-derter Bauablauf. Unabhängig davon war vorab der Bodenaustausch des Hanglehms mit Bin-demittel verfestigtem Material zu realisieren.

Wie in Abb. 3 links zu sehen ist, war ursprünglich gemäß geotechnischen Gutachten vorgese-hen, den Anschlussdamm mit einer Vorlastschüttung herzustellen, um die Untergrundsetzun-gen infolge der Dammlast vor der Herstellung des Brückenwiderlagers nach einer Liegezeit von mindestens 3 Monaten vorwegzunehmen. Vor Beginn der Gründungsarbeiten sollte die Vorlastschüttung abgetragen werden. Danach sollten die Pfahlgründung (12 Bohrpfähle \varnothing 1,5 m, L = 6 m) sowie das komplette Widerlager hergestellt werden. Die daran anschlie-ßende Erstellung des Anschlussdammes hätte nur wenige Setzungen am Widerlager erzeugt, weil durch die Vorschüttungen der wesentliche Teil der Setzungen bereits vorweggenommen worden wäre.

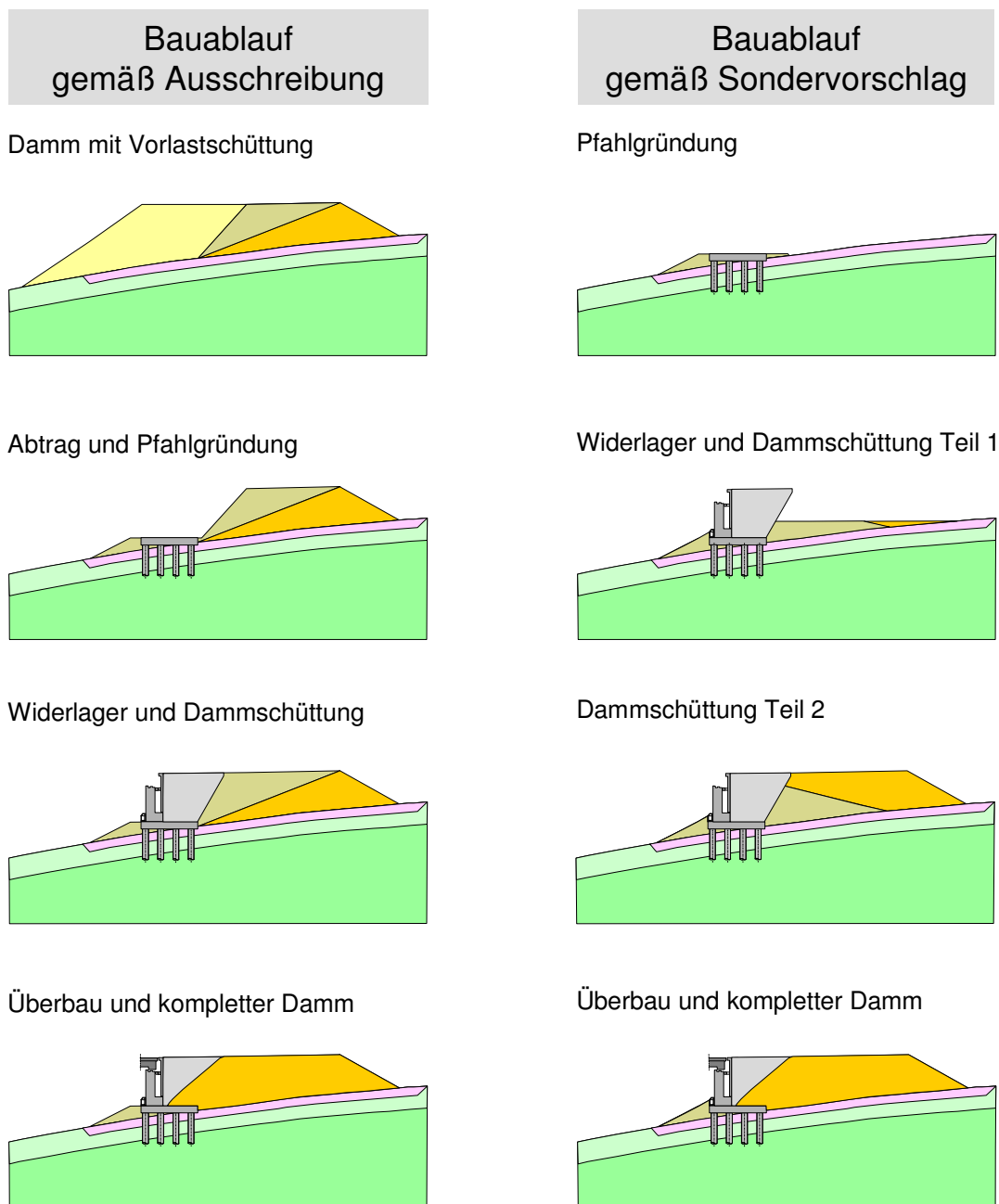


Abbildung 3: Bauablauf gemäß Ausschreibung und Bauablauf gemäß Sondervorschlag

In Abb. 3 rechts ist der Bauablauf gemäß Sondervorschlag dargestellt. Durch die umgekehrte Baureihenfolge für die Brücke war es zeitlich nicht mehr möglich, den Damm und eine Vorlastschüttung mit einer Liegezeit von mindestens 3 Monaten vor dem Bau des Widerlagers herzustellen. Demzufolge war es notwendig, auf eine Vorlastschüttung verzichten und das Widerlager zuerst zu errichten und danach den Anschlussdamm zu schütten.

Um den geänderten Bauablauf mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand realisieren zu können, war zu klären, wie groß die auf die Widerlagergründung wirkenden Mitnahmesetzungen in-

folge der nachträglichen Dammschüttung sind und welcher Mehraufwand sich für die Tiefgründung aus diesen Mitnahmesetzungen ergeben würde.

Hierzu wurde BAUGRUND DRESDEN als Mitglied der für den Bauherrn tätigen ARGE „Sachverständige Geotechnik“ (ARGE SV Geotechnik) im Einvernehmen zwischen Bauherrn, Ausführungs-ARGE, Planer und Prüfer beauftragt, einen Lösungsweg nach den Grundsätzen der Beobachtungsmethode mit folgenden Schwerpunkten zu erarbeiten [1]:

- Rechnerische Prognose für die Setzungen infolge der Dammerstellung für Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ (siehe Abschnitt 4)
- Bemessungsvorschlag für eine ausreichend verformungsarme Bohrpfahlgründung (siehe Abschnitt 4)
- Erstellung eines Messprogramms zum Monitoring der Widerlager- und Dammsetzungen während und nach der Dammerstellung (siehe Abschnitt 3)

Für die Widerlager-setzungen wurden zulässige Werte von maximal 5 cm vorgegeben, da Setzungen bis zu dieser Größenordnung später durch die Widerlagerkonstruktion im Sinne der Beobachtungsmethode ausgeglichen werden konnten.

3 Messtechnische Überwachung

3.1 Messprogramm

Die im Folgenden beschriebenen messtechnischen Maßnahmen entsprechen vollumfänglich dem von der ARGE SV Geotechnik vorgeschlagenen Messprogramm.

Abb. 4 zeigt die Anordnung der Messstellen am Widerlager, unterhalb der Dammaufstandsfläche und an der Dammoberfläche. Die Vertikalverschiebungen am Widerlagerfundament und auf der Dammoberfläche entlang der Trassenachse wurden bzw. werden messtechnisch mittels Höhennivellements erfasst. Alternativ war jeweils 1 Messstelle an den Flügeln vorgesehen.

Für die Messungen der Setzungen im Untergrund unterhalb der Dammaufstandsfläche wurden entlang der Trassenachse 2 bis in eine Tiefe von 20 m reichende Mehrfach-Extensometer eingebaut. Mit dieser Instrumentierung ist es möglich, die Setzungen von insgesamt 3 Schichtpaketen des Untergrundes messtechnisch zu erfassen. Bei der gewählten Anordnung haben die 3 Schichtpakete folgenden Dicken: obere Schicht $D = 5$ m, mittlere Schicht $D = 5$ m, untere Schicht $D = 10$ m.

Die Genauigkeit der verwendeten Messsysteme beträgt für Höhenänderungen ± 1 mm.

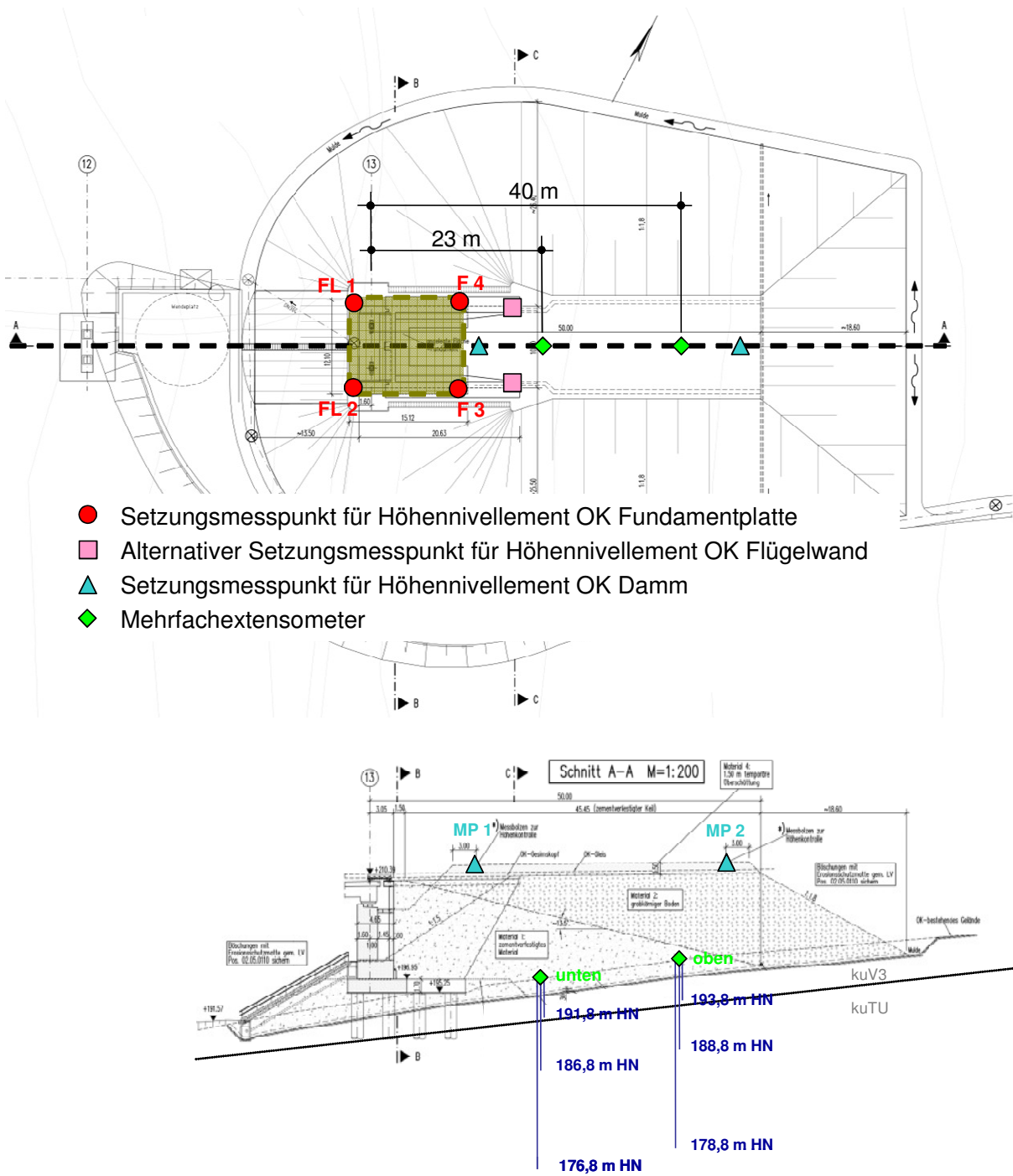


Abbildung 4: Anordnung der beiden Mehrfach-Extensometer sowie der geodätischen Messpunkte am Widerlager und auf der Dammoberfläche

In Tab. 1 sind die entsprechend des Messprogramms geplanten Messzyklen zusammengestellt. Dem Bauablauf angepasst, wurden die Messungen nach diesen Vorgaben ausgeführt. Die Folgemessungen dauern noch an. Alle Messdaten wurden ordnungsgemäß und zeitnah ausgewertet und den Projektbeteiligten digital in bearbeitbaren Formaten zur Verfügung gestellt.

Tabelle 1: Geplante Messzyklen

Messzeitpunkt	Anzahl der Messungen
Nullmessung vor Herstellung der Dammschüttung:	1 x
Messung während der Dammerstellung bei ca 1/3 der Dammhöhe:	1 x
Messung während der Dammerstellung bei ca 2/3 der Dammhöhe:	1 x
Messung während der Dammerstellung bei voller Dammhöhe:	1 x
1. Woche nach Abschluss der Dammschüttung:	3 x
2. Woche nach Abschluss der Dammschüttung:	2 x
3./4. Woche nach Abschluss der Dammschüttung:	1 x
alle 14 Tage im 2. und 3. Monat:	1 x
danach monatlich:	1 x
während längerer Liegedauer (> 6 Monate) jeder 3. Monat	1 x

3.2 Ergebnisse der Setzungsmessungen

In den Abb. 5 bis 7 sind alle Ergebnisse der bisher durchgeführten Setzungsmessungen dargestellt.

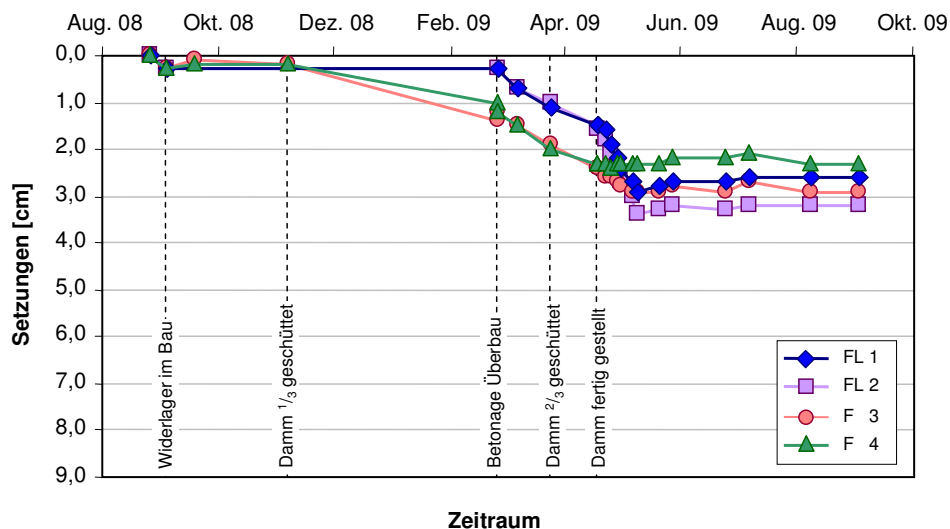


Abbildung 5: Ergebnisse der Setzungsmessungen am Widerlager

Abb. 5 zeigt den Verlauf der Widerlagersetzungen anhand der 4 Messpunkte, die an den Ecken des Widerlagerfundamentes angeordnet sind. Es ist zu erkennen, dass während der ersten Phase der Dammerstellung an den beiden zum Damm hin gelegenen Messpunkten (F 3, F 4) größere Setzungen als an den anderen beiden Messpunkten (FL 1, FL 2) eingetreten sind, d. h. dass sich das Widerlager infolge eines Mitnahmeeffektes zum Damm hin gedreht hat. Während der folgenden Bauphasen hat sich das Widerlager weitgehend gleichmäßig gesetzt und geringfügig zurück geneigt. Die eingetretenen Setzungen liegen im Bereich zwischen 2,1 cm und 3,3 cm und weisen keine weiteren Zuwächse auf.

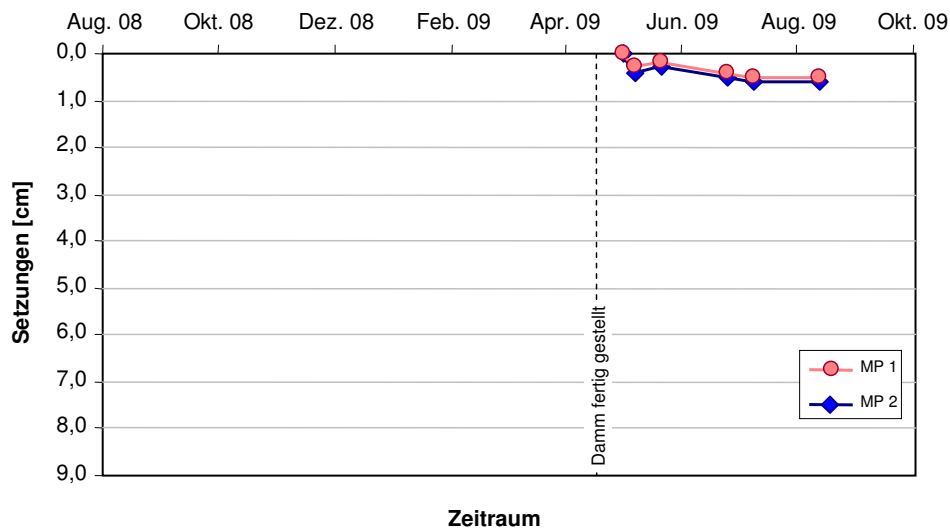


Abbildung 6: Ergebnisse der Setzungsmessungen auf der Oberfläche des fertigen Dammes

Die gemessenen Setzungen auf der Oberfläche des Dammes sind in Abb. 6 dargestellt. Da sie erst nach Fertigstellung des Dammes messbar gewesen sind, verdeutlichen sie nur das Zeitsetzungsverhalten des Dammes während seiner Liegezeit. Die Ergebnisse der Setzungspegel zeigen, dass wie erwartet nur sehr geringe und gleichmäßige Dammsetzungen von ca. 5 mm eingetreten sind und dass sie ebenfalls zur Ruhe gekommen sind.

In Abb. 7 sind die Ergebnisse der beiden Mehrfach-Extensometermessstellen grafisch aufbereitet dargestellt. Beide Ergebnisplots zeigen tendenziell gleiche Setzungsverläufe, wobei etwa 50 % der Setzungen erst nach 2/3 der Dammschüttung eingetreten sind. Der überwiegende Anteil der Setzungen ist erwartungsgemäß dem oberen Schichtpaket, in dem die setzungs-trächtigen Schichten „Hanglehm“ und „Felszersatz“ anstehen, eingetreten. Die Setzungsanteile der beiden tiefliegenden Schichtpakete betragen beim oberen Extensometer ca. 1 cm, beim unteren Extensometer ca. 1,5 cm. Die maximalen Gesamtsetzungen aller 3 Schichtpakete betragen beim oberen Extensometer ca. 8,3 cm und beim unteren Extensometer ca. 6,2 cm.

Die gemessenen Setzungsverläufe beider Messstellen sind plausibel. Die unterschiedlichen Gesamtsetzungen sind durch verschiedene Schichtmächtigkeiten der erfassten Bodenschichten erklärbar.

Die Setzungsverläufe beider Messstellen zeigen, dass die Untergrundsetzungen unter der Dammaufstandsfläche noch nicht vollständig abgeklungen sind und dass die Zeitsetzungen nach Fertigstellung des Dammes sich im oberen Schichtpaket vollziehen.

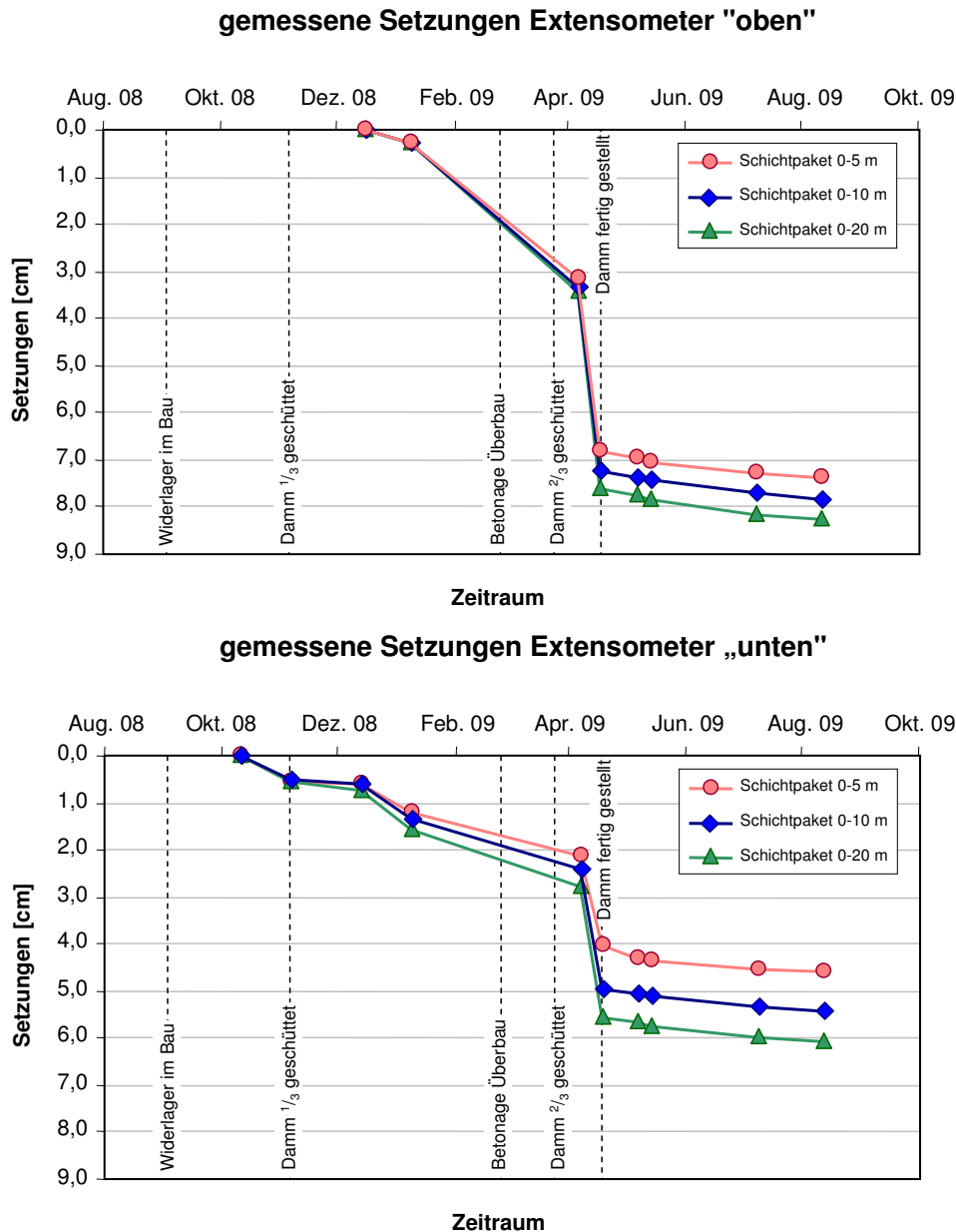


Abbildung 7: Ergebnisse der Extensometermessungen

Da die gemessenen Zeitsetzungsverläufe des Untergrundes unterhalb des Dammes noch immer eine zuwachsende Tendenz aufweisen, sind Messungen an allen Messstellen gemäß Messprogramm wie geplant weiter auszuführen.

4 Verformungsprognose

4.1 Finite-Elemente-Modell

Wegen der hohen Anforderungen an die Setzungsprognose für das Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ wurde eine dreidimensionale (3D) Finite-Elemente-Modellierung

der Widerlagergründung, des Anschlussdammes und des umgebenden Baugrundes vorgenommen. Hierfür wurde das Programmsystem Plaxis 3D Foundation, Version 2 verwendet [8]. Da mit dieser Software nur beschränkt die Generierung von 3D-Geometrien möglich ist, musste das in Abb. 8 und in Abb. 9 dargestellte 3D-Finite-Elemente-Modell wie folgt vereinfacht werden:

- Ebene Geländeoberfläche und horizontaler Verlauf der Baugrundsichten (siehe Abb. 8, Abb. 9)
- Symmetrische Geometrie des Anschlussdammes bezüglich der Bahntrassenachse (siehe Abb. 8, Abb. 9)
- Modellierung der Fundamentplatte mit 2D-Plattenelementen (siehe Abb. 8, Abb. 9)
- Modellierung des Anschlussdammes durch abgestufte, verschieden große, gleichmäßige Flächenlasten (siehe Abb. 9)
- Modellierung des Widerlagers durch vertikale Streckenlasten (siehe Abb. 9)
- Modellierung des Brückenüberbaus einschließlich Verkehrslasten durch vertikale Einzellast (siehe Abb. 9)

Bei der Erstellung des Modells wurde die Symmetrie entlang der Bahntrassenachse ausgenutzt. Somit reduzierte sich nicht nur Anzahl der finiten Elemente etwa auf die Hälfte (6690 15-knotige 3D-Kontinuumselemente), sondern es verkürzten sich vor allem die Rechenzeiten.

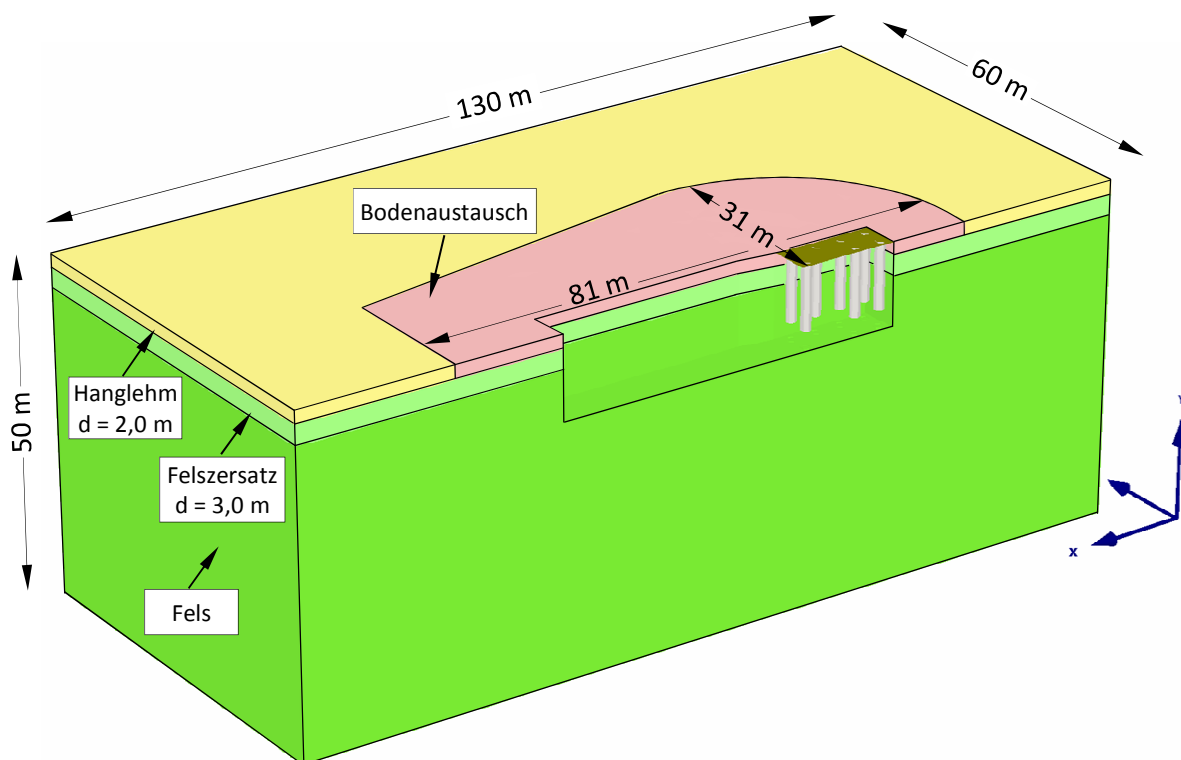


Abbildung 8: Geometrie und Schichtenaufbau des 3D-Finite-Elemente-Modells

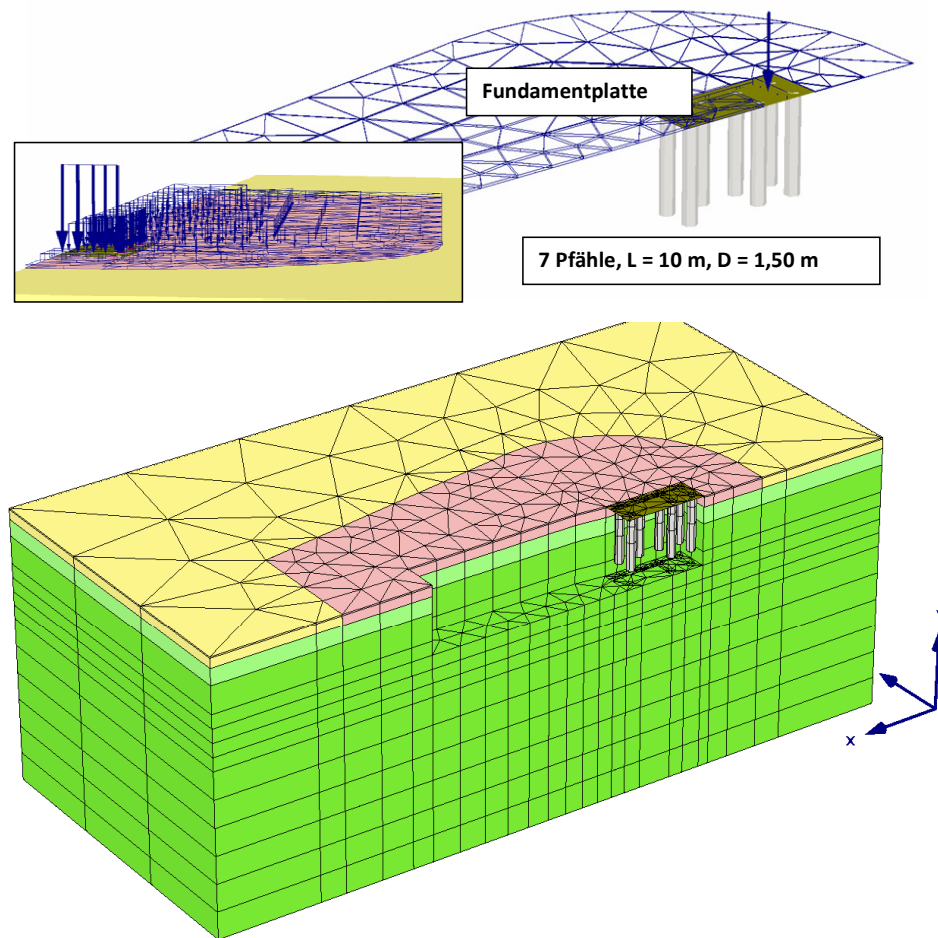


Abbildung 9: Finite-Elemente-Netz mit freigelegtem Pfahlgründungsbereich, abgestufte Flächenlasten (Damm), Streckenlast (Widerlager) und Einzellast (Überbau)

Folgende Stützungen wurden an den Rändern des 130 m langen, 60 m breiten und 50 m hohen FE-Modells angesetzt.

- Seitliche Ränder: vertikal frei beweglich, horizontal unverschieblich
- unterer Rand: vertikal und horizontal unverschieblich

Trotz der o. g. Vereinfachungen im FE-Modell konnten die maßgeblichen Bauzustände simuliert werden. In dem vorliegenden Finite-Elemente-Modell wurde folgender Entwurf für die Widerlagergründung zugrunde gelegt: 14 Bohrpfähle \varnothing 1,5 m, L = 10 m, d.h. 7 Bohrpfähle im symmetrischen FE-Modell.

Da eine möglichst realitätsnahe Beschreibung des Materialverhaltens des Baugrund die entscheidende Voraussetzung für die Qualität der Verformungsprognose war, wurde das moderne HS-Small-Stoffmodell, das im folgende Abschnitt näher beschrieben wird, verwendet.

4.2 Stoffmodelle und Materialparameter

Für die Fundamentplatte wurde linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Die verwendeten Materialparameter sind in Tab. 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Datensätze linear-elastisch

Walls, Floors		Fundamentplatte (C 35/45)
d	[m]	1,70
γ	[kN/m ³]	25,00
E	[kN/m ²]	33300000,00
v	[-]	0,20

Für den zementverfestigten Bodenaustausch und für die Bohrpfähle mit einer Festigkeitsklasse C 35/45 wurde das linear-elastische, starr-plastische MOHR-COULOMB-Modell in Verbindung mit einer zusätzlichen Zugspannungsbegrenzung verwendet (siehe Abb. 11). Bei dem einfachen MOHR-COULOMB-Modell wird prinzipiell nur zwischen linear-elastischen Verhalten und ideal-plastischen Verhalten ohne Verfestigung unterschieden. Plastisches Fließen tritt dann ein, wenn die MOHR-COULOMB'sche-Grenzbedingung erreicht ist. Abb. 10 zeigt die prinzipielle Wirkungsweise des MOHR-COULOMB-Modells bei axialsymmetrischen Hauptspannungen.

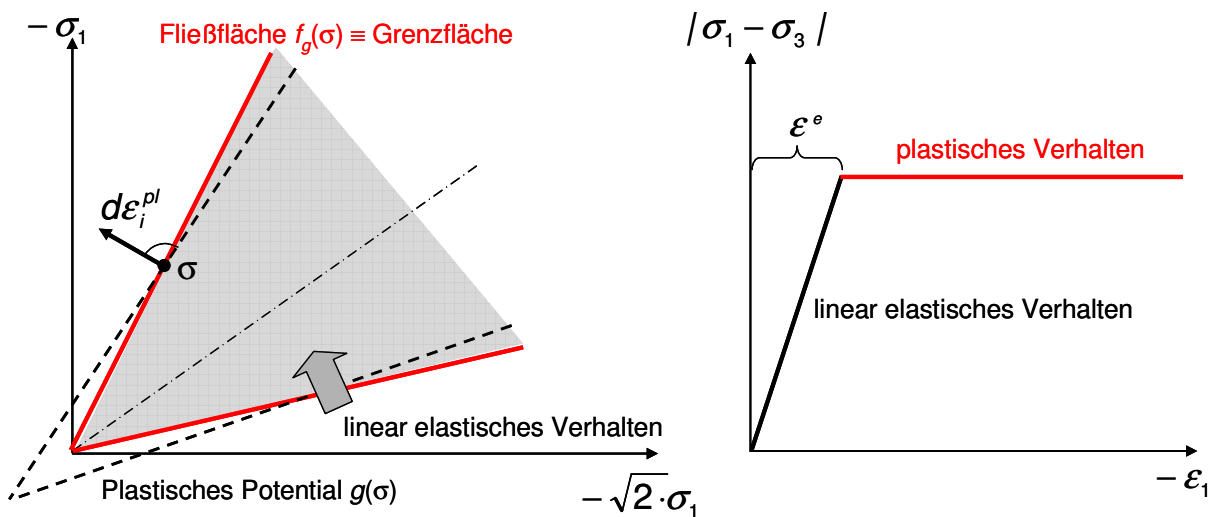


Abbildung 10: linear-elastisch, starr-plastisches Modell mit der Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB

Das in Abb. 11 dargestellte Festigkeitsmodell für betonartige Materialien erfordert intern die Parameter ϕ und c , die sich aus der Betondruckfestigkeit f_{cm} und der Betonzugfestigkeit f_{ct}

ermitteln lassen. Die Zugspannungsbegrenzung wird durch die Betonzugfestigkeit f_{ct} definiert.

In Tab. 3 sind die für den zementverfestigten Bodenaustausch und die Bohrpfähle verwendete Datensätze des MOHR-COULOMB -Modells zusammengestellt.

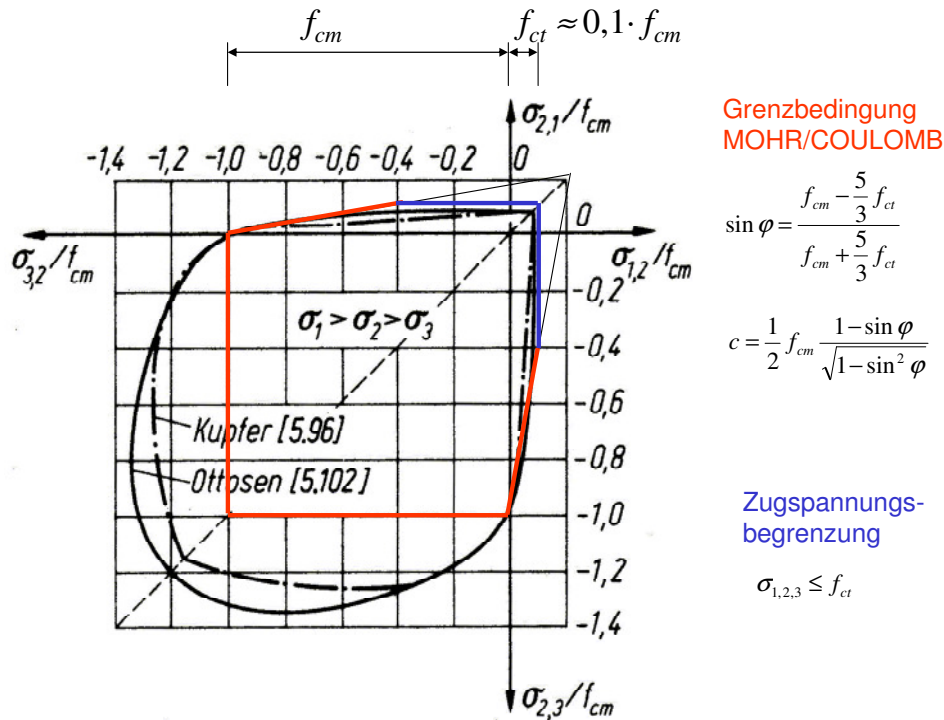


Abbildung 11: Bilineare Approximation des Festigkeitsverhaltens von Beton

Tabelle 3: Materialdatensätze des MOHR-COULOMB-Modells

<i>Mohr-Coulomb</i>		Auffüllung (Bodenaustausch, zementverfestigt)	Betonpfähle (C 35/45)
Type		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	22,00	25,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	22,00	25,00
k	[m/day]	8,64	-
E_{ref}	[kN/m ²]	43790,00	33300000,00
v	[-]	0,22	0,20
G_{ref}	[kN/m ²]	17950,00	13880000,00
E_{oed}	[kN/m ²]	50000,00	37000000,00
c_{ref}	[kN/m ²]	50,00	7500,00
φ	[°]	35,00	51,00
ψ	[°]	0,00	0,00
T_{str.}	[kN/m ²]	0,00	3200,00
R_{inter.}	[-]	1,00	1,00

Für das Materialverhalten der Schichten des Untergrundes (Hanglehm, Felsersatz, Fels) wurde das neuartige HS-Small-Modell verwendet. Das HS-Small-Modell ist eine Erweiterung des elasto-plastischen Hardening-Soil-Modell, so dass das erhöhte Steifigkeitsverhalten bei sehr kleinen Dehnungen erfasst werden kann. Zunächst wird das Hardening-Soil-Modell kurz erläutert.

Beim Hardening-Soil-Modell werden 4 Arten von Steifigkeitsverhalten unterschieden: nicht-linear elastisches Verhalten, plastisches Verhalten in volumetrischer Richtung, plastisches Verhalten in deviatorischer Richtung, plastisches Verhalten in volumetrischer und deviatorischer Richtung (siehe Abb. 12).

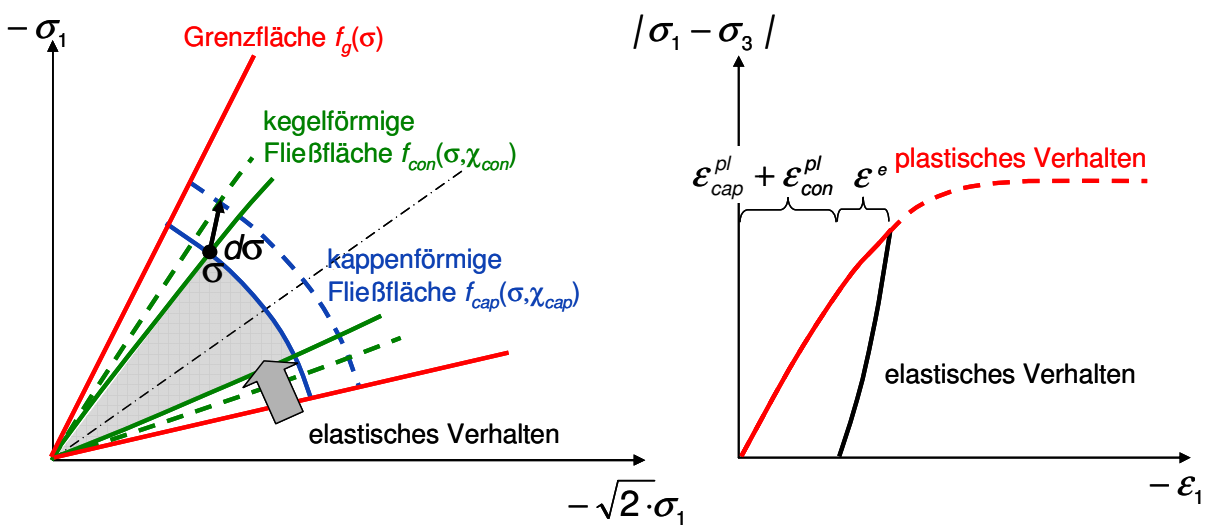


Abbildung 12: isotrope Doppelverfestigung (Hardening-Soil)

Diese Arten des Steifigkeitsverhaltens hängen davon ab, ob die kappenförmige Fließfläche, die kegelförmige Fließfläche oder beide Fließflächen in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung aktiviert werden (siehe Abb. 12). Für Belastungsrichtungen, die in den in Abb. 12 grau dargestellten Bereich führen, gilt nichtlinear elastisches Verhalten. Alle 4 Arten des Steifigkeitsverhaltens sind spannungsabhängig.

Das Hardening-Soil-Modell erfordert 8 maßgeblichen Materialparameter (3 Festigkeitsparameter, 5 Steifigkeitsparameter). Die Steifigkeitsparameter orientieren sich an dem Kompressionsgesetz von OHDE, für dessen 2 Parameter zahlreiche empirische Daten, z. B. in [9], oder Korrelationen zu Feldversuchen [2, 3] vorliegen. Zur Bestimmung der Materialparameter wurden außerdem die zur Scherkondetalbrücke vorliegenden geotechnischen Gutachten einschließlich der zugehörigen Ergebnisse von Sondierungen und Laborversuchen verwendet.

Im Bereich sehr kleiner Dehnungen, z. B. infolge dynamischer Anregungen, reagieren lockergesteinsartige Materialien sehr steif, d. h. es gilt die erhöhte „Small-Strain-Steifigkeit“. Diese Steifigkeit nimmt in einem Bereich zunehmender immer noch relativ kleiner Dehnungen

nichtlinear ab, um im Bereich überwiegend plastischer Dehnungen ihren Restwert, d.h. elasto-plastische Steifigkeit, zu erreichen (siehe Abb. 13).

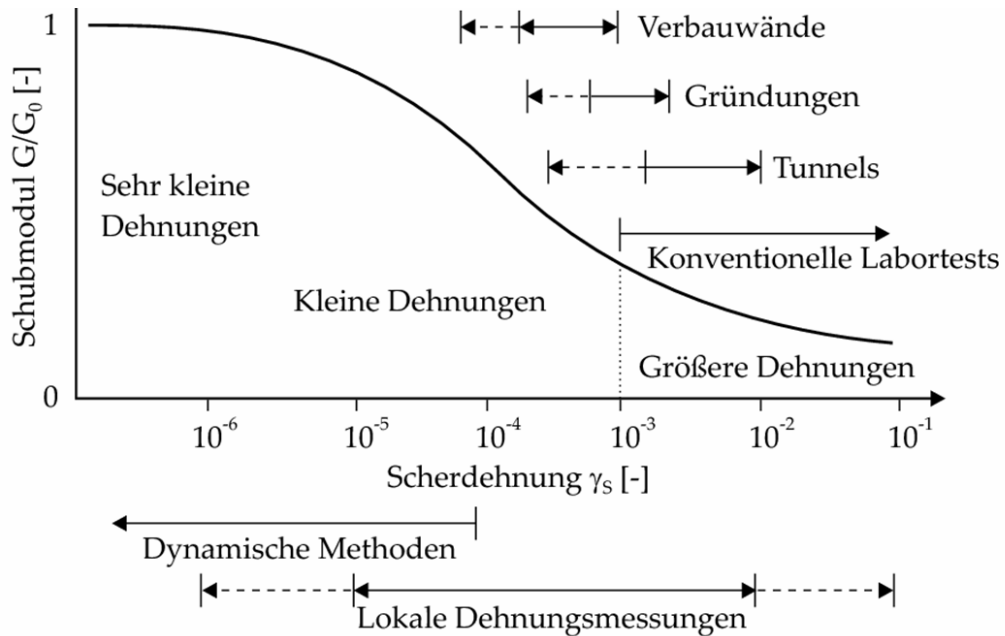


Abbildung 13: Abnahme des Schubmoduls in Abhängigkeit der Schubdehnung

Das HS-Small-Modell nach BENZ [4] berücksichtigt das Small-Strain-Verhalten im Sinne eines Überlagerungsmodells innerhalb des regulären Hardening-Soil-Modells. Mit zwei zusätzlichen Eingabeparametern, G_0^{ref} und $\gamma_{0.7}$, wird im HS-Small-Modell die in Abb. 14 dargestellte modifizierte Abnahmebeziehung nach HARDIN-DRNEVICH im Bereich der kleinen Dehnungen aktiviert.

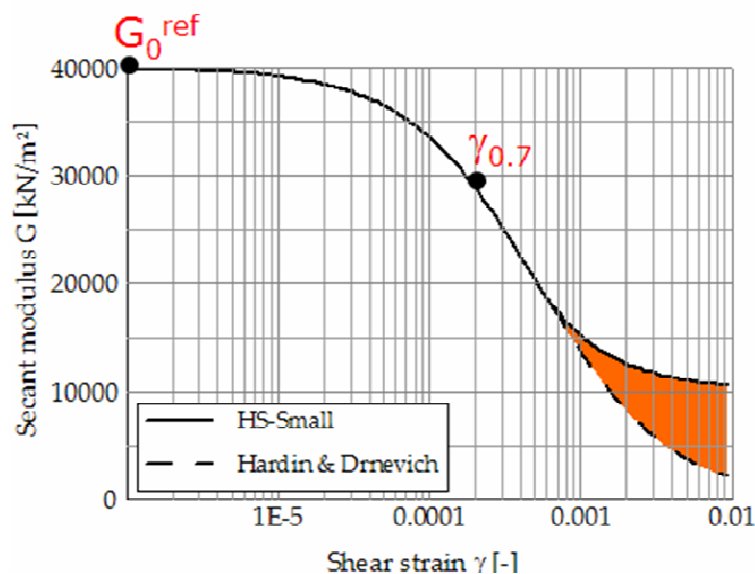


Abbildung 14: Abnahmebeziehung nach HARDIN-DRNEVICH und im HS-Small-Modell

Im vorliegenden Beitrag wird das HS-Small-Modell nicht nur für den Hanglehm und den Felsersatz, sondern auch für den weitgehend unverwitterten Fels angewendet. Zur Abschätzung der beiden o. g. Parameter zur Berücksichtigung der small-Strain-Steifigkeit liegen ebenfalls Erfahrungswerte vor. Hierzu wird auf die Ausführungen in [4, 5, 6] verwiesen.

In Tab. 4 sind die Datensätze des HS-Small-Modells für den Hanglehm, den Felsersatz und Fels zusammengestellt. Die weniger ausgeprägte Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit des Felsgesteins spiegelt sich in dem kleinen Wert des Exponenten ($m = 0,4$) des OHDE-Gesetzes wider. Die Small-Strain-Steifigkeit des Felsgesteins, deren Größe im Bereich der Steifigkeit von Betonen liegt, wurde anhand von Korrelationen aus [2] entnommen.

Tabelle 4: Datensätze des HS-Small-Modells

<i>HS Small</i>		Hanglehm (qhHL)	Felsersatz (kuV3)	Fels (kuTU)
<i>Type</i>		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	21,00	21,00	22,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	21,00	21,00	22,00
k	[m/day]	8,64e-3	8,64e-5	8,64e-5
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	7000,00	12000,00	55500,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	7000,00	12000,00	54000,00
power (m)	[-]	0,90	0,90	0,40
c_{ref}	[kN/m ²]	12,50	20,00	50,00
φ	[°]	22,50	22,50	45,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	21000,00	36000,00	166500,00
G_0	[kN/m ²]	40000,00	70000,00	2080000,00
$\gamma_{0.7}$	[-]	2e-4	2e-4	4e-5
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0,20	0,20	0,20
p^{ref}	[kN/m ²]	100,00	100,00	100,00
$T_{\text{str.}}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
R_{inter}	[-]	1,00	1,00	1,00

4.3 Berechnungsablauf

In Tab. 5 ist der Berechnungsablauf der letztendlichen 3D-Finite-Elemente-Berechnung dargestellt. Darin wurden die maßgeblichen Bauphasen – vom Bodenaustausch (Phase 1) bis zur Errichtung des Brückenüberbaus (Phase 5) – berücksichtigt.

Für die Dammschüttung (Phase 4) wurde eine Konsolidationsberechnung durchgeführt, um auch den zeitlichen Verlauf der Setzungen prognostizieren zu können. Da im Zeitraum, in dem die Finite-Elemente-Berechnungen für die Setzungsprognose durchgeführt wurden, keine

Angaben zum Zeitregime der Dammschüttung vorlagen, wurde die komplette Dammschüttung in einer Berechnungsphase generiert.

Tabelle 5: Berechnungsphasen der Konsolidationsberechnung

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0	Gravity loading	Staged construction	0	69
Bodenaustausch (bis -2,0 m Tiefe unter Modelloberkante)	1	0	Plastic analysis	Staged construction	70	91
Herstellen der Pfähle	2	1	Plastic analysis	Staged construction	92	93
<i>„Setzungen werden zu Null gesetzt“</i>						
Herstellung Widerlager (Aktivieren der Fundamentplatte und Streckenlasten)	3	2	Plastic analysis	Staged construction	94	96
Dammschüttung (Aktivierung Flächenlasten)	4	3	Consolidation*	Minimum pore pressure	97	168
Lagerpunktlast	5	4	Plastic analysis	Staged construction	169	175

* in Phase 4 werden alle Bodenschicht undrainiert gesetzt

Zur Erfassung der Setzungen infolge Herstellung des Widerlagers, der Dammschüttung und der Herstellung des Brückenüberbaus wurden die Verschiebungen der vorhergehenden Berechnungsphasen ab Beginn der Phase 3 „Herstellung des Widerlagers“ zu Null gesetzt.

4.4 Berechnungsergebnisse

An dem in Abb. 15 dargestellten verformten FE-Netz mit 50-facher Überhöhung ist deutlich zu erkennen, dass die Setzungen im Widerlager- und Dammbereich am Ende der Berechnung (Phase 5) überwiegend in der Felsersatzschicht eingetreten sind. Der darunter liegende Fels hat sich nur im unmittelbar angrenzenden oberen Bereich geringfügig gesetzt. Die Lokalisierung der Setzung um den Bereich des Widerlagers und des Dammes sowie die starke Abnahme der Setzungen mit der Tiefe sind Effekte, die sich aus der Anwendung des HS-Small-Modells mit erhöhter Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen ergeben.

In Abb. 16 sind die Setzungen der Fundamentplatte separat dargestellt. Der farbige Plot verdeutlicht, dass sich das Widerlagerfundament analog zur Messüberwachung erwartungsgemäß zum Damm hin geneigt hat. Die berechneten Setzungen liegen im Bereich zwischen 3 cm und 4 cm.

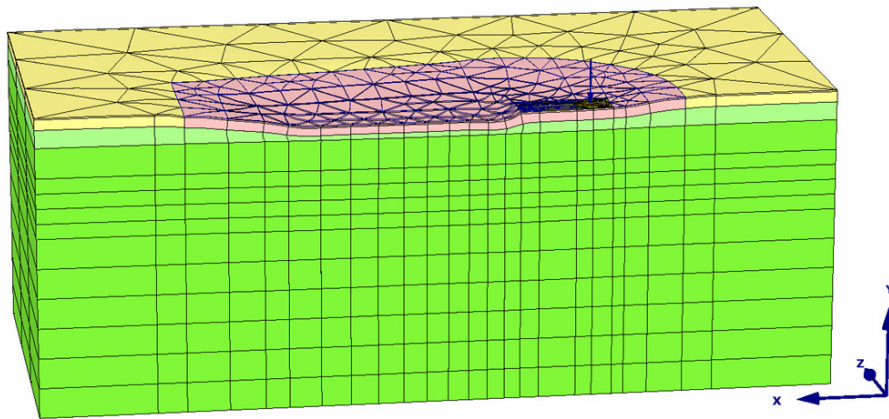


Abbildung 15: Verformtes FE-Netz, 50-fach überhöht

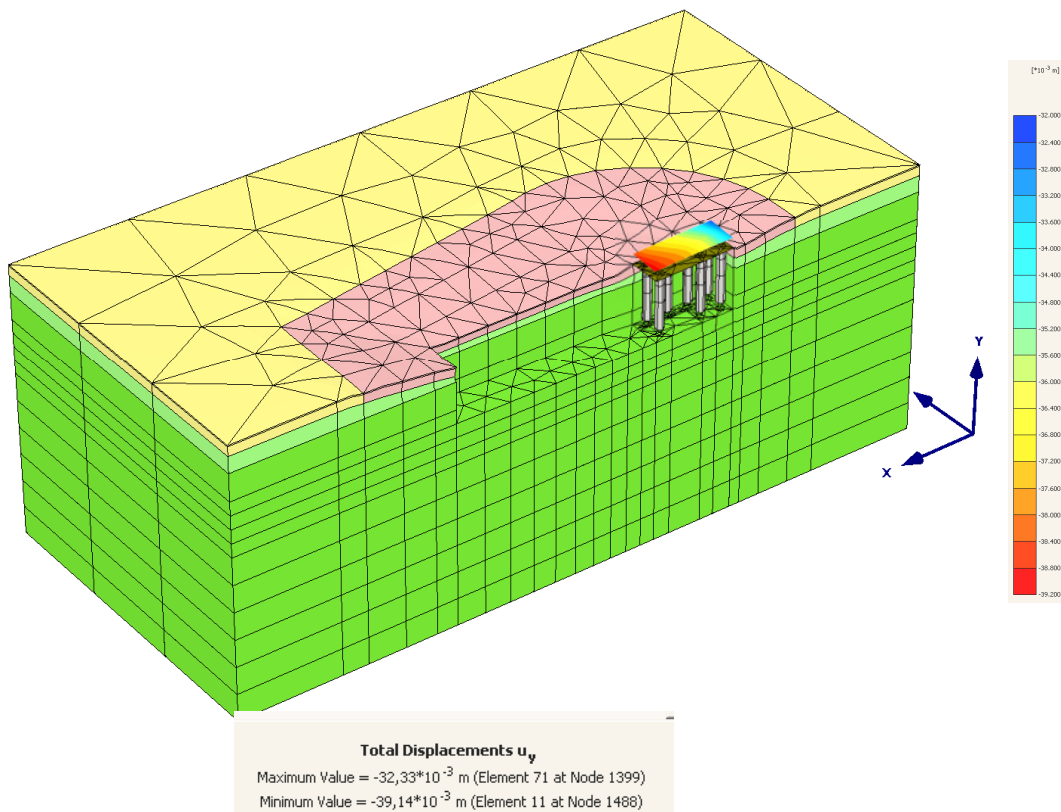


Abbildung 16: Vertikalverschiebung der Fundamentplatte

5 Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen und Messergebnissen

Um einen Vergleich mit den an 4 Stellen gemessenen Widerlagersetzungen und mit den Setzungen an den beiden Extensometer-Messstellen vornehmen zu können, wurden die rechnerischen Zeitsetzungsverläufe an entsprechenden Knoten des FE-Modells ausgewertet. In

Abb. 17 sind die ausgewerteten Punkte angegeben. In den Punkten A und B wurden die rechnerischen Setzungsverläufe des Widerlagerfundamentes ausgewertet. Unter den Punkten E und D wurden Setzungsverläufe der beiden 5 dicken Schichtpakete und des 10 m dicken Schichtpaketes analog zu den mit den Extensometern erfassten Schichtpaketen bestimmt.

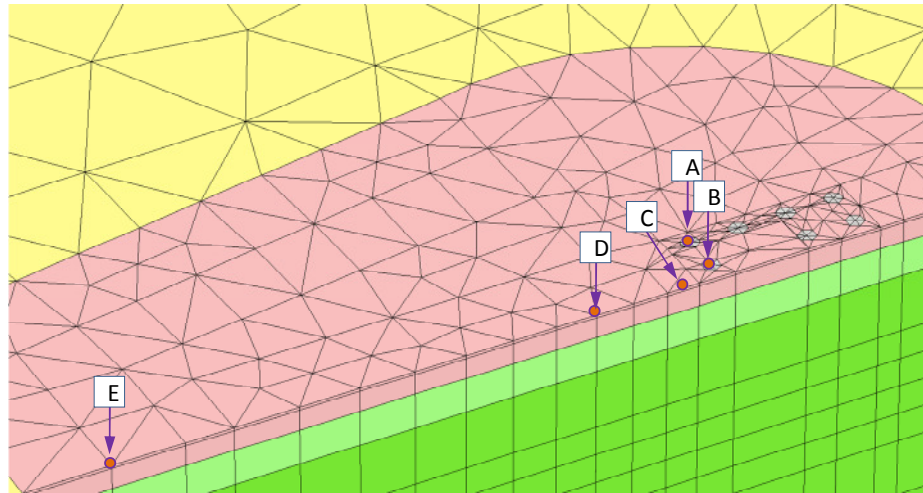


Abbildung 17: Bezeichnung der Auswertungspunkte im Finite-Elemente-Modell

Da die Lage der Extensometermesspunkte nicht in der Geometrie des Finite-Elemente-Modells berücksichtigt wurde, konnte die Auswertung nur anhand der am nächsten gelegenen Knoten vorgenommen werden. Die so ermittelten Setzungsverläufe der Schichtpakete weisen daher geringe Ungenauigkeiten auf.

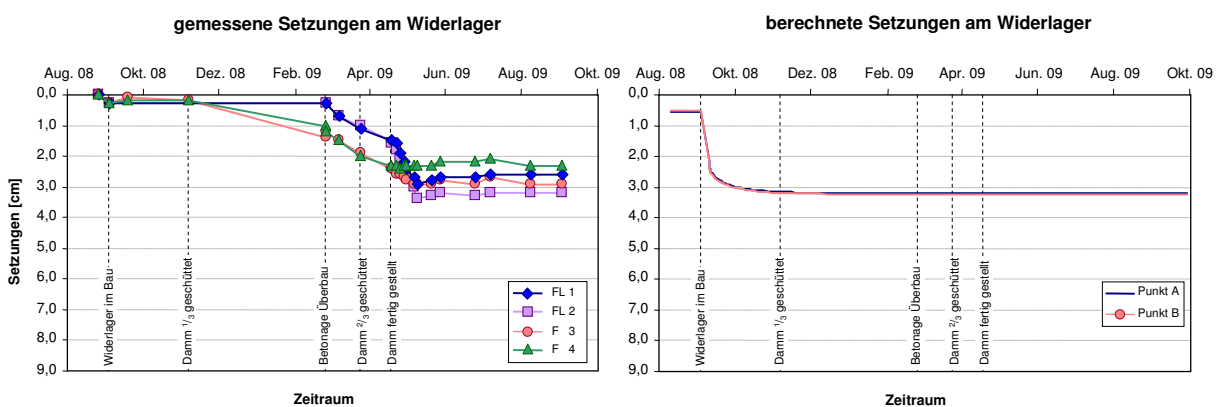


Abbildung 18: Vergleich zwischen prognostizierten und gemessenen Setzungen am Widerlager

Abb. 18 zeigt den Vergleich zwischen den prognostizierten und gemessenen Setzungen am Brückenwiderlager. Abb. 19 enthält den Vergleich zwischen den prognostizierten und gemessenen Setzungen der Schichtpakete der beiden Extensometer.

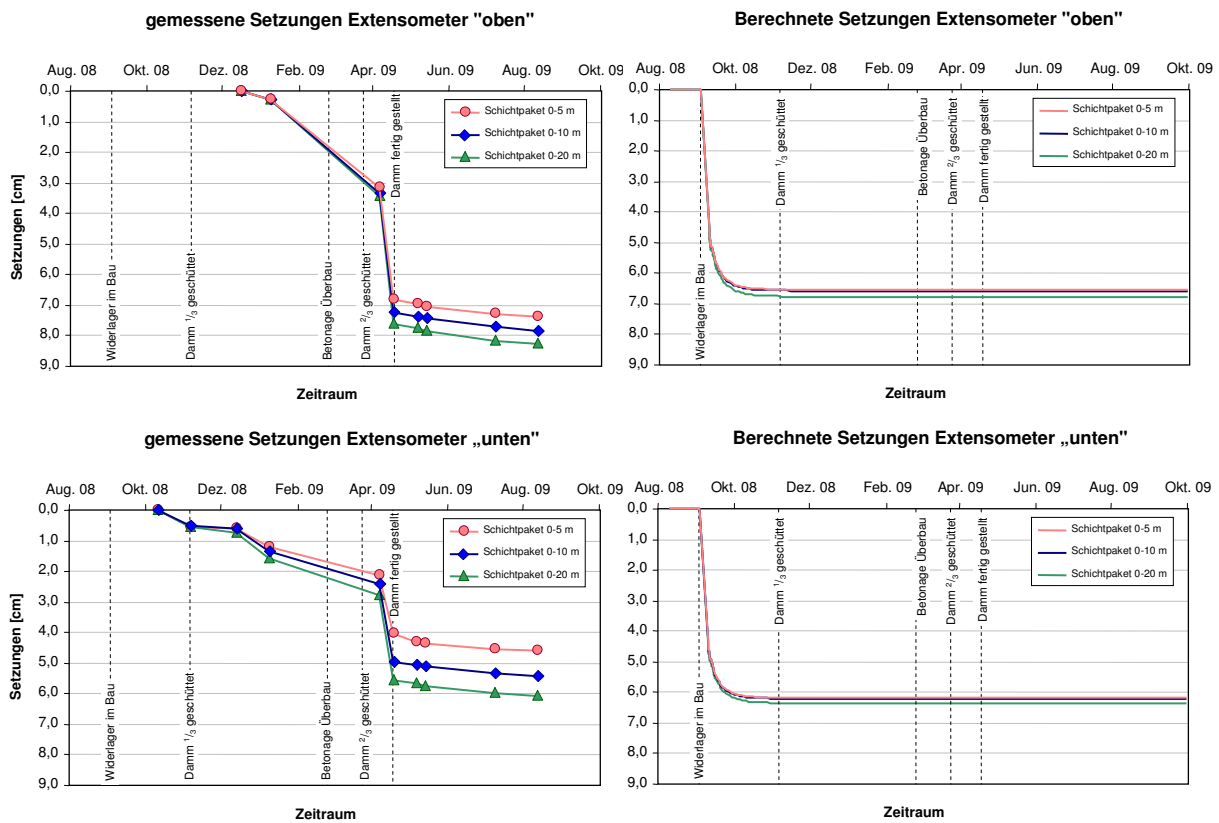


Abbildung 19: Vergleich zwischen prognostizierten und gemessenen Setzungen der Schichtpakete der beiden Extensometer

Da bei der Finite-Elemente-Berechnung die Dammschüttung in einer Phase generiert wurde, können den Messergebnissen entsprechende Zeitsetzungsverläufe nicht dargestellt werden. Die Diagramme mit den berechneten Setzungen enthalten das gleiche Zeitfenster wie die Diagramme mit den Messergebnissen. Für dieses Zeitfenster wurden plausible rechnerische Zeitsetzungsverläufe gemäß der berechneten Bauphasen eingetragen.

Wie Abb. 18 zeigt, weisen sowohl die gemessenen Widerlager-setzungen als auch die anhand der Konsolidationsberechnung erhaltenen Widerlager-setzungen keine Zuwächse mehr auf. Bei dem in Abb. 19 dargestellten Vergleich zeigt sich jedoch, dass die prognostizierten Setzungen der Schichtpakete auskonsolidiert sind aber die gemessenen Setzungen der Schichtpakete noch nicht zur Ruhe gekommen sind.

Aus dem in Abb. 19 dargestellten Vergleich ist außerdem erkennbar, dass der Setzungsanteil der beiden unteren Schichtpakete bei der Prognose noch viel kleiner als der entsprechende Setzungsanteil bei den Messergebnissen ist.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass es eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den prognostizierten und gemessenen Setzungen sowohl am Widerlager als auch unter der Dammaufstandsfläche gibt und dass sich die rechnerische Prognose anhand der 3D-Finite-Elemente-Berechnung als sehr zuverlässig und genau erwiesen hat.

6 Schlussbemerkungen

Mit der rechnerischen Verformungsprognose für das Interaktionssystem „Widerlager – Anschlussdamm“ wurden nur geringe Mitnahmesetzungen vorhergesagt, so dass bei der konventionellen Bemessung der Bohrpfahlgründung auf einen Ansatz von negativer Mantelreibung verzichtet werden konnte. Es wurde somit der in dem 3D-Finite-Elemente-Modell enthaltene Gründungsentwurf (14 Bohrpfähle \varnothing 1,5 m, L = 10 m) ausgeführt. Abb. 20 zeigt das hergestellte Brückenwiderlager und den vollständig geschütteten Anschlussdamm.



Abbildung 20: Fertiggestelltes Brückenwiderlager der Achse 13 mit Anschlussdamm,
Stand: September 2009

Entscheidend für die hohe Qualität der rechnerischen Prognose, die in der sehr guten Übereinstimmung von berechneten Setzungen und Messergebnissen zum Ausdruck kommt, war die Anwendung des HS-Small-Modells mit erhöhter Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen für das Materialverhalten der Boden- und Felsschichten.

Die Anwendung von Stoffmodellen mit erhöhter Small-Strain-Steifigkeit führt zu einer geringeren Ausbreitung der Setzungen in dem Untergrundkörper, so dass tendenziell kleinere Setzungen als bei Verwendung von Stoffmodellen ohne Small-Strain-Effekt berechnet werden. Außerdem werden bei Verwendung dieser neuartigen Stoffmodelle die berechneten Verschiebungen und Verformungen bei der Finite-Elemente-Modellierung weniger durch Wahl der Größe des Berechnungsausschnittes beeinflusst.

Literatur

- [1] DIN 1054:2005-01, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Beuth Verlag, Berlin
- [2] DIN 4094-1, Baugrund – Felduntersuchungen Teil 1: Drucksondierungen, Beuth Verlag, Berlin, 2002
- [3] DIN 4094-3, Baugrund – Felduntersuchungen Teil 3: Rammsondierungen, Beuth Verlag, Berlin, 2002
- [4] BENZ, T.: Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, Mitteilung 55, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2007
- [5] MARX, ST.; BÖSCHE, TH.; SONNABEND, ST.: Begleitendes Messprogramm zur Überprüfung der rechnerischen Last- und Systemannahmen beim Bau der Scherkondetalbrücke, 5. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“, TU Dresden, Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Heft 18, S. 45 – 56
- [6] MEY, A.: Berechnung tiefer Baugruben mit einer Erweiterung des Hardening-Soil-Modells für den Bereich kleiner Dehnungen, Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, 2006
- [7] MEY, A.; VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: Die Bedeutung der Stoffmodelle für dynamische Berechnungen zur Standsicherheit von Staudämmen mit der Finite-Elemente-Methode, Kolloquium „Bodenmechanik, Grundbau und bergbauliche Geotechnik“ anlässlich 75. Geburtstag Prof. Förster, TU Bergakademie Freiberg, Veröffentlichung des Institutes für Geotechnik 2008, S. 111 – 133
- [8] PLAXIS 3D Foundation Version 2, Manual, edited by BRINKGREVE, R.B.J & SWOLFS, M.W., Plaxis bv, 2007
- [9] VON SOOS, P.; ENGEL, J.: Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor, Kap. 1.3, Grundbautaschenbuch Teil 1, 7. Aufl., Hrsg. WITT, K.J, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2008, S. 123 – 218

Erfahrungen bei der Berechnung und Messung von Verbauwandverformungen tiefer Trogrubengruben

Th. Brand, Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Berlin

Kurzfassung *Mit der 4. Auflage der EAB im Jahr 2006 wurden in der Empfehlung EB 102 drei Verfahren zur Bestimmung des Bettungsmoduls vorgeschlagen. Im Praxistest zeigten sich jedoch erhebliche Unterschiede in den Ergebnissen der einzelnen Verfahren. Entgegen der Erwartung wurde nicht mit dem „zuverlässigen“ Mobilisierungsverfahren sondern mit dem sog. Es-Verfahren die beste Übereinstimmung zu Mess- und FE-Ergebnissen gewonnen. Bei tiefen und insbesondere mehrfach gestützten Baugrubenwänden muss hierzu die effektive bettungswirksame Einbindelänge begrenzt werden. Mit der Begrenzung auf die statisch erforderliche Einbindelänge wurde ein pragmatischer Ansatz gefunden, um mit dem Es-Verfahren eine wirklichkeitsnahe Verformungsprognose und eine ausreichende Übereinstimmung mit der FE-Berechnung zu erhalten. Bei den Vergleichsrechnungen wurden aber auch die Grenzen des Bettungsmodulverfahren aufgezeigt.*

1 Einleitung

Zur Berechnung von Baugrubenwänden sowie zur Ermittlung der Verbauwandverformungen hat sich das Bettungsmodulverfahren als praxisnahes Verfahren bewährt. Der Bettungsmodul wurde dabei in der Vergangenheit vom Tragwerksplaner nach Erfahrungswerten oder von Baugrundgutachter vorgegeben. Eine allgemeingültige Regel zur Bestimmung des Bettungsmodul gab es nicht. Konkrete Angaben wurden mit der 4. Auflage der Empfehlung des Arbeitskreis Baugruben der DGGT (EAB) im Jahr 2006 [1] gemacht. In der Empfehlung EB 102 werden nun drei Verfahren zur Bestimmung des Bettungsmoduls vorgeschlagen.

Durch die Zentrale Technik der Ed. Züblin AG, Berlin wurden die in der EB 102 empfohlenen Berechnungsverfahren anhand zahlreicher ausgeführter Baugrubenkonstruktionen überprüft und die Berechnungsergebnisse mit Mess- und FE-Ergebnissen verglichen. Hierbei zeigte es sich, dass mit dem in der EB 102 favorisierten Mobilisierungsverfahren bei Berücksichtigung einer wirklichkeitsnahen Erddruckbelastung und Verwendung von charakteristischen Bodenkennwerten bei keiner Baugrube eine auch nur annähernde Übereinstimmung zu den Messergebnissen festgestellt werden konnte.

Im folgenden Beitrag sollen die Erfahrungen dieses Praxistests anhand zweier konkret ausgeführter Baugruben vorgestellt und Hinweise zur Anwendung des Bettungsmodulverfahren aus der Sicht des Tragwerkplaners gegeben werden.

2 Erläuterung des Bettungsmodulverfahrens nach EB 102

2.1 Allgemeines

Zum besseren Verständnis der Vergleichsrechnungen wird nachfolgend das Bettungsmodulverfahren gemäß EB 102 erläutert. Entsprechend Absatz 1. der Empfehlung kann das Bettungsmodulverfahren zum Nachweis der Einbindetiefe, bei der Ermittlung der Schnittgrößen und teilweise auch beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit angewendet werden. (EB 102.1). Diese letzte Einschränkung weist bereits darauf hin, dass für eine zuverlässige Verformungsprognose die FEM verwendet werden soll. Um in der täglichen Praxis mit vertretbarem Aufwand die Verbauwandverformungen abzuschätzen und die Bemessung der Verbaukonstruktion durchzuführen ist das Bettungsmodulverfahren jedoch unverzichtbar.

Bei der Anwendung des Bettungsmodulverfahrens gemäß EB 102 wird angenommen, dass nach dem Aushub der ursprüngliche, von der Geländeoberkante aus wirkende, Erdruchdruck unterhalb der Baugrubensohle erhalten bleibt. Dieser Vorbelastungs-Erdruchdruck wird E_V genannt und durch den maximalen Erdwiderstand begrenzt. Die über E_V hinausgehende Bodenreaktion darf nach EB 102.3 als Bettungsspannung angesetzt werden. Die ansetzbare Bettungsspannung wird durch die maximale Erdwiderstandsspannung abzüglich der Vorbelastungsspannungen begrenzt. Der ermittelte Bettungsmodul k_{sh} wirkt über die von der Bettung erfasste Einbindelänge t_B gemäß Lastbild EB102-1 (siehe Abb. 1).

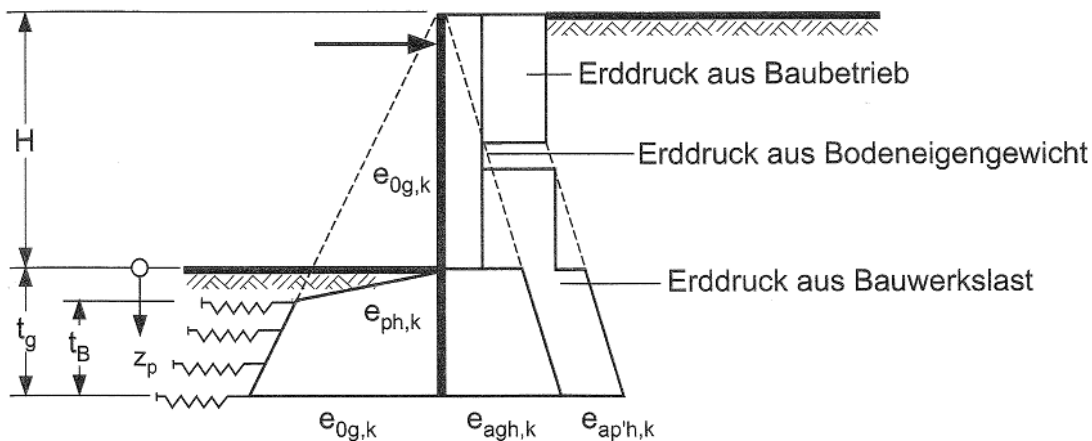


Abb. 1: Lastbild (EB 102-1) für elastische Bettung bei nichtbindigen Boden aus [1]

Zur Bestimmung des Bettungsmodul k_{sh} werden drei Verfahren vorgeschlagen:

- „Mobilisierungsverfahren“ nach EB 102.4
- „Es-Verfahren“ nach EB 102.5
- „Tabellenverfahren“ nach EB 102.6

2.2 Mobilisierungsverfahren

Nach EB 102.4 erhält man den „zuverlässigsten“ Wert für den Bettungsmodul k_{sh} auf Grundlage einer Widerstand-Verschiebungs-Beziehung beschrieben durch eine Mobilisierungskurve des Erdwiderstands.

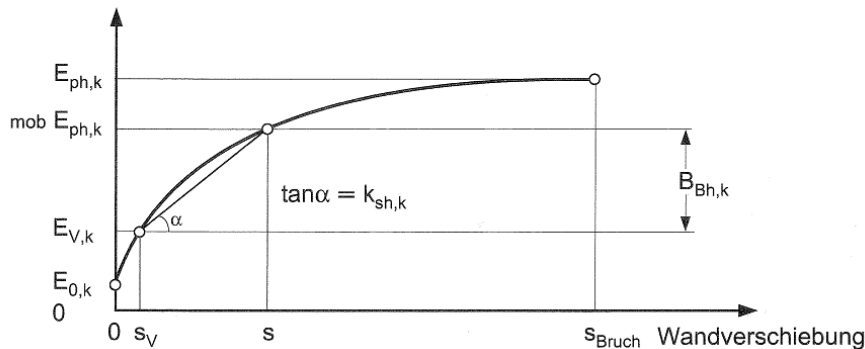


Abb. 2. Ermittlung des Bettungsmoduls entsprechend Bild EB 102-2 in [1]

Der Bettungsmodul k_{sh} ermittelt sich hierbei aus dem Ansatz:

$$k_{sh} = \frac{B_{Bh}}{(s - s_v) \cdot t_B} \quad (1)$$

mit: B_{Bh} = resultierende Bettungsreaktionskraft = $mob E_{ph} - E_v$

s = zu $mob E_{ph}$ gehörige Verschiebung $mob s$

s_v = zu E_v gehörige Verschiebung

t_B = die von der Bettung erfasste Einbindelänge gemäß Bild EB 102-1

2.3 Es-Verfahren

Entsprechend EB 102.5. kann k_{sh} „näherungsweise“ aus dem horizontalen Steifemodul E_{sh} abgeleitet werden. Für im Einbindebereich durchlaufende Wände gilt der Ansatz:

$$k_{sh} = \frac{E_{sh}}{t_B} \quad (2)$$

mit: E_{sh} = horizontaler Steifemodul = $0,5 \dots 1,0 \cdot E_{sv}$

E_{sv} = vertikaler Steifemodul gemäß Angabe im Baugrundgutachten o.ä.

t_B = die von der Bettung erfasste Einbindelänge gem. Bild EB 102-1

2.4 Tabellenverfahren

„Anhaltswerte“ für den Bettungsmodul k_{sh} für durchlaufende Wände können entsprechend EB 102.6. in Abhängigkeit vom Mobilisierungsgrad der im Anhang A5 der EAB [1] aufgeführten Tabelle 5.1 entnommen werden (siehe Tabelle 1). Die angegebenen Werte gelten für feuchte Böden. Für Böden unter Auftrieb sind sie zu halbieren.

Mobilisierungsgrad	Lagerungsdichte		
	locker	mitteldicht	dicht
mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 25 \%$	15,0 MN/m ³	30,0 MN/m ³	60,0 MN/m ³
mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 37,5 \%$	3,0 MN/m ³	6,0 MN/m ³	12,0 MN/m ³
mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 50 \%$	1,2 MN/m ³	2,5 MN/m ³	5,0 MN/m ³
mob $E_{ph,k} : E_{ph,k} = 75 \%$	0,5 MN/m ³	1,0 MN/m ³	2,0 MN/m ³

Tabelle 1: Bettungsmodul bei nichtbindigen Boden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte entsprechend Tabelle 5.1 in [1]

3 Hinweise zu den Vergleichsberechnungen

3.1 Vergleichsrechnung mit dem Bettungsmodulverfahren

Die Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren erfolgt mit dem Programm DC Baugrube der DC-Software GmbH. In der verwendeten Programmversion ist das Berechnungsverfahren nach EB 102 mit Berücksichtigung der Vorbelastung E_v bereits implementiert. Sämtliche Berechnungen werden entsprechend Bild EB 102-1 und EB 70 mit einer Erddruckumlagerung bis zur Baugrubensohle und vorgelagertem Erdwiderstand durchgeführt. Die Berechnungen werden im Sinne einer Gebrauchstauglichkeitsberechnung ausschließlich mit charakteristischen Belastungen und Widerständen durchgeführt.

Bei der Anwendung des Mobilisierungsverfahrens ist dem Anwender die Wahl der Mobilisierungskurve freigestellt. Es gibt hierzu verschiedene Ansätze, zum Beispiel Hettler/Maier [2], Bartl [4] und Vogt [5]. Für die Vergleichsrechnungen wird die in der DIN 4085 angegebene Gleichung (3) nach Bartl unter Ansatz der Grenzverschiebungen nach Hettler/Maier verwendet.

$$mob E_{ph} = (E_{ph} - E_0) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{mob s}{s_B} \right)^b \right]^{0,7} + E_0 \quad (3)$$

mit: mob E_{ph} = mobilisierter Erdwiderstand in Abhängigkeit der Fußverschiebung

E_{ph} = Grenz – Erdwiderstandskraft im Bruchzustand

E_0 = Erdrückdruckkraft unterhalb der Baugrubensohle

mob s = zu mob E_{ph} gehörige Verschiebung

s_B = zu E_{ph} gehörige Verschiebung im Bruchzustand

b = Exponent, der von der Art der Wandbewegung im Erdreich abhängig ist

Da die genannten Mobilisierungsfunktionen noch in keinem auf dem Markt verfügbaren Baugrubenprogramm implementiert sind, muss der Bettungsmodul beim Tabellen- und Mobilisierungsverfahren iterativ bestimmt werden. D.h. es wird zunächst ein Bettungsmodul abgeschätzt und dann für jeden Bauzustand die sich ergebenden resultierende Bettungsreaktionskraft B_{Bh} und die zugehörige Wandfußverschiebung $mob\ s$ ermittelt. Anschließend muss mittels Gleichung (1) und (3) der Bettungsmodul überprüft werden und sofern keine ausreichende Übereinstimmung erzielt wurde eine neue Iteration vorgenommen werden. Diese Prozedur ist somit sehr aufwendig.

Dagegen ist das Es-Verfahren sehr einfach anzuwenden und empfiehlt sich nicht zuletzt dadurch für die tägliche Bemessungspraxis.

3.2 Vergleichsrechnung mit der FEM

Die FE – Berechnungen wurde entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ [5] und der Empfehlung des Arbeitskreises Baugruben (EB 103) [1] modelliert. Für die Beschreibung des Bodenverhaltens wurde das Hardening – Soil - Stoffgesetz verwendet.

Die Materialparameter für das HS-Modell wurden wie folgt bestimmt:

Die Bodenwichten und Festigkeitsparameter (Reibungswinkel, Kohäsion) wurden dem Bodengutachten entnommen. Die Größen der Materialparameter sind mit Parametern einschlägiger Literaturquellen vergleichbar (siehe Tabelle 2). Die Steifemoduli des Bodens wurden auf Basis der in der Literatur beschriebenen Korrelationen abhängig zu den Bodenkenngrößen bestimmt. Sie entsprechen den vergleichbaren Böden aus der Literatur [6].

Die Schlitzwand wurde linear-elastisch mit entsprechender Steifigkeit und Wichte modelliert. Die Aussteifungslagen wurden ebenfalls linear-elastisch ausgebildet. Zur Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion wurden Kontaktelemente eingefügt. Hierbei wurde ein Wandreibungswinkel von $\delta = \frac{1}{2} \varphi'$ und im Bereich der organischen Bodenschichten von $\delta \approx 0^\circ$ angesetzt.

Zur wirklichkeitsnahen Modellierung des Belastungsverlaufes des Bodens wurden die charakteristischen Bauphasen incl. Grundwasserständen als einzelne Aushubschritte berechnet. Des weiteren wurden die Aussteifungslagen jeweils unmittelbar nach Einbau mit einer Vorspannkraft von ca. 500kN „kraftschlüssig“ angeschlossen.

Als Berechnungsausschnitt wurde ein ausreichend großer Ausschnitt gewählt. Die Berechnungsergebnisse sind durch die Modellränder nicht beeinflusst. Auf der Baugrubenseite wird der Ausschnitt durch die Symmetrieachse der Baugrube begrenzt.

4 Fallbeispiele

4.1 Kurzbeschreibung des Bauvorhaben

Die folgenden Vergleichsrechnungen wurden an zwei Baugrubenabschnitten des Los 3 der U4 Hafencity Hamburg durchgeführt (siehe Abb. 3). Das Los 3 beinhaltet u.a. die Herstellung des Tunnels Magdeburger Hafen und des Tunnels Versmannstraße sowie die Haltestelle Losepark in offener Bauweise einschließlich der erforderlichen Trogbaugruben.

Die Ausführung dieser Leistungen und das benachbarte Tunnelbaulos 2 sowie den Anschluss an den Jungfernstieg Los 1 wurden im Auftrag der Hochbahn AG durch die ARGE Züblin, Hochtief, Prien und Hagemann durchgeführt. Die Ausführungsplanung für das Los 3 wurde von der Zentrale Technik der Ed. Züblin AG erstellt. Darüber hinaus war die Zentrale Technik verantwortlich für die ZTV-Ing. Koordination und Messtechnische Betreuung.

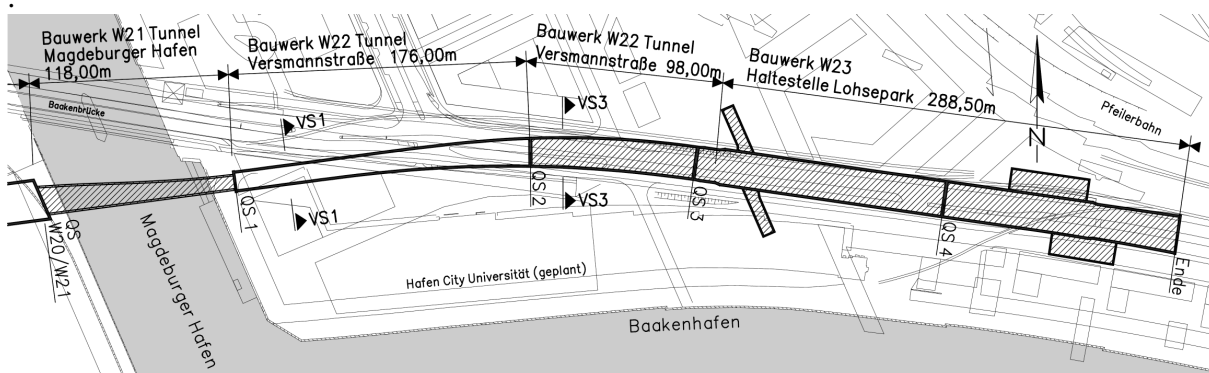


Abb.3: Grundriss und Abschnitteinteilung U4 Hafencity Los 3

4.2 Fallbeispiel 1 U4 Hafencity Hamburg Los 3, Schnitt VS3

Bei dem Fallbeispiel 1 U4 Hafencity Hamburg Los 3, Schnitt VS3 (siehe Abb. 4) handelt es sich um eine ca. 17,5m breite Trogbaugrube mit einer Unterwasserbetonsohle. Die Baugrubenwände wurden mit einer rund 25 m tiefen und 1,20m dicken Stahlbetonschlitzwand hergestellt. Die Baugrubensohle befindet sich 18,15m unter der Geländeoberkante. Die Stützung der Schlitzwand erfolgte durch Stahlbetongurte und -steifen. Diese wurden oberhalb des Grundwasserspiegels angeordnet. Zur Gewährleistung des Hochwasserschutzes wurde ein Steckträger mit einer wasserdichten Ausfachung vorgesehen. Die Rückverankerung der Unterwasserbetonsohle erfolgte mit bis zu 28 m langen Kleinverpresspfählen.

Die Baugrubenverformungen wurde mittels Inklinometer gemessen. Die Abbildung 4 zeigt die Messergebnisse in den maßgebenden Bauphasen. Durch den Aushub bis Herstellung der Gurt- bzw. Steifenlage ergaben sich aufgrund der steifen Schlitzwand keine wesentlichen Verformungen. Während des Unterwasseraushubs (1) wurde eine maximale Verformung von 18 mm gemessen. Während der Herstellung der Kleinverpresspfähle (2) vergrößerten sich die Verformungen um 14mm auf insgesamt 32 mm. Nach Herstellung der Unterwasserbetonsohle und dem Lenzen (3) wurde eine maximale Verbauwandverformung von 38mm festgestellt.

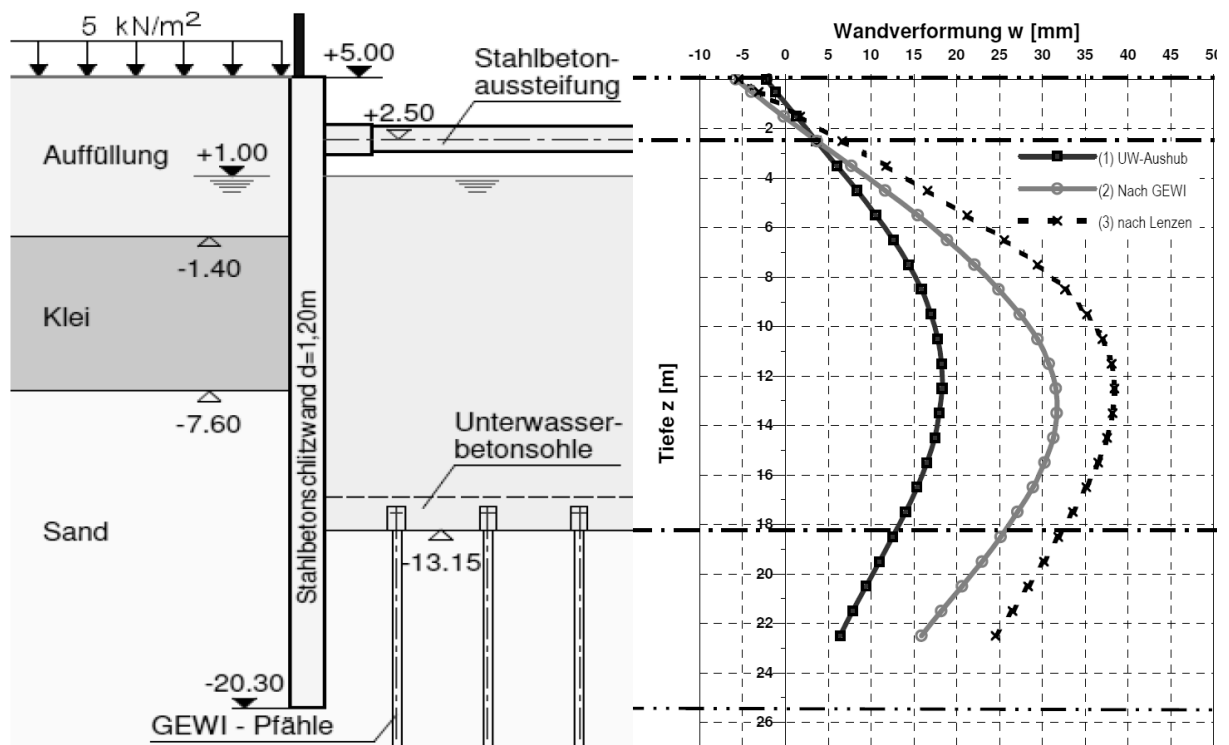


Abb. 4: Baugrubenschnitt VS3 und gemessene Verbauwandverformungen

Bei allen Vergleichsberechnungen mit dem Bettungsmodulverfahren nach EB 102 und der FEM wurde nur der Bauzustand nach dem Unterwasseraushub (1) betrachtet. Damit wirkt in diesem Bauzustand nur die Erddruckbelastung. Herstellbedingte Verformungen sind in diesem Bauzustand vernachlässigbar.

Gemäß Vorgaben des Baugrundgutachtens wurde bei der Vergleichsrechnung, wie in der Ausführungsstatik, ein erhöht aktiver Erddruckansatz von $0,5 E_o + 0,5 E_a$ angesetzt. Aufgrund der kopfnahen Aussteifung wurde eine rechteckige Erddruckverteilung entsprechend EB 70 angenommen. Bei den Vergleichsberechnungen wurden die Kennwerte, wie in der Tabelle 2 angegeben, verwendet.

Bodenschicht	γ	γ'	φ	ψ	c	E_{oed}^{ref}	E_{50}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	K_0
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[-]
Auffüllung	18	10	30,0	0,0	0	15	15	60	0,5	0,50
Klei	13	3	15,0	0,0	7,5	1,2	1,2	3,0	1,0	0,74
Sand, mitteldicht	18	10	35,0	5,0	0	35	35	140	0,50	0,43
Sand, dicht gelagert	21	11	37,5	0	0	50	50	200	0,5	0,39
Geschiebemergel	22	12	30	0	15	20	20	80	0,75	0,50

Tabelle 2: Bodenkennwerte und Materialparameter für HS-Stoffgesetz

Für die Ausführungsplanung war in der Regel der Hochwasserlastfall mit einem Wasserstand bis zu +7,5mNN bemessungsmaßgebend. Für die Vergleichsberechnungen wurde jedoch ein mittlerer Wasserstand von +1,0 mNN entsprechend der gemessenen Pegelstände angesetzt, um hierdurch ein direkten Vergleich mit den Messergebnissen zu ermöglichen.

Als Verkehrslast wurde ebenfalls zu besseren Vergleichsmöglichkeit eine unendlich ausgehende Flächenlast von 5 kN/m² anstelle der in Ausführungsstatik verwendeten Verkehrslasten von 40 / 10 kN/m² angesetzt.

In der Abbildung 5 sind die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen dargestellt. Mit dem Es-Verfahren (1) wurde eine maximale Verformung von 18 mm ermittelt. Dies ergab eine exakte Übereinstimmung mit der gemessenen Maximalverformung. Die Ergebnisse der FE-Berechnung (4) zeigen eine Maximalverformung von 21 mm. Mit dem Tabellenverfahren (2) wurde eine Maximalverformung von 22mm und mit dem Mobilisierungsverfahren (3) eine unrealistisch große Maximalverformung von 37mm ermittelt.

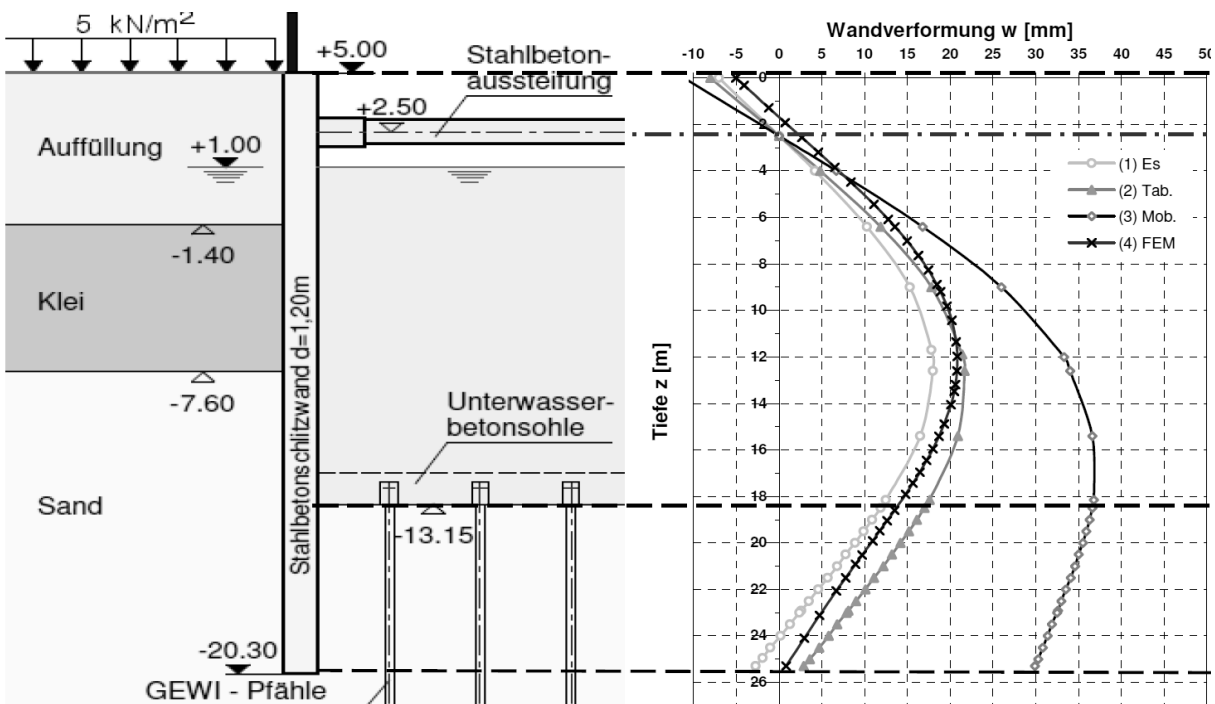


Abb. 5: Vergleich berechnete Verformungen gemäß EB 102 und FEM im Schnitt VS3

Es wird darauf hingewiesen, dass bei den Berechnungen gemäß EB 102 eine Rechteckverteilung zugrunde gelegt wurde. Die Ergebnis der FE zeigen jedoch, dass sich im Bereich der Kleischicht keine wesentliche Erddruckumlagerung einstellt, sondern eine klassische Erddruckverteilung zutreffender ist (siehe Fallbeispiel 2).

Hervorzuheben ist noch, dass die Verbauwandverformungen durch die Herstellung der Kleinverpresspfähle nahezu die gleiche Größe erreichen, wie durch die Erddruckbelastung.

4.3 Fallbeispiel 2 U4 Hafencity Hamburg Los 3, Schnitt VS1

Bei dem Fallbeispiel U4 Hafencity Hamburg Los 3, Schnitt VS1 (siehe Abb. 6) handelt es sich um eine nur knapp 10m breite Trograugrube, mit rund 45 tiefen und 1,20m dicken Stahlbetonschlitzwänden, welche in den dichten Geschiebemergel einbinden. Die Baugrubensohle befindet sich 21m unter der Geländeoberkante. Die Schlitzwand wurde 3-fach aussteift. Die erste und zweite Steifen- und Gurtlage wurde aus Stahlbeton hergestellt. Die Aussteifung in der dritte Lage erfolgte durch Stahlrohre. Ferner wurde wie beim Abschnitt VS3 ein Hochwasserschutz vorgesehen.

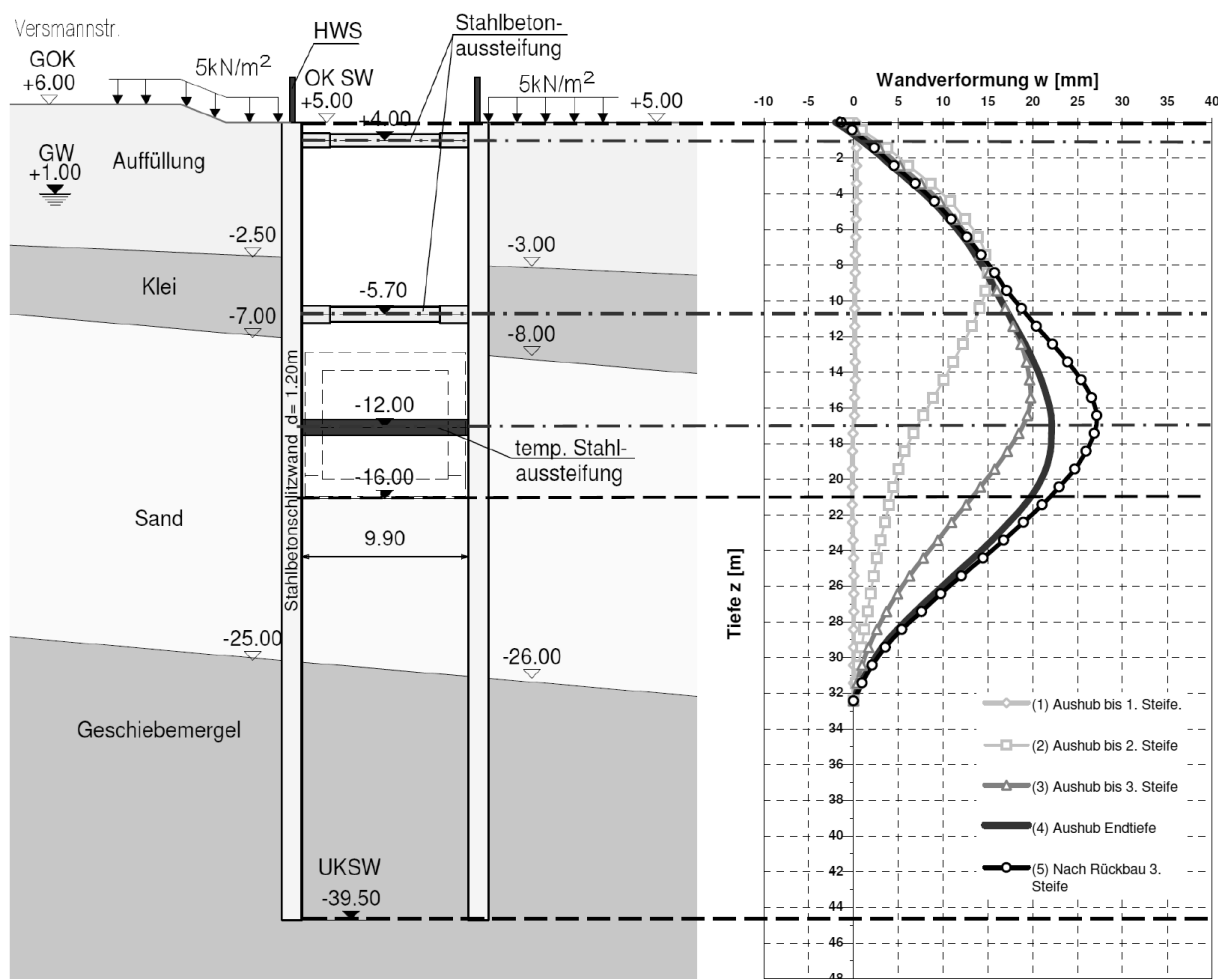


Abb. 6: Baugrubenschnitt VS1 und gemessene Verbauwandverformungen

Bei den Vergleichsberechnungen für dieses Fallbeispiel wurden alle maßgebenden Bauzustände betrachtet. Hierbei wurde wie beim Fallbeispiel 1 ein erhöht aktiver Erddruckansatz von $0,5 E_o + 0,5 E_a$ angesetzt. Bodenkennwerte und Materialparameter sowie Wasserstand und Verkehrslasten wurden ebenso wie bei dem Fallbeispiel 1 verwendet.

Da die Verformungen und insbesondere die Schnittgrößen bei einer mehrfachen Aussteifung erheblich von der Höhe des Erddrucks und dessen Verteilung abhängen, wurde der Erddruck mit der FE-Berechnung bestimmt. In Abbildung 7 ist der Erdrhedruck (1) und der Erddruck im Endaushubzustand (2) dargestellt. Im Vergleich dazu ist klassische Erddruckverteilung (3) entsprechend der Berechnung mit dem Baugrubenprogramm dargestellt. Es zeigt sich, dass bei diesem Fallbeispiel die klassische Erddruckverteilung gegenüber einer, bei diesen Stützungsverhältnissen üblicherweise gewählten, Rechteckverteilung realistischer ist. Deutlich wird außerdem, dass der Erdrhedruck im Bereich der Kleischicht nahezu erhalten blieb.

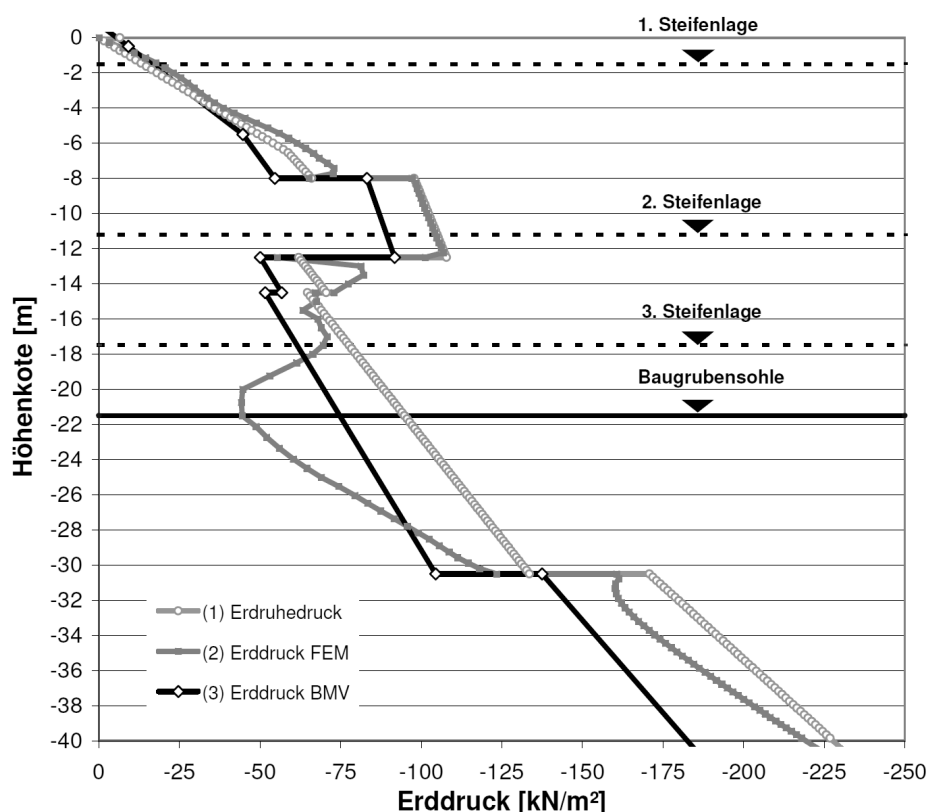


Abb. 7: Erdrhedruck und Erddruckverteilung im Endaushubzustand Schnitt VS1

Bei den Vergleichsrechnungen mit dem Bettungsmodulverfahren stellte sich die Frage, welche Einbindungstiefe t_b entsprechend Abbildung (1) zu verwenden ist. Aufgrund der großen Einbindetiefe bei diesem Fallbeispiel und der damit verbundenen sehr geringen Mobilisierung des Erdwiderstand vorallen in den Voraushubzuständen war zu erwarten, dass sich mit dem Mobilisierungsverfahren sehr geringe Verformungen ergeben.

In Abbildung 8 sind die Ergebnisse der Vergleichsberechnung mit dem Mobilisierungsverfahren dargestellt. Diese zeigen eine gegenüber den Messergebnissen und der FE-Berechnungen völlig unrealistische Wandverformung. Die berechnete Maximalverformung beträgt 243 mm am Wandfuß. Dagegen ergaben die Inklinometermessungen Wandfußverschiebung von nahe zu Null und die maximale Verschiebung von gerade einmal 22mm (siehe Kurve (4) Abb. 6).

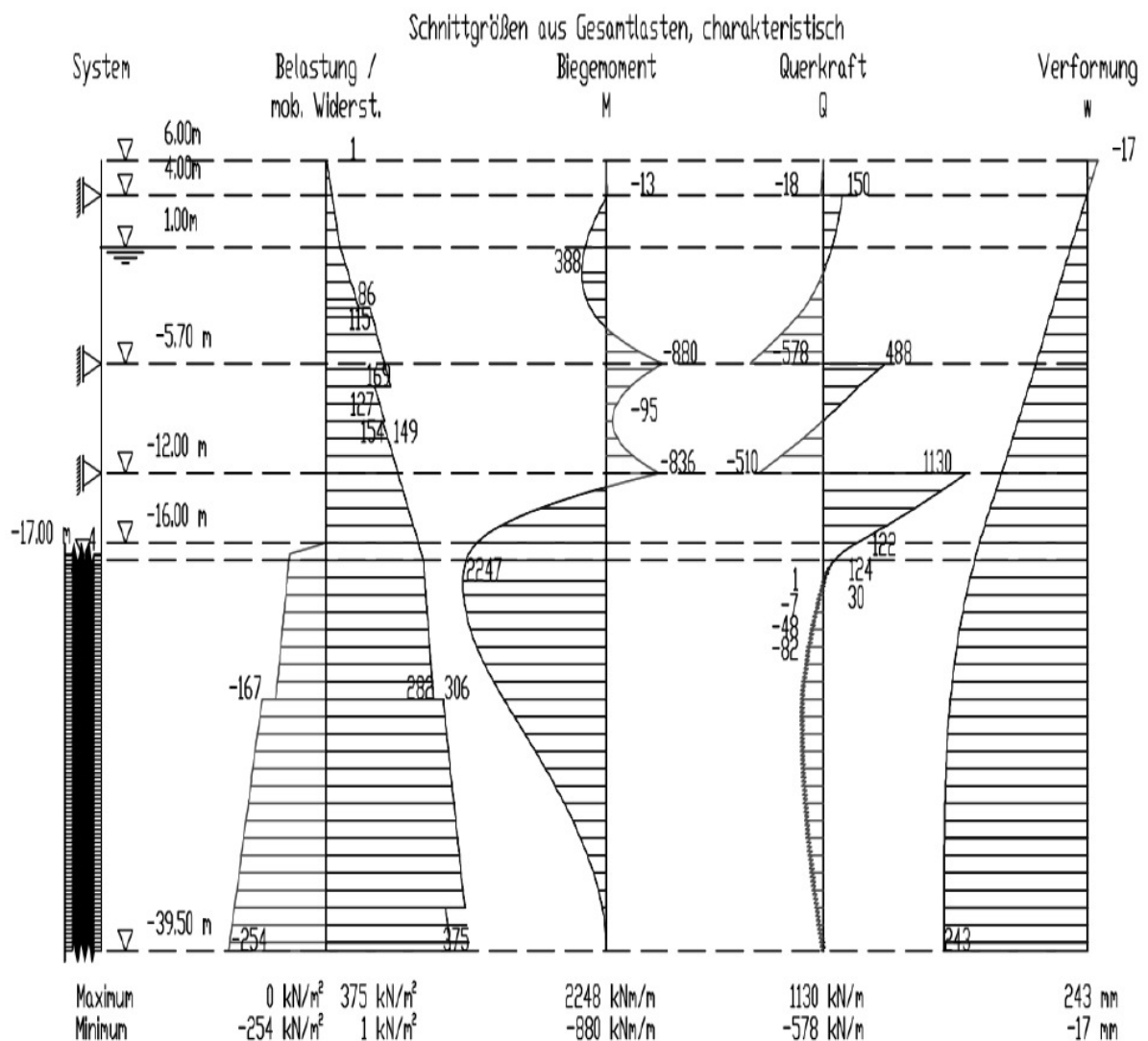


Abb. 8: Berechnete Erd- und Wasserdruckbelastung, Schnittgrößen und Verformungen mit dem Mobilisierungsverfahren im Endaushubzustand Schnitt VS 1

Auch mit dem Tabellenverfahren wurde bei den Vergleichsrechnungen eine unrealistische hohe Wandfußverschiebung ermittelt, was nicht überrascht, da die Tabellenwerte aus dem Mobilisierungsverfahren abgeleitet sind. Auf eine Darstellung der Ergebnisse wird hier verzichtet.

Bei den Vergleichsrechnungen mit dem Es-Verfahren wurde keine unrealistische hohen Wandfußverschiebungen festgestellt. Aufgrund der großen Einbindelänge ergab sich jedoch in den Voraushubzuständen entsprechend Gleichung (2) nach EB 102.5 ein sehr geringer Bettungsmodul und damit zu große Vorverformungen, welche die Gesamtverformung maßgeblich beeinflussten. Diese stimmten weder mit den FE- noch mit den Messergebnissen überein. Auch eine Vergrößerung des horizontalen Steifemodul E_{sh} vom Minimalwert $0,5 \cdot E_{sv}$

auf den Mittelwert $0,75 \cdot E_{sv}$, welches aufgrund der schmalen Baugrube sicher gerechtfertigt ist, brachte keine wesentliche Verbesserung.

Um gegenüber der Messung und FE-Berechnung vergleichbare Verformungsergebnisse zu erzielen, wurde deshalb die bettungswirksame Einbindelänge auf die statisch erforderliche Einbindelänge begrenzt. Beim Mobilisierungs- und Tabellenverfahren bringt dieser Ansatz keine Verbesserung, da mit einer Verringerung der Einbindelänge gleichzeitig der Mobilisierungsgrad zunimmt und damit der Bettungsmodul abnimmt.

Beim Es-Verfahren konnte mit diesem „pragmatischen“ Ansatz eine zufriedenstellende Annäherung an die Mess- und FE-Ergebnisse erreicht werden (siehe Abb.9). Insbesondere in den Voraushubzuständen konnte eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt werden. Die gemessene Maximalverformung betrug 22mm (3). Die mittels FE berechnete Maximalverformung ergab rund 25mm (2) und mit dem Es-Verfahren bei Ansatz einer begrenzter Einbindelänge 28mm (1).

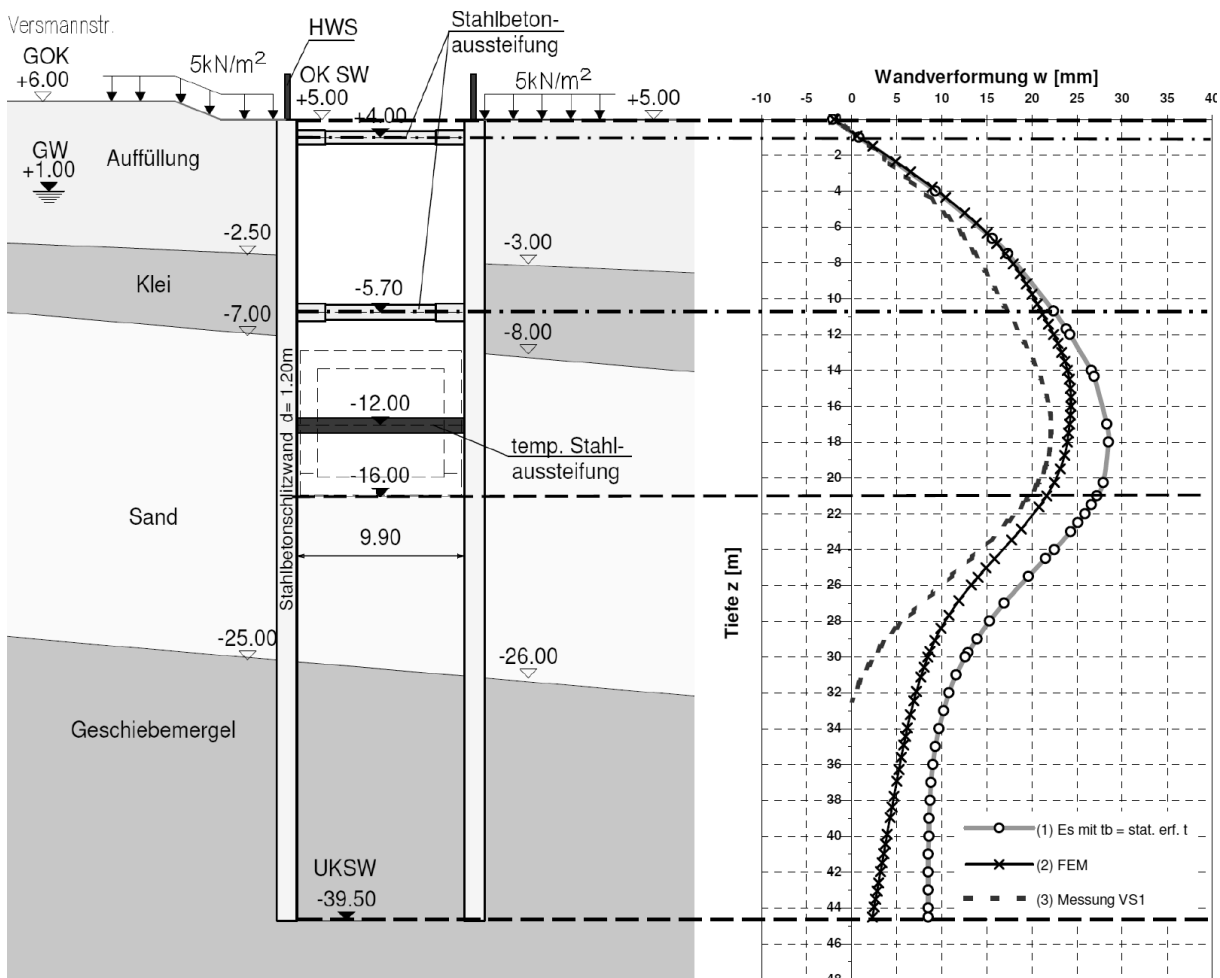


Abb. 9: Vergleich Messergebnisse und berechnete Verformungen mit dem Es-Verfahren bei begrenzter Einbindelänge und FEM im Baugrubenschnitt VS1

Eine Validierung der Berechnungsverfahren konnte über die in diesem Messquerschnitt durchgeführten Steifenkraftmessungen im Vergleich zu den berechneten Steifenkräfte erfolgen. (siehe Tabelle 3).

Die Summen der Steifenkräfte für den Aushubzustand C und D bestätigen, dass die Erddruckbelastung in der Größe ganz gut passt. Durch den Ansatz einer klassischen Erddruckverteilung entsprechend den Ergebnissen der FE-Berechnung konnte beim Es-Verfahren eine bessere Annäherung zu den gemessenen Steifenkräften erreicht werden.

Die Unterschiede zwischen dem Es-Verfahren und der FEM resultieren vor allem aus den unterschiedlichen Ergebnissen in der 1. Steifenlage (Aushubzustand B) sowie in der 1. und 2. Steifenlage (Aushubzustand C). Dies lässt sich durch den etwas höheren Erddruck bei der FE-Berechnung infolge der Kleischicht und der sehr schmalen Baugrube und der steifen Baugrubenkonstruktion begründen.

Bauphase	Steifenlage	Es-Verfahren	FEM	Messung
Zwischenaushub B	1.	3.410 KN (103%)	3.945 KN (120%)	3.300 KN
Zwischenaushub C	1.	1.750 KN (97%)	2.085 KN (116%)	1.800 KN
	2.	4.910 KN (93%)	5.440 KN (103%)	5.300 KN
	\sum 1. + 2.	6.660 KN (94%)	7.525 KN (106%)	7.100 KN
Endaushub D	1.	1.855 KN (103%)	2.250 KN (125%)	1.800 KN
	2.	3.915 KN (93%)	4.425 KN (105%)	4.200 KN
	3.	4.290 KN (105%)	4.225 KN (103%)	4.100 KN
	\sum 1. - 3.	10.060 KN (100%)	10.900KN (108%)	10.100 KN

Tabelle 3: Vergleich berechnete und gemessene Steifenkräfte Schnitt VS1

Abschließend soll der Vergleich der Steifenkräfte im Endaushubzustand D zwischen dem Mobilisierungsverfahren (siehe Abb. 8) und dem Es-Verfahren (Tabelle 3) verdeutlichen, welche große Auswirkung der Bettungsmodul auf die Bemessung einer mehrfach ausgesteiften Stahlbetonschlitzwand haben kann. Mit dem Mobilisierungsverfahren ergeben sich für die 3. Steifenlage in dem für die Bemessung maßgebenden Endaushubzustand bei einem Steifenabstand von 3,75m eine Steifenkraft von 6.150 KN. Die 3. Steifenlage erhält damit gegenüber dem Es-Verfahren eine mehr als 40% höhere Belastung, was damit zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führt.

5 Fazit

Aus den bis heute durchgeführten Untersuchungen und den im Beitrag vorgestellten Vergleichsrechnungen zur Anwendung des Bettungsmodulverfahren nach EB 102 lässt sich folgender Erkenntnisstand zusammenfassen:

- Mit dem Mobilisierungsverfahren ergeben sich bei tiefen Baugruben unrealistische hohe rechnerische Verbauwandverformungen.
- Mit dem Es-Verfahren kann eine gute Übereinstimmung zu den gemessenen und mit FE berechneten Ergebnissen erreicht werden.
- Bei tiefen und insbesondere mehrfach gestützten Verbauwänden muss beim Es-Verfahren die bettungswirksame Einbindelänge auf eine sinnvolle Größe begrenzt werden, um in den Zwischenaushubzuständen realistische Verbauwandverformungen zu erhalten. Dies kann zum Beispiel durch die Begrenzung auf die statische erforderliche Einbindelänge erfolgen.
- Bei komplexen Baugruben ist eine FE-Berechnung zur Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit und zur wirklichkeitsnahen Erfassung der Boden-Bauwerk-Interaktion unerlässlich. In diesen Fällen ist ein Kalibrieren der Stabstatik an den Ergebnissen der FE-Berechnung zu empfehlen, um das für die Bemessung der Verbaukonstruktion besser geeignete Bettungsmodulverfahren anwenden zu können.

6 Schlußbemerkung

Die Ergebnisse dieser und weiterer Vergleichsrechnungen wurden bereits im Arbeitskreis Baugruben vorgestellt und ausgiebig diskutiert. Es wurde erkannt, dass bei allen genannten Mobilisierungskurven sehr große Verformungen zur Weckung des Erdwiderstands im Gebrauchszustand erforderlich sind, was im Widerspruch zu den Mess- und FE-Ergebnissen steht. Grundlagen dieser Mobilisierungsfunktionen sind überwiegend kleinmaßstäbliche Versuche, welche offensichtlich die Steifigkeit des gewachsenen Baugrunds unterschätzen. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf. Aus den genannten Gründen ist eine Überarbeitung der EB 102 notwendig und in Arbeit.

Literaturverzeichnis

- [1] DGGT: EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 4. Auflage. Berlin, Ernst & Sohn, 2006
- [2] HETTLER, A./MAIER, TH.: Verschiebung des Bodenaufagers bei Baugruben auf der Grundlage der Mobilisierungsfunktion von Besler, Bautechnik 81, Heft 5, 2004
- [3] BESSLER, D.: Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden, Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 22 1998
- [4] BARTL U. : Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden Heft 12, 2004
- [5] VOGT, N.: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand, Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilung 22, 1984
- [6] SCHANZ, T.: Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik; Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „ Numerik in der Geotechnik, Abschnitt 4,
- [7] SMOLTCZYK U.: Grundbautaschenbuch, 1. Teil Geotechnische Grundlagen; 6. Auflage Berlin, Ernst & Sohn, 2006

Zur Prognose der Gebrauchstauglichkeit von Gründungen mit Pfählen, - Rechnung versus Erfahrung

Th. Richter, GuD Consult GmbH

Zur Einschätzung der Prognosegenauigkeit beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für pfahlgegründete Bauwerke wird anhand einer Pfahlprobebelastung gezeigt, in welchem Maße rechnerische Prognosen von Messergebnissen abweichen können. Es zeigen sich Abweichungen der prognostizierten Verformungen in markanter Größenordnung. Auch im Falle komplexer Gründungen zeigen die eingesetzten Rechenverfahren im Gebrauchslastbereich eine teilweise deutliche Abweichung von den gemessenen Pfahlsteifigkeiten. Im Falle von nicht statisch, sondern zyklisch vertikal belasteten Strukturen ergeben sich, wie dies Versuche zeigen, Verformungen, die ein Vielfaches der statische Anfangsverformung ausmachen können. Es wird hierfür ein Prognosemodell auf Basis der Elastizitätstheorie unter Verwendung von Elementversuchsspuren vorgestellt.

1 Einführung in das Thema

Bei der Errichtung hochbelasteter Konstruktionen, wie z. B. Hochhäusern und weitspannender Brücken, ergibt sich immer wieder die Frage des entwerfenden Ingenieurs an den geotechnischen Sachverständigen, welche Verformungen die Konstruktion unter den einwirkenden Belastungen erfahren wird. Die Beantwortung dieser Fragestellung wird im Regelwerk als Nachweis im Grenzzustand GZ2, dem Nachweis im Gebrauchszustand, bezeichnet.

Soweit es sich um Flachgründungen handelt, verfügt man zum einen über einen hinreichenden Erfahrungsschatz in unterschiedlichster Geologie und zum anderen über geeignete, wenn auch oft stark vereinfachte, Rechenmodelle, mit denen diese Verformungen zuverlässig abgeschätzt werden können.

Auch oder gerade bei der Ausführung einer Pfahlgründung ist es ebenfalls erforderlich, solche Gebrauchstauglichkeitsüberlegungen anzustellen. Für die Abschätzung solcher Verformungen sind allerdings sowohl die vorliegenden Erfahrungen, als auch die zur Verfügung stehenden Rechenhilfsmittel nicht soweit abgesichert, als dass hier Prognosen mit der gleichen Zuverlässigkeit wie bei Flachgründungen erstellt werden können.

Der nachfolgende Beitrag soll deshalb exemplarisch aufzeigen, welche Unschärfen bei der Erfassung des Pfahlverformungsverhaltens auftreten können. Hierbei soll eingangs die vermeintlich einfache Frage beantwortet werden, in welchem Maße sich ein Einzelpfahl unter

vorgegebener vertikaler Belastung setzt. Im Weiteren wird dann auf einige Beispiele komplexer Gründungsstrukturen in Form von Hochhäusern mit kombinierten Pfahl- und Plattengründungen eingegangen. Abschließend wird ein gewisser Einblick in die Erfassung von Verformungen unter zyklischer Belastung von Pfahlgründungen gegeben.

2 Der Einzelpfahl unter statischer vertikaler Druckbelastung

Der häufig beschrittene Weg, das Tragverhalten, im Speziellen das Verformungsverhalten, eines Einzelpfahles abzuschätzen, erfolgt unter Zuhilfenahme von Erfahrungswerten, wobei die charakteristische Widerstandssetzungslinie, wie in DIN 1054 im Anhang B beschrieben, aus der Überlagerung von Spitzendruck und Mantelreibung konstruiert wird (siehe Abbildung 1).

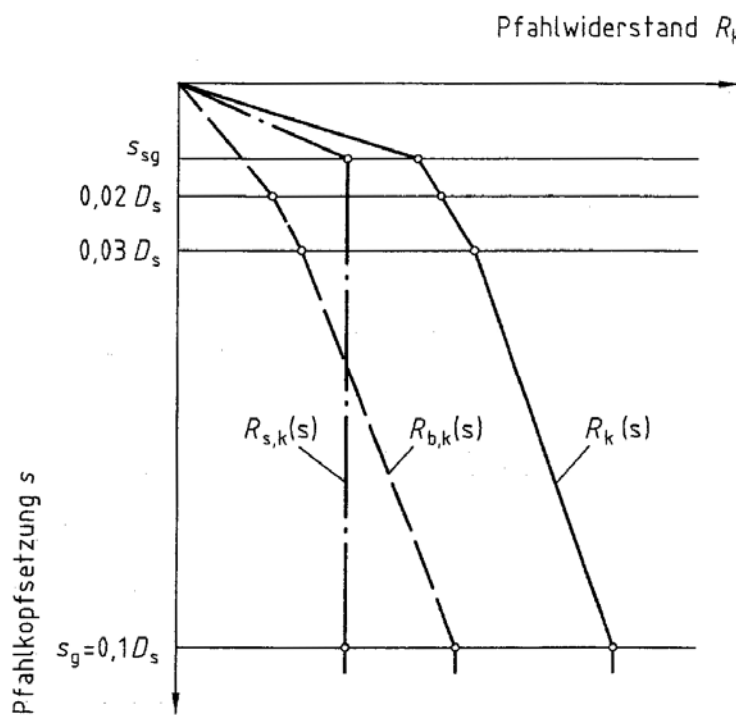


Abbildung 1: Konstruktion der Pfahlwiderstandssetzungslinie gemäß DIN 1054

Soweit nun Probelastungsergebnisse vorliegen, kann dieses Vorgehen z. B. verwendet werden, um diese Ergebnisse von dem einen auf den anderen Pfahltyp gegebenenfalls mit leicht veränderter Schichtenfolge zu übertragen. Hierbei kann sich dann beim Abgleich der gemessenen Lastverformung mit der nach DIN 1054 [3] ermittelten ein gegebenenfalls nicht unerheblicher Unterschied im Verlauf der Widerstandssetzungslinie ergeben.

Um dieses zu verdeutlichen, wird nachfolgend anhand einer beim Projekt des SONY-Centers in Berlin durchgeführten Pfahlprobelastung untersucht, welcher möglicher Unschärfbereich hinsichtlich der verschiedenen Prognoseverfahren, verglichen mit den Messergebnissen, erwartet werden kann.

Eine Skizze des Versuchspfahles ist in der Abbildung 2 gegeben.

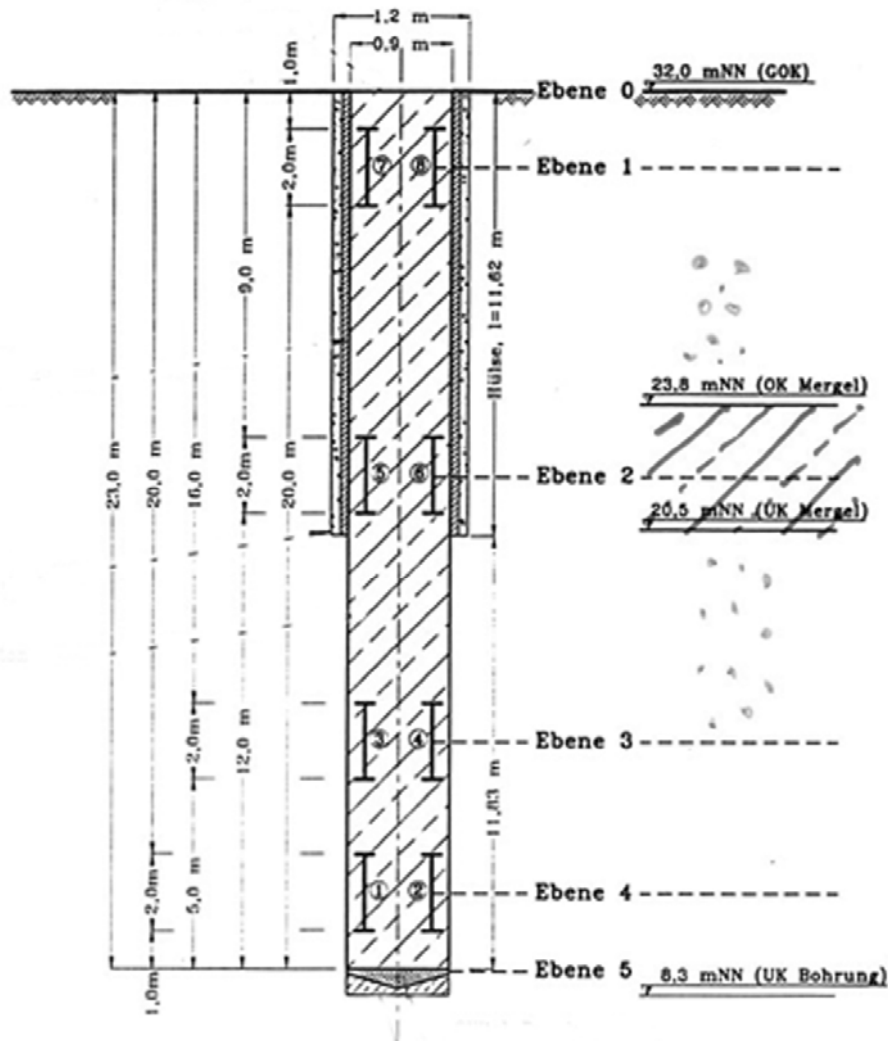


Abbildung 2: Probepfahl am SONY-Center Berlin

Hierbei handelt es sich um einen Großbohrpfahl $\varnothing 88$ cm mit einem Lastabtragungsbereich unterhalb der durch eine Hülse am Lastabtrag gehinderten Auffüllböden, der oberen Sande und des oberen Geschiebemergels. Die Lastabtragungsstrecke beträgt ca. 11,8 m mit einer Pfahlfußebene bei ca. 24 m unter Gelände. Die im Lastabtragungsbereich anstehenden Böden sind Fein- und Mittelsande in mitteldicht bis dichter Lagerung. Zur Erfassung von Spitzendruck und Mantelreibung wurde der Pfahl mit einem Druckmesskissen am Fuß und mit 4 DMS-Ebenen ausgerüstet.

Charakteristische, dem Baugrundgutachten entnommene Bodenkennwerte für Bemessungen nach DIN 1054 sowie für Verformungsberechnungen nach der Elastizitätstheorie sind die folgenden:

Spitzendruck mit der Drucksonde	i. M. 15 MN/m ²		
Seitendruckbeiwert	0,7		
Reibungswinkel	37,5°		
Steifemodul E _s	100 MN/m ² bei OK-Pfahl		
	140 MN/m ² bei UK-Pfahl	i. M.	120 MN/m ²
	unterhalb des Pfahls	i. M.	150 MN/m ²

Hieraus lassen sich gemäß DIN 1054 [3], EA-Pfähle [4] und API [1] die folgenden mittleren Mantelreibungs- und Pfahlspitzendruckwerte ableiten:

Grenzwert der Mantelreibung i. M.	gem. Anhang B der DIN 1054 [3]	120 kN/m ²
	gem. EA-Pfähle [4]	140 kN/m ²
	gem. API [1]	105 kN/m ²
Pfahlspitzendruck bei $s/D = 0,02$ u. $s/D = 0,1$	gem. Anhang B der DIN 1054 [3]	1050 u. 3000 kN/m ²
	gem. EA-Pfähle [4]	1400 u. 4000 kN/m ²
	gem. API [1]	1230 u. 2200 kN/m ²

Unter Verwendung obiger Werte kann gemäß DIN 1054 die zugehörige Pfahlwiderstandslinie konstruiert werden. Sie ergibt sich im Vergleich zur gemessenen Pfahlwiderstandslinie gemäß Abbildung 3.

Es zeigt sich, dass das Pfahltragverhalten nach DIN 1054 den Spitzendruck recht gut trifft, wogegen die Mantelreibung deutlich unterbewertet wird. In Summe ergibt sich eine geringere Pfahltragfähigkeit und im Gebrauchszustand (ca. 3 MN) ein markant weiches Pfahlverhalten als beim Versuch.

Eine Nachbildung dieses Versuches mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente wurde unter Verwendung eines elasto-plastischen FEM-Modells mit konusförmiger Fließfläche nach Drucker-Prager und Kappe [2] durchgeführt. Die Verfestigungsfunktion der Kappe wurde dabei für den hier anstehenden Boden im Labor gemessen. In Abbildung 4 ist der Vergleich der mit diesem FEM-Modell erhaltenen Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen aufgetragen. Erwähnt sei hier, dass diese Prognoseberechnungen vor Durchführung der Pfahlprobelastung erfolgt sind. Es wurden deshalb „weiche“ und „steife“ Bodenverhältnisse zur Festlegung des Bereiches der zu erwartenden Pfahlarbeitslinie abgebildet. Es ist erkennbar, dass für höhere Belastungen bis hin zur Tragfähigkeit bei einer Setzung von ca. 9 cm (entsprechend $0,1 \cdot D$) das Messergebnis gut durch die FEM-Berechnungen abgebildet wird, wogegen im Gebrauchslastbereich von 3 bis 4 MN nicht unerhebliche Differenzen im Erwartungswert der Verformung festzustellen sind.

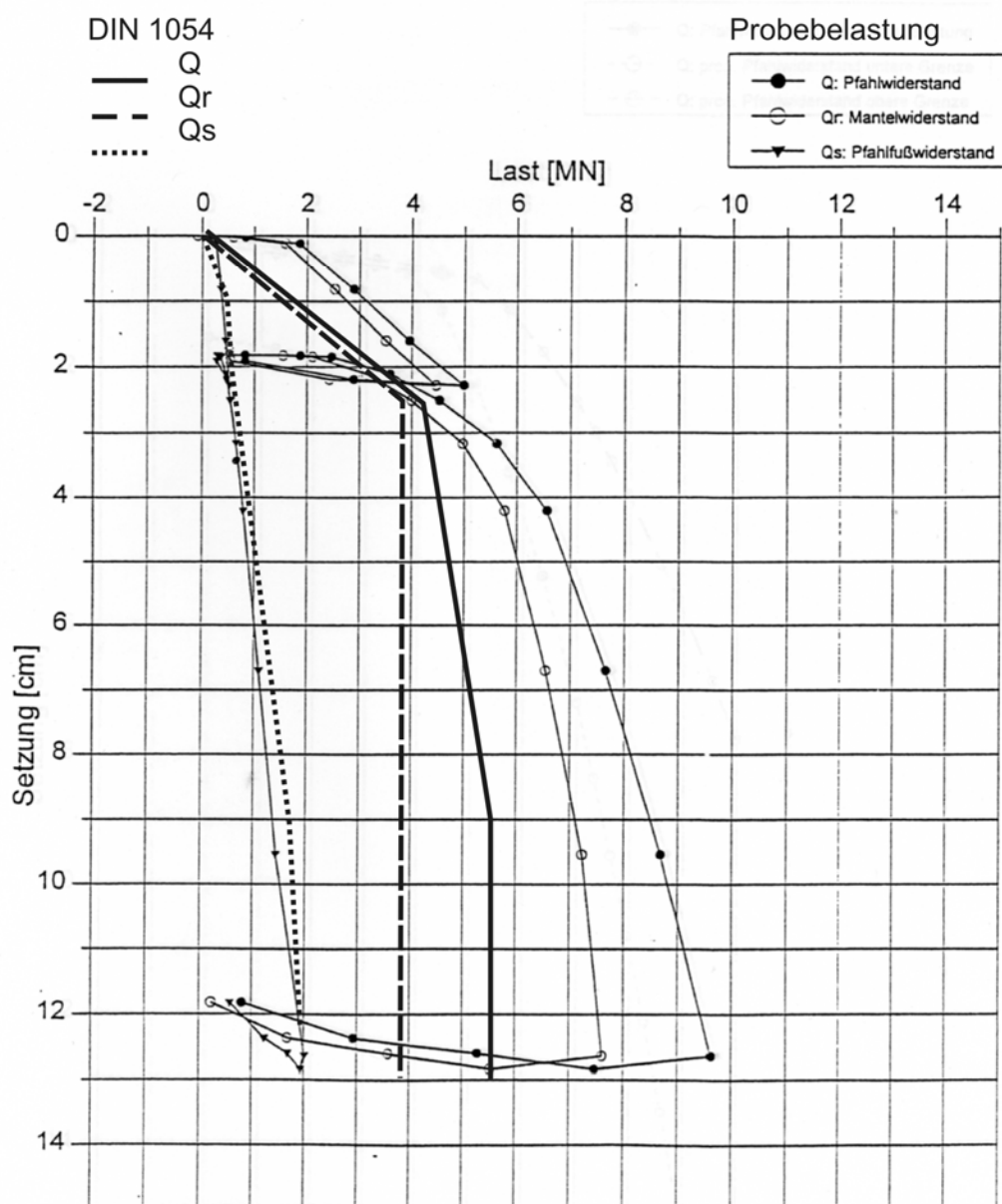


Abbildung 3: Widerstandssetzungslinie Vergleich Messung/DIN 1054

Wird nun zur Eingrenzung der rechnerischen Verformungserwartungen eine Betrachtung nach API [1] angestellt, so ergibt sich eine Pfahlgrenztragfähigkeit vergleichbar dem Wert der DIN 1054 mit 5500 kN und im Gebrauchszustand von 3 MN ein Erwartungswert der Setzungen von 1,5 cm.

Ein weiteres einfaches und insbesondere dann auch für die Prognose der Setzung von Pfahlgruppen zu verwendendes Verfahren gibt POULOS [11] an. In Abbildung 5 sind dessen Bemessungsdiagramme für den Einzelpfahl angegeben.

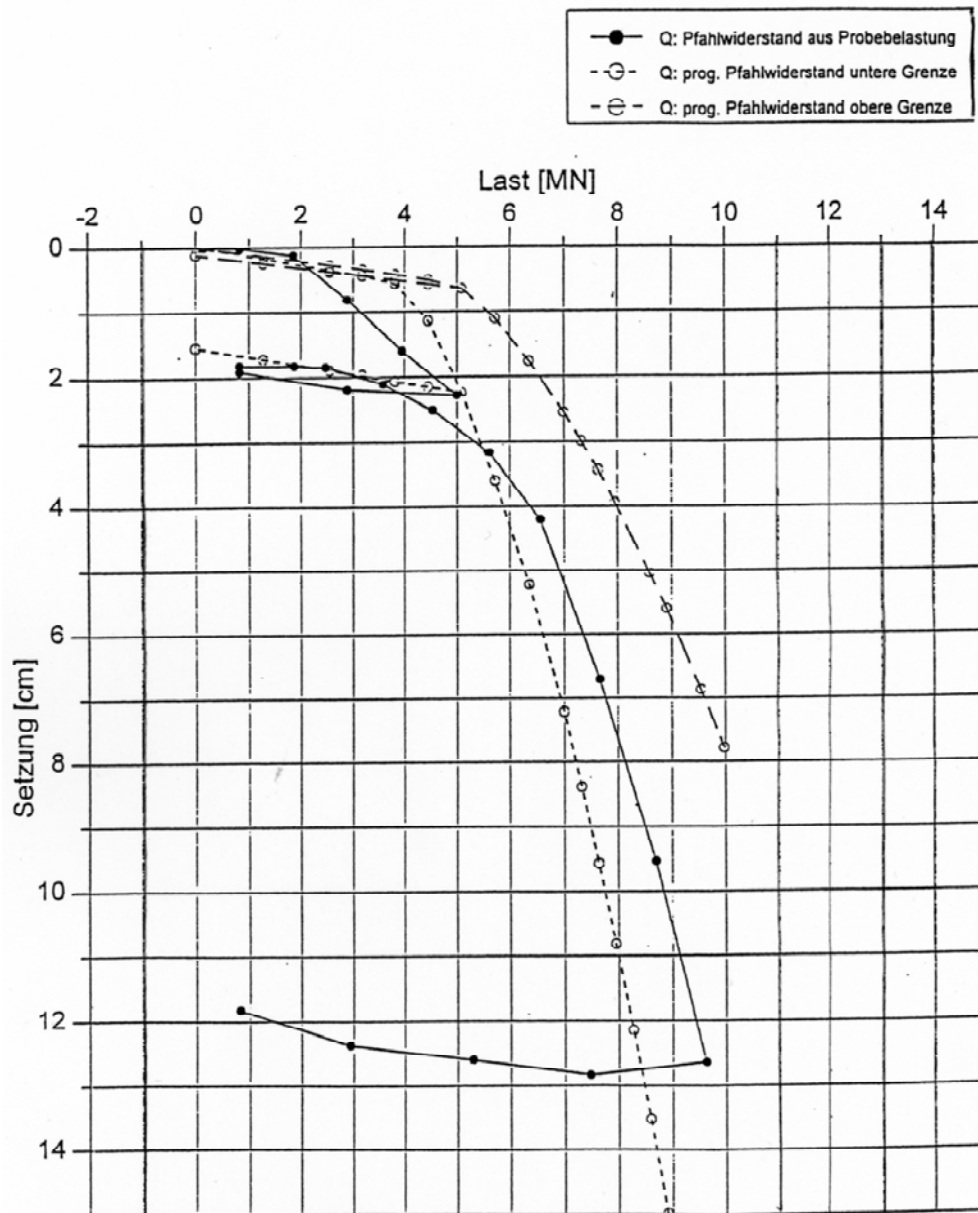


Abbildung 4: Widerstandssetzungsline Vergleich Messung/FE-Berechnung

Aus den Diagrammen in Abbildung 5 lässt sich unter Zugrundelegung der vorne angegebenen Steifigkeiten bei einer Belastung mit 3 MN ein Erwartungswert für die Setzungen von ca. 0,35 cm ermitteln.

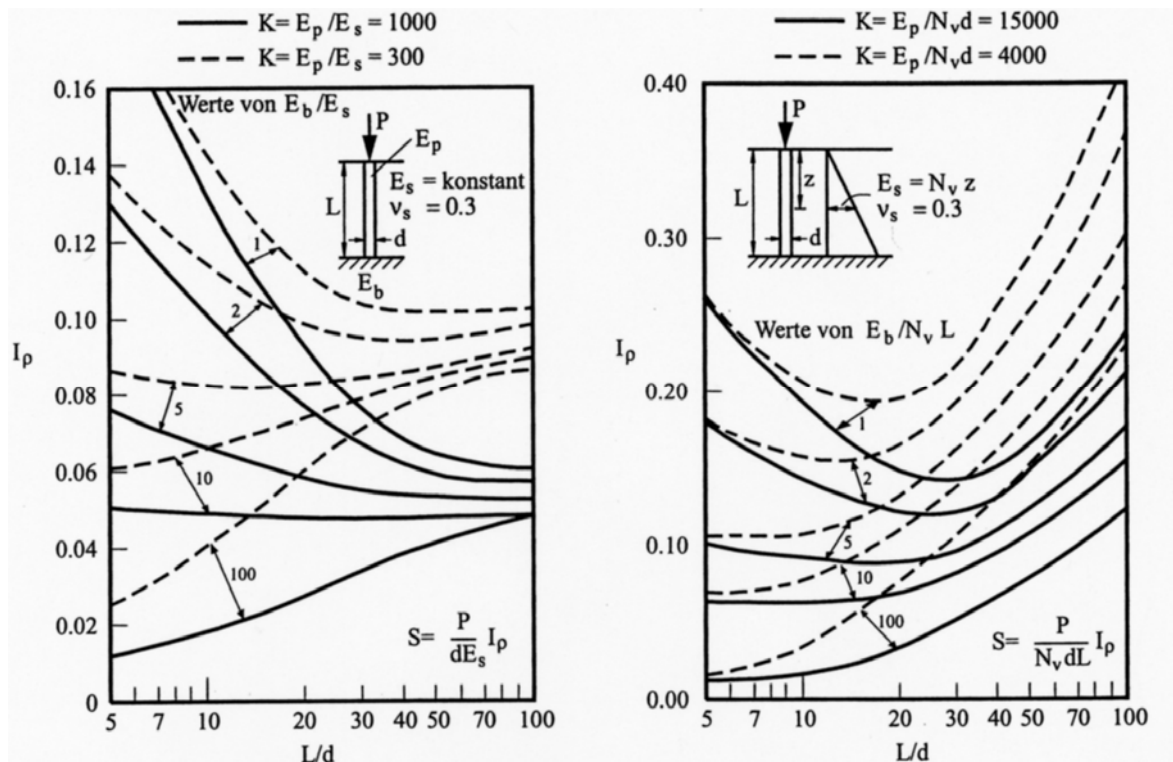


Abbildung 5: Pfahlsetzung Einzelpfahl - vertikal belastet aus [11]

All diese Werte zusammengenommen ergeben damit das folgende Bild:

Tabelle 1: Tragverhalten - Einzelpfahl

Verfahren	Setzung bei $Q = 3,0 \text{ MN}$	Pfahltragfähigkeit bei $s = 0,1 \cdot D$
Probelastung	0,9 cm	8,5 MN
nach DIN 1054, Anhang B	1,7 cm	5,6 MN
nach EA-Pfähle – Maximalwert	1,4 cm	6,8 MN
API	1,5 cm	5,5 MN
FEM-Berechnung	0,4 cm	7,5 - 10,5 MN
POULOS	0,35 cm	-

Eine Beurteilung der Berechnungs- und der Messergebnisse ergibt, dass die Verformungen bei einer Pfahllast von 3 MN nach DIN 1054 und API im Zentimeterbereich zu erwarten sind, wogegen der Messwert unterhalb eines Zentimeters festgestellt wurde. Bei Ansehen der Lastverformungslinie der Probelastung zeigt sich jedoch für diesen Bereich ein eher verzerrtes Verhalten, so dass ein Ausrunden der Versuchsergebnisse noch geringere Verformungen ergäben.

Die Berechnungen nach der Elastizitätstheorie nach POULOS ergeben Verformungserwartungswerte lediglich in der Hälfte dessen, was in der Probelastung gemessen wurde. Gleiches zeigt die FEM-Berechnung, bei der für diesen Lastbereich noch kaum plastische Effekte zu Buche schlagen, so dass hier sich ebenfalls die elastische Lösung abbildet.

Zusammenfassend ergibt zumindest das hier betrachtete Beispiel, dass der Erwartungswert der Verformung eines Einzelpfahls gemessen an einer Pfahlprobelastung abhängig von dem eingesetzten Prognoseverfahren um den Faktor 2 über- oder unterschätzt werden kann. Die Ursache hierfür kann darin gesehen werden, dass die auf Erfahrungswerten aufbauenden Unterlagen, wie DIN 1054 und API, dadurch, dass sie Erfahrungswerte verarbeiten, mögliche Herstellungsbeeinflussungen des Übergangsbereiches Pfahl-Boden auf der sicheren Seite hin mit erfassen. Das betrifft sowohl die Pfahltragfähigkeit als auch die Steifigkeit des Systems.

Die auf der Elastizitätstheorie aufbauenden, aber auch die FEM-Systeme mit elastoplastischen Stoffgesetzen, bilden dagegen im Gebrauchslastbereich eine mögliche Beeinflussung des Lastübertragungsbereiches durch die Pfahlherstellung bisher nicht ab. Da die FEM-Berechnung im Bereich der Gebrauchslasten kaum plastische Effekte zeigt, ist die einfache Anwendung rein elastischer Lösungen durchaus brauchbar.

Es sollte deshalb für eine sichere Bemessung eines Bauwerkes in jedem Fall eine Grenzwertbetrachtung mit geringerer und mit größerer Pfahlsteifigkeit vorgenommen werden.

3 Gründung mit Gruppen von Pfählen

Nachfolgend soll für Gründungen mit Gruppen von Pfählen das messtechnisch festgestellte Lastverformungsverhalten mit rechnerischen Prognosen verglichen werden. Da im Hinblick auf diese Thematik einige aussagekräftige Messergebnisse für Pfahlplattengründungen und für diese Gründungen dann auch hochwertige Prognoseberechnungen des Tragverhaltens Pfahl-Boden / Pfahl-Pfahl vorliegen, werden nachfolgend Hochhausgründungen mit Pfahl-Platten-Gründungen betrachtet.

Die FEM-Berechnungen wurden mit dem Kappen-Modell nach Arslan [2] durchgeführt.

Bei dem ersten Projekt handelt es sich um den Messeturm Frankfurt [12], gegründet im Frankfurter Ton (siehe Abbildung 6). In Abbildung 7 sind gemessene verformungsabhängige Pfahlkräfte im Vergleich zur berechneten Arbeitslinie eines jeweils im inneren, im mittleren und im äußeren Ring angeordneten Pfahles (vgl. dazu Abbildung 6) dargestellt. Auch hier zeigt sich, vergleichbar zum Ergebnis des Einzelpfahls, dass bei Verformungen des Gebäudes von ca. 15 cm, die gemessenen Pfahlkräfte (Abbildung 7) im inneren und äußeren Ring

deutlich geringer als die Prognosewerte sind. Tendenziell liefert das Finite-Element-System also eine zu steife Bodenreaktion.

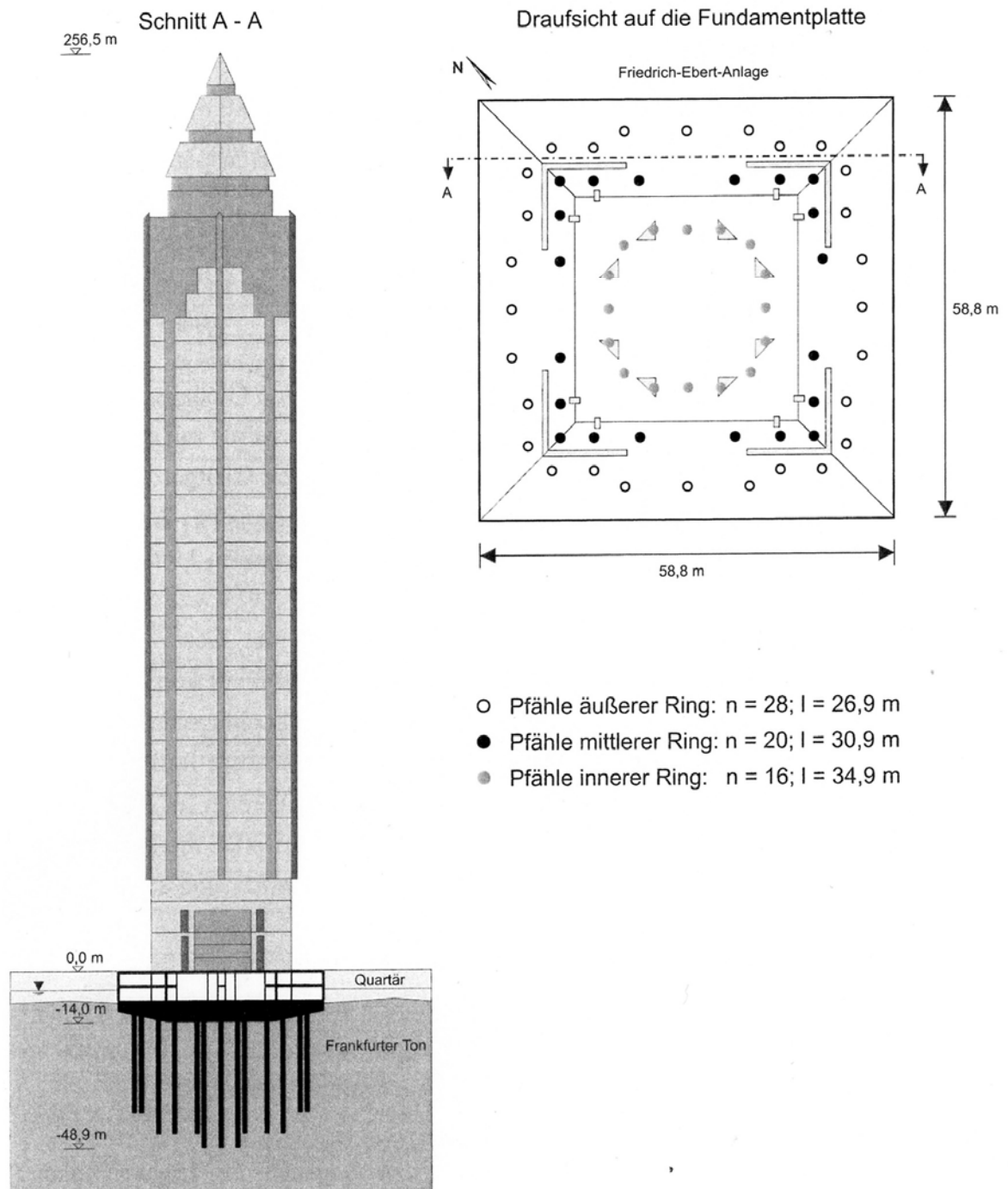


Abbildung 6: Hochhaus Messeturm im Frankfurter Ton aus [12]

Für ein Hochhaus im Berliner Sand beim Bauvorhaben der Treptowers (siehe Abbildung 8) [12] sind für einen Eckpfahl (Pfahl 1) und für einen Innenpfahl (Pfahl 17) ebenfalls die Pfahl-Arbeitslinien der Berechnung verglichen mit den Messergebnissen dargestellt. Tendenziell zeigt sich auch hier z. B. bei der Endsetzung von 6 cm, ein steiferes Verhalten der FE-Berechnung im Vergleich zur Messung.

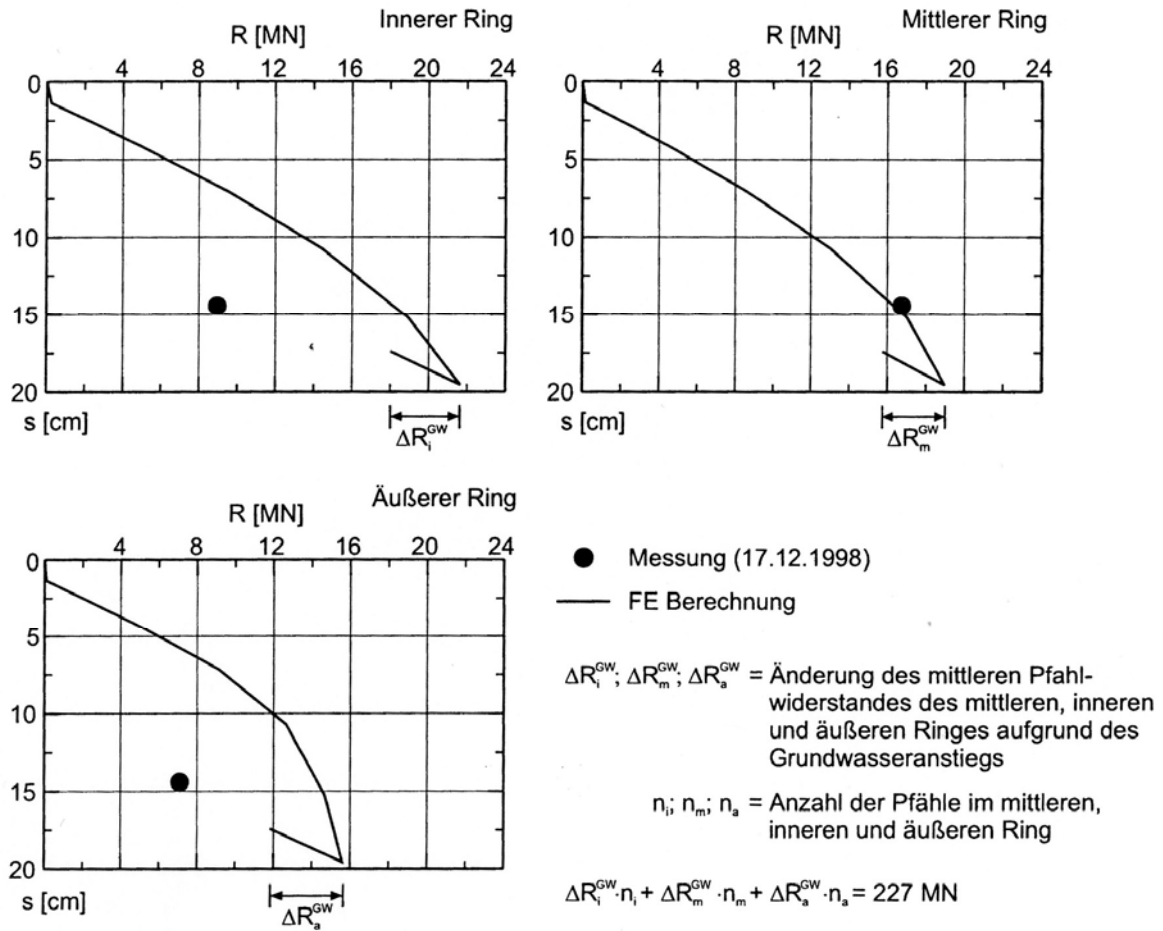


Abbildung 7: Vergleich gemessene Pfahllast und berechnete Pfahl-Arbeitslinien am Messeturm aus [12]

Die Ergebnisse für beide Objekte zusammengenommen, lassen somit durchaus erwarten, dass berechnete Pfahlsteifigkeiten bis zum doppelten Wert die gemessenen Pfahlsteifigkeiten übertreffen. Dieses Ergebnis deckt sich mit dem zuvor geschilderten Ergebnis am Beispiel einer Einzelpfahlprobelastung.

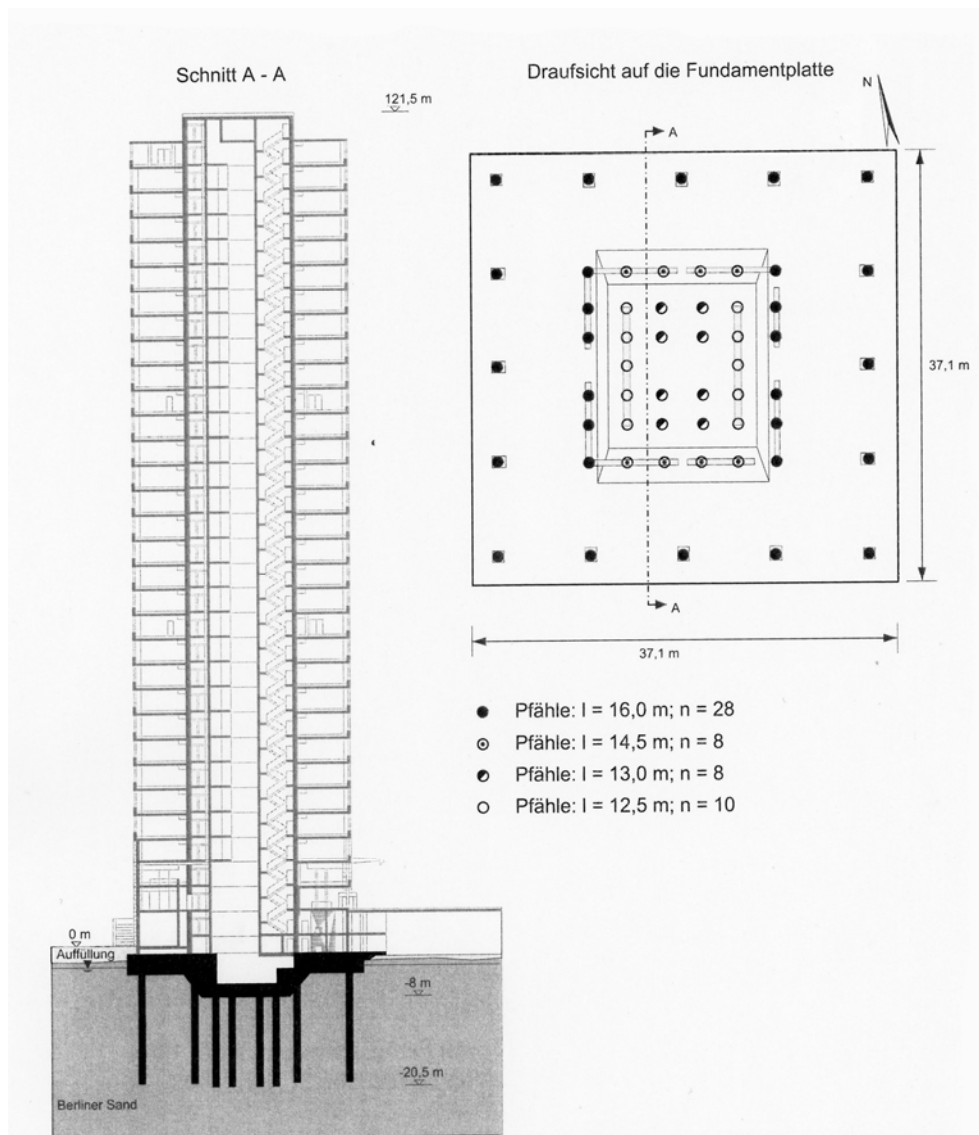


Abbildung 8: Hochhaus Treptowers im Berliner Sand aus [12]

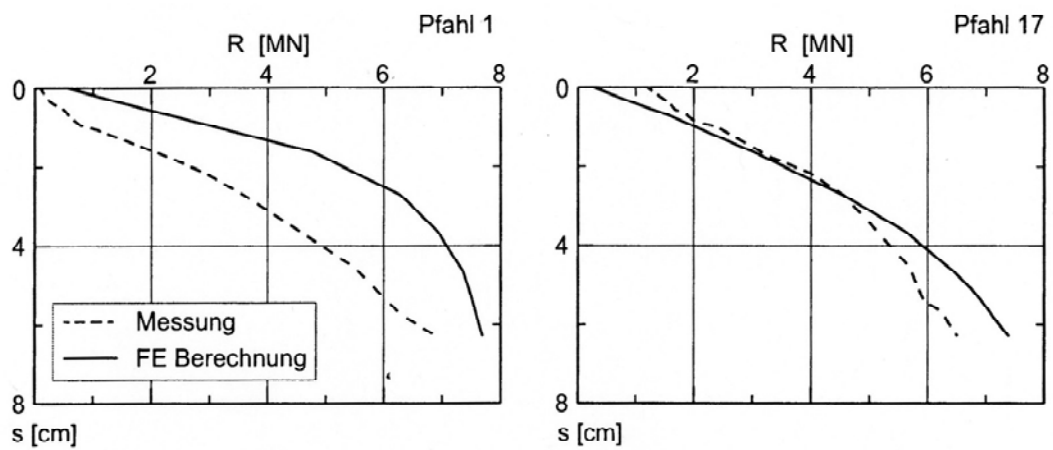


Abbildung 9: Vergleich gemessene und berechnete Pfahl-Arbeitslinien am Treptowers aus [12]

4 Pfähle unter vertikaler zyklischer Belastung

In DIN 1054-2005 [3] ist in Abschnitt 8.4.6 und im informativen Anhang D erstmals in Deutschland normativ das Phänomen behandelt, dass sich bei zyklischer Belastung von Pfählen teilweise deutliche Tragfähigkeitsverschlechterungen ergeben.

Abbildung 10 zeigt aus einer Arbeit von Schwarz [14] ein typisches Lastverformungsverhalten eines zyklisch vertikal belasteten Pfahls. Es zeigt sich, dass nach 10^5 Lastspielen sich die Anfangsverformung mit einem Faktor von ca. 3 vergrößert hat.

Zur Erfassung dieses Verhaltens gibt die DIN 1054, Anhang D, Anhaltswerte, die jedoch beschränkt sind auf Mikropfähle in nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwassers und somit in der Regel für praktische Anwendungen nicht relevant sind.

Ein Weg zur Behandlung dieses Themas wird in der Literatur mit sogenannten Interaktionsdiagrammen beschriftet. In Abbildung 11 ist ein solches Diagramm des NGI – Norwegian Geotechnical Institute (NGI) dargestellt, entnommen aus [14].

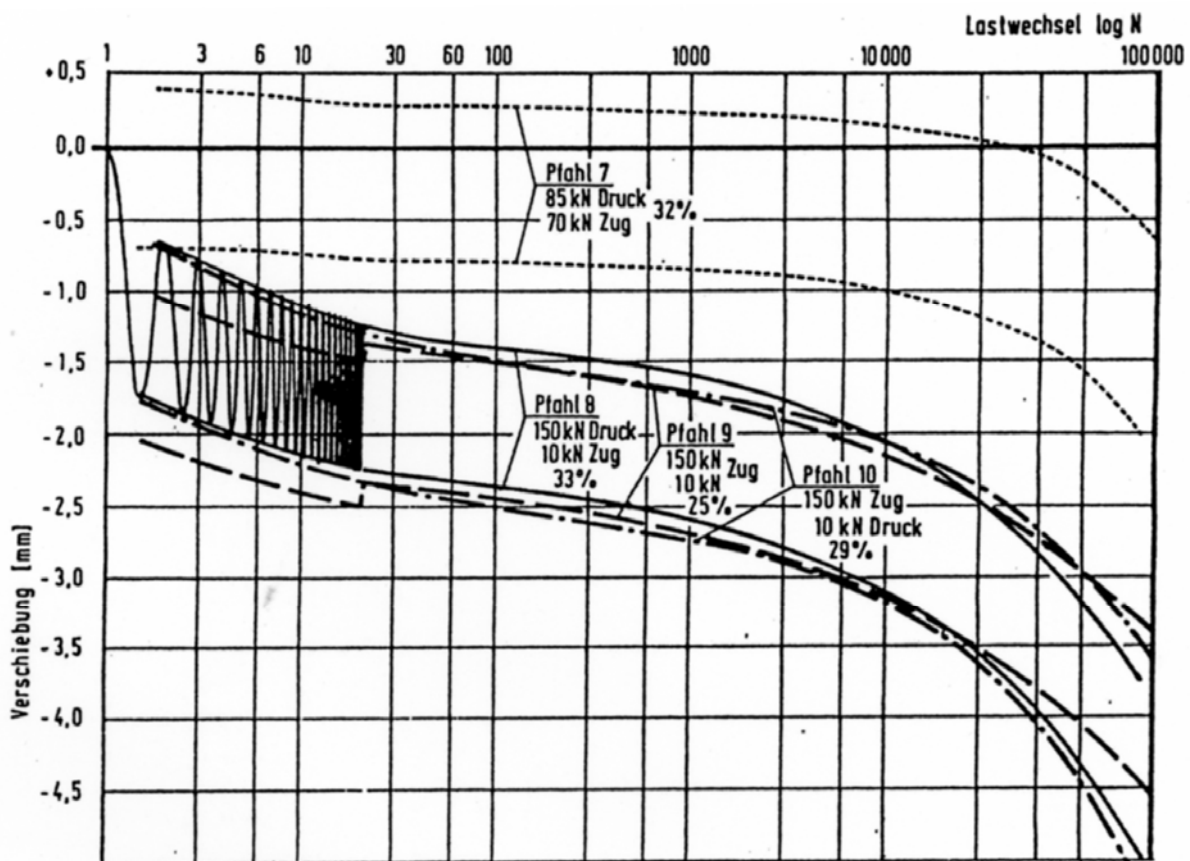


Abbildung 10: Lastverformung eines zyklisch vertikal belasteten Pfahles aus [14]

Im Diagramm aufgetragen sind Ergebnisse von Pfahlversuchen mit unterschiedlicher Beanspruchung, die entweder nach der in Klammern eingetragenen Lastwechselzahl versagt

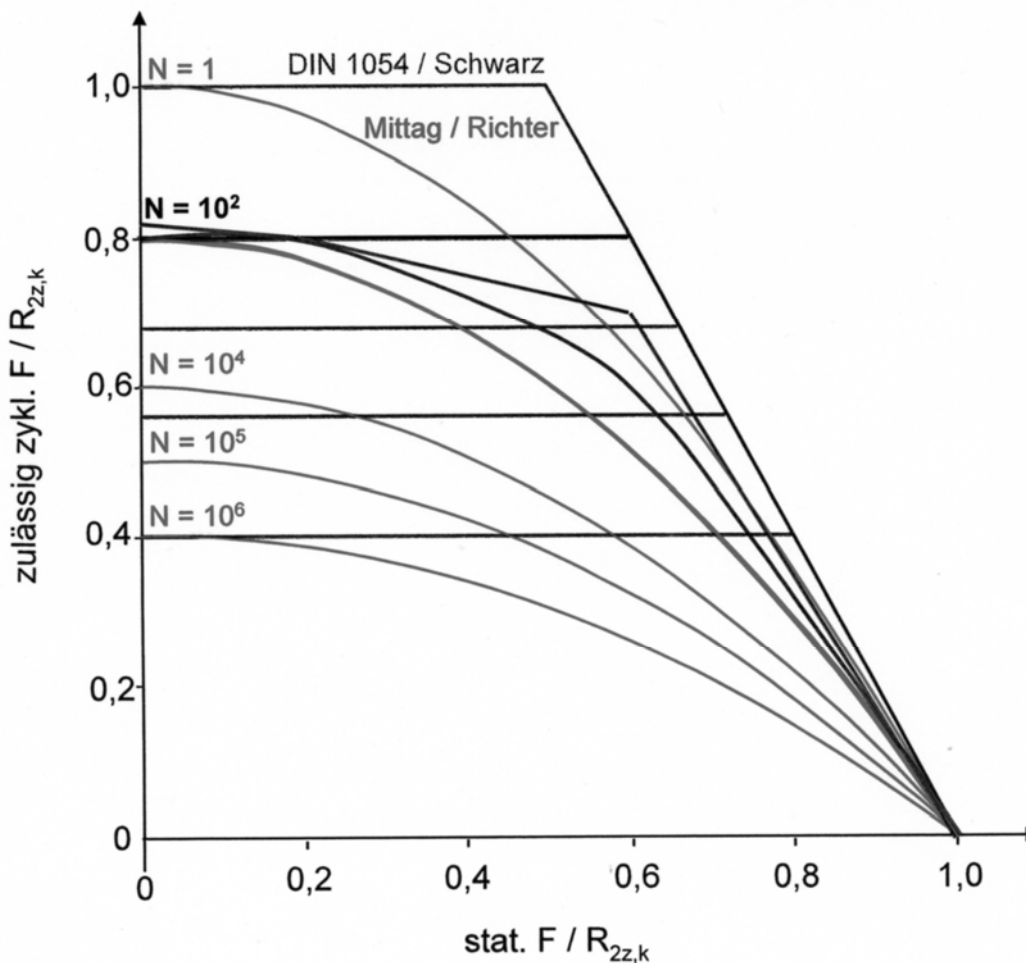


Abbildung 12: Interaktionsdiagramm für die Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1054/Schwarz und Mittag/Richter aus [15]

Für die Betrachtungen der Gebrauchstauglichkeit von zyklisch belasteten Strukturen, wie sie z. B. im Offshore-Bereich gängig sind, ist jedoch alleine eine Beantwortung der Frage der Gebrauchstauglichkeit mit ja oder nein, d. h. zulässig oder nicht zulässig, in der Regel nicht ausreichend. Es ist vielmehr von Interesse, welches Maß an Verformungen die zyklisch beanspruchten Pfähle erleiden werden und damit welche Schiefstellung der Konstruktion möglich ist. Hierzu werden in universitärer Forschung derzeit unterschiedliche Ansätze verfolgt. In einem vom BMU finanzierten Großforschungsvorhaben „Anwendungsorientiertes Bemessungs- und Überwachungsmodell für Gründungskonstruktionen von Offshore-Windenergieanlagen unter zyklischer Belastung“ wurde von Kirsch/Richter [8] im Unterauftrag der Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung ein Berechnungsansatz entwickelt, der in Anlehnung an die Vorgehensweisen in der Erdbebenbemessung Lösungen der Elastizitätstheorie koppelt mit Laborversuchsergebnissen an zyklischen Elementversuche (siehe auch Richter [13]).

Die dabei zugrunde gelegten Verformungsmechanismen sind die folgenden:

- a) nichtlineare Verformung, quasi statisch aus der Gesamlastaufbringung
- b) Verformung aus der Minderung der Grenzmantelreibung, bedingt durch die zyklische Verdichtung des Bodens im Pfahlmantelbereich und der damit verbundenen Reduzierung der Radialverspannung um den Pfahl.
- c) Zyklisches Kriechen des Pfahles unter Schwellbelastung.
- d) Abschätzung der Vertikalverformung über den Ansatz von Cooke/Randolph als Folge im Boden auftretender Schubverzerrungen.

In der mathematischen Abbildung wird das Verdichtungsverhalten des Bodens unter zyklischer Belastung gemäß den Untersuchungsergebnissen in zyklischen Elementversuchen, z. B. von Silver/Seed [16], berücksichtigt. Es wird weiter eine Grenzdehnung verwendet, unterhalb derer gemäß Untersuchungen von Vucetic [18] keine plastischen Verformungen zu erwarten sind, und es wird die Verzerrungs- und Normalspannungsabhängigkeit des Schubmoduls nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruddynamik“ der DGGT [5] berücksichtigt. Das zyklische Kriechen wird unter Verwendung der Masing-Hypothese (siehe auch Grundbautaschenbuch „Bodendynamik“, Vrettos [17]) in Form des dort angegebenen Hyperbelverlaufs abgebildet.

In einer Arbeit von Jardin [6] wurde im Jahre 2000 über die Ergebnisse von zyklisch vertikal belasteten Pfählen mit einer Länge von ca. 20 m und einem Durchmesser von 0,46 m an der französischen Atlantikküste im mitteldichten bis dichten Sand unter Grundwasser berichtet. Aus dieser Arbeit ist ein typisches Lastverformungsdiagramm in Abbildung 13 dargestellt. Insgesamt wurden dort 13 Pfähle untersucht.

Die Auswertung aller Versuche mit dem oben skizzierten Prognosemodell erfolgte unter Ansatz eines identischen Kennwertsatzes auf Grundlage der Untersuchung von Jardin [6] und eigenen ergänzenden Annahmen. Entsprechend wurden in diesem ersten Berechnungsdurchlauf verwendet:

Porenziffer e	0,45
Reibungswinkel φ nach Jardin	29° am Pfahlschaft
bezogene Lagerungsdichte I_D	0,75
Pfahllänge	19,0 bis 19,4 m
Pfahldurchmesser	0,46 m
Grenzdehnung nach Vucetic	0,0003
Dilatanz gemäß Silver/Seed [16]	
Masing-Hypothese, Parameter c	1,0 (entspricht Ansatz von Duncan-Chang)

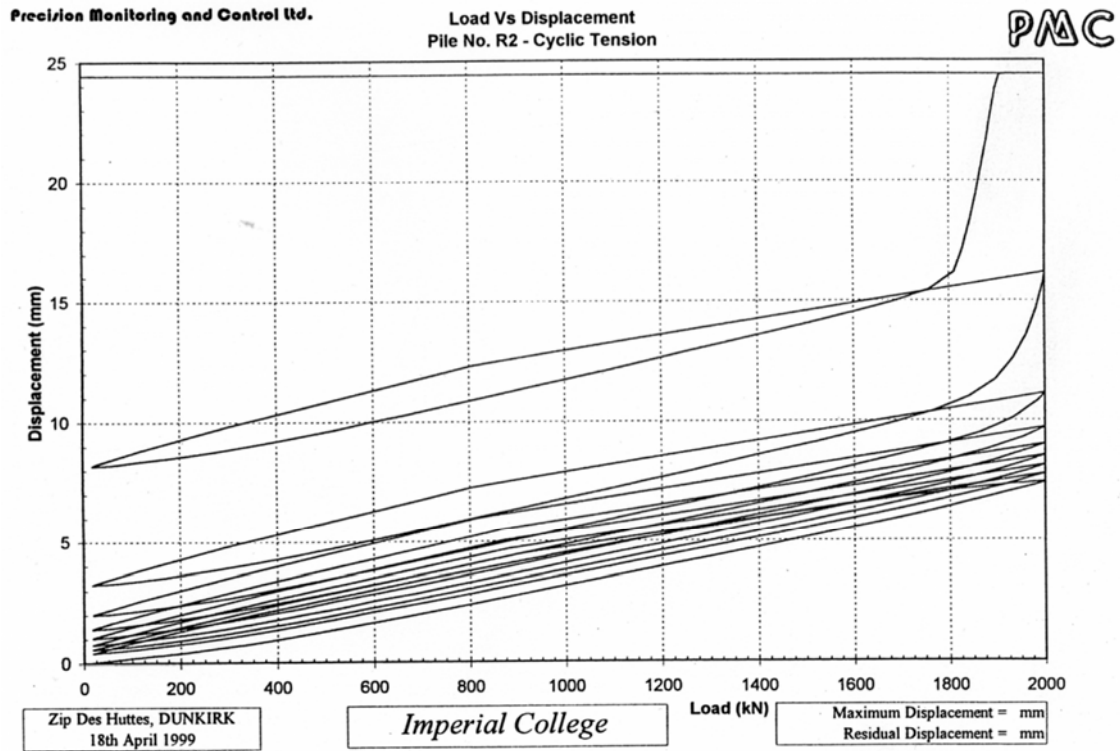


Abbildung 13: Last-Verformung eines zyklisch vertikal belasteten Pfahles aus [6]

Das Ergebnis der Berechnung ist in nachfolgender Tabelle zusammengestellt und mit den Verformungsmesswerten verglichen.

Tabelle 2: Ergebnisse der Verformungsprognose zyklischer Vertikalverschiebungen/Pfähle nach [6]

PFAHL- Nr.		R2	R3	R3-2	R4	R4-2	R4-3	R5	R5-2	R6
Einwirkung	- zyklisch (kN)	1000	700	900	1000	750	400	750	700	750
	- Mittelwert (kN)	1000	700	900	1000	1250	405	1250	700	1250
Pfahlwiderstand	(kN)	2500	2500	2050	2963	2300	1500	2500	2000	2200
Lastwechselzahl	N	9	200	14	221	3	1000	345	27	2
RECHNUNG	w- statisch (mm)	7,23	2,30	10,67	4,41	11,00	1,25	7,29	3,40	16,11
Messung	w- statisch (mm)	7,00	4,50	8,00	2,70	7,00	7,00	7,00	5,50	5,00
RECHNUNG	w- Kriechen (mm)	7,96	2,60	12,84	5,64	11,45	1,52	10,59	3,81	16,50
	w- Verdichtung (mm)	0,45	2,13	19,78	21,57	13,37	0,77	58,32	3,92	20,91
RECHNUNG	w-GESAMT (mm)	15,65	7,04	43,29	31,63	35,82	3,54	76,20	11,13	53,51
Messung	w- gesamt (mm)	15,00	9,50	28,00	23,00	40,00	3,00	28,00	12,00	15,00

Es zeigt sich, dass bei den hier näher untersuchten 9 Pfählen die gemessenen Verformungen von 3 bis 40 mm durch den Rechenansatz in erster Näherung brauchbar abgebildet werden können. Bei näherer Untersuchung der Verformungsanteile fällt auf, dass bei hoher Ausnutzung der Materialfestigkeit, wie dies bei den Pfählen R3-2, R5 und R6 der Fall ist, der

der zyklischen Verdichtung zugrunde gelegte Hyperbelansatz zur Abschätzung der geminderten Bodensteifigkeit zumindest bei dem hier angewendeten Parameterset sehr große Verformungen liefert. Beachtet werden muss deshalb in diesem Zusammenhang, dass eine Verformungsprognose nahe am Grenzzustand mit dem hier verwendeten Verfahren nur grobe Näherungsergebnisse liefern kann.

Zusammenfassend lässt sich jedoch für Beanspruchungen im Gebrauchslastbereich erkennen, dass die auf der Elastizitätstheorie aufbauenden Betrachtungen unter Berücksichtigung der aus Labor-Element-Versuchen eingeführten plastischen Verformungskomponenten durchaus realistische Prognosewerte liefern können.

Es muss jedoch auch hier davon ausgegangen werden, dass Prognose und Wirklichkeit zwar größenordnungsmäßig überein zu bringen sind, bei Übertragung der Berechnungsergebnisse auf Erwartungswerte realer Konstruktionen jedoch über Parametervariationen eine ingenieurmäßig hinreichend breite Streuung zu erfassen ist.

5 Schlussfolgerungen

Ohne den Anspruch auf Allgemeingültigkeit zu erheben, haben die vorstehenden Beispiele gezeigt, dass hinsichtlich der Erwartungswerte von Pfahlverformungen, sowohl bei statisch belasteten Einzelpfählen, bei statisch belasteten Pfahlgruppen als auch bei zyklisch belasteten Einzelpfählen durchaus erhebliche Prognoseunsicherheiten, sowohl zur weichen als auch zur steifen Seite hin berücksichtigt werden sollten.

Im Entwurf ist es deshalb erforderlich, jeweils der entsprechenden Problemstellung angepasst Minimal- und Maximalbetrachtungen anzustellen, um dadurch den Erwartungswert entsprechend einzugrenzen.

Für weitere Entwicklungen ist es unabdingbar, über Messungen an realen Strukturen weitere Erkenntnisse zum Pfahlverformungsverhalten zu gewinnen und insbesondere die Erfassung herstellungsbedingter Störungen im Lastübertragungsbereich Pfahl-Boden zu erkennen und deren Einfluss dann in der Gesamtbetrachtung zu berücksichtigen. Darüber hinaus zeigen Labor- und Feldversuche zyklisch belasteter Pfähle gleichermaßen, dass der Belastungsgeschichte eine wesentliche Bedeutung zugemessen werden muss, so dass für eine fundierte Auswertung von „in situ“-Messungen diese Belastungsgeschichte umfänglich dokumentiert werden muss.

Literaturverzeichnis

- [1] API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD (RP 2A-WSD): Twenty-First Edition, Dezember 2000, Errata and Supplement 1, Dezember 2002
- [2] ARSLAN; KATZENBACH; QUICK; GUTWALD: *Dreidimensionale Interaktionsberechnung zur Gründung der vier neuen Hochhaustürme in Frankfurt am Main*: Vorträge der Baugrundtagung, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., Köln 1994
- [3] DIN 1054:2005-01: *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*: Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN
- [4] EA-PFÄHLE, Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle". Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), Verlag Ernst & Sohn, 2007
- [5] EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES „BAUGRUNDDYNAMIK“: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), Berlin 2002
- [6] JARDIN: *Pile Load Testing Performed for HSE Cyclic, Loading Study at Dunkirk, Volume 1 und 2*. In: Offshore Technology Report-Oto 2000 008, HSE Health & Safety Executive, 2000
- [7] KEMPFERT, H.-G.; LAUFFER, J.: *Pfahlprobelastungen in wenig tragfähigen Böden unter statischer und wechselnder Belastung*. In: Geotechnik (14), 1991
- [8] KIRSCH, F.; RICHTER, TH.: *Ein einfaches Näherungsverfahren zur Prognose des axial-zyklischen Tragverhaltens von Pfählen*. Veröffentlichung in Vorbereitung
- [9] MITTAG, J.; RICHTER, TH.: *Beitrag zur Bemessung von vertikal zyklisch belasteten Pfählen*. In: Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Heft 18 der Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, 2005
- [10] POULOS, H.G.: *Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand*. In: ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 6 1989
- [11] POULOS, H.: *Spannungen und Setzungen im Boden*. In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 6.Aufl., Verlag Ernst & Sohn
- [12] REUL, O.: *In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung*. In: Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 75, 2006
- [13] RICHTER, TH.: *Theoretische und experimentelle Untersuchung zum Verflüssigungsverhalten rolliger Böden unter zyklischer Belastung*. Dissertation an der TU Berlin, 1978
- [14] SCHWARZ, P.: *Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung*. In: Heft 33 der Schriftenreihe Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, München 2002
- [15] SCHWARZ, P.; KLEIH, J.: *Pfahlwiderstände bei nichtruhenden Einwirkungen*. In: Vortrag im Rahmen Geotechnik-Seminar „Die neue EA-Pfähle“, Vereinigung der Prüfungenieure für Baustatik in Bayern e.V., 2008

- [16] SILVER, L; SEED, B.: *Volume Changes in Sands During Cyclic Loading*. In: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. SM9, 1971
- [17] VRETTOS, CH.: *Bodendynamik*. In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 7. Aufl., S. 451-500, Verlag Ernst & Sohn, 2008
- [18] VUCETIC, M.: *Cyclic Threshold Shear Strains in Soils*. In: Journal of Geotechnical engineering, Vol. 120, No. 12, 1994

Bei der Vorlandbrücke handelt es sich um eine Segmentbrücke aus vorgespannten Deckelementen mit einer typischen Stützweite von 19 m. Die Hauptbrücke, mit einer maximalen Stützweite von 113 m, wird die erste Schrägseilbrücke Nigerias (Abbildung 2 und Abbildung 3).



Abbildung 2: Lagos Osborne Bridge, die erste Schrägseilbrücke Nigerias, Architektenzeichnung

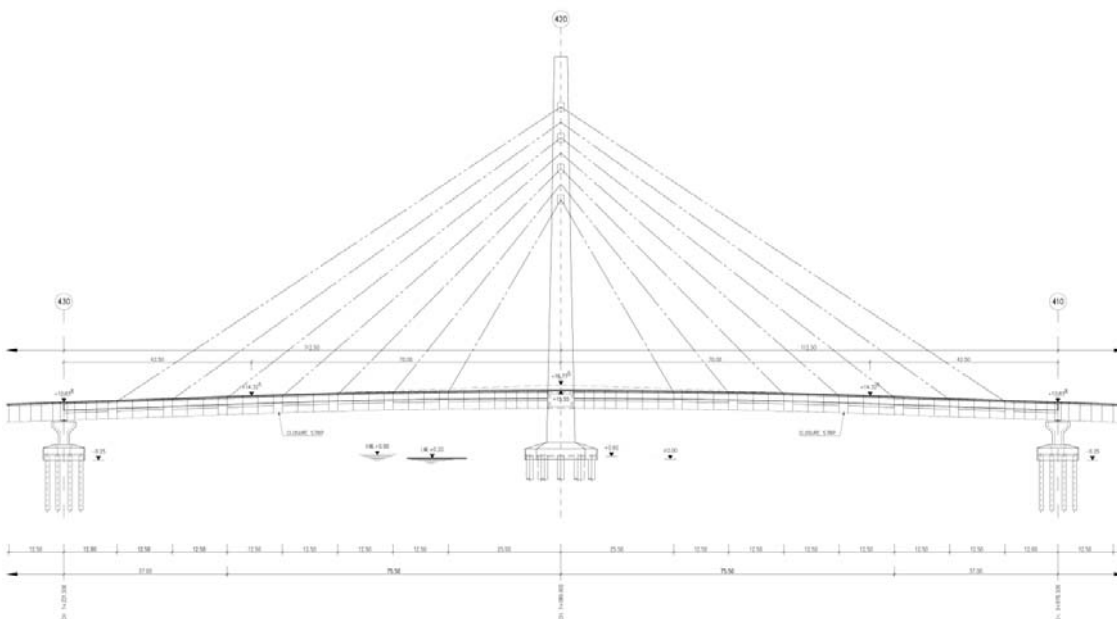


Abbildung 3: Lagos Osborne Bridge, Seitenansicht im Bereich des Pylon (Achse 410, 420 und 430)

Um den Durchgang von Schiffen unter der Brücke zu ermöglichen, wird der Hauptpylon eine Höhe von 87 m erreichen. Die Brücke, inklusive Gründung, wird von einer Planungsgemeinschaft zwischen den Technischen Büros von Bilfinger Berger Nigeria GmbH (BBN) und Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH (BBI) geplant. Das Bauvorhaben wird von Julius Berger Nigeria (JBN) und BBN geleitet und ausgeführt.

Zu den geotechnischen Aufgaben in der Planungsphase gehörten die Entwicklung eines Baugrunderkundungsprogramms, die Betreuung der Ausführung der Baugrunderkundung, die Auswertung der Feld- und Laborversuche, die Verfassung eines Baugrundgutachtens mit Gründungsempfehlungen und das Gründungsdesign inklusive Rammanalyse.

2 Geologie und Hydrogeologie

Lagos City liegt im Südwest Nigerias im Golf von Guinea. Sie besteht hauptsächlich aus dem Lagos Festland, den Inseln Lagos und Victoria und der Lekki Halbinseln.

Die Küste Nigerias besteht aus zwei Sedimentationsräumen: Dem Niger Delta Becken und dem Benin Becken. Im Benin Becken, im Bereich dessen sich die Lagos Osborne Brücke befindet, liegen Sedimentgesteinen aus der Kreide (Abeokuta Formation), hauptsächlich Sandstein, Schiefergestein und Kalkstein bis in größeren Tiefen. Sie werden von tertiären Formationen (Iloro, Oshosun und Ewekoro Formationen) bestehend aus Sandstein und Tonstein überlagert. Oberhalb lagern sich quartären Formationen (Benin und Delta Formationen) ab, die hauptsächlich aus Sandstein sowie Sanden, Schluffen und Tonen bestehen.

Aus dem Hinterland wird die Küstenregion in Lagos vor allem vom Niger aber auch von anderen Flüssen mit Süßwasser und Fracht beliefert. Schätzungsweise gehen über 80% der Sedimentfracht des Nigers, die ca. $20 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{Jahr}$ beträgt, in den Westteil des Nigerdelta. Unterschiede in Tidenhub, Sedimentlieferung und Strömungsrichtungen ließen unterschiedliche Küsten entstehen. In der Region von Lagos ist eine Nehrungsküste mit abgedämmten Lagunen entstanden. Küstenparallel werden die Lagunen durch Gewässer (creeks) verbunden. Die häufige Veränderung der Küstenlinie führt zu Änderung des Ablagerungsmilieus im Meer und auf dem Festland. Es entstehen nahe der Oberfläche Wechsellagen aus holozänen sandigen, schluffigen, tonigen und torfigen Sedimenten mit fluvialem und marinem Ursprung. Sie liegen auf dicht bis sehr dicht gelagerten Wechsellagen aus pleistozänen Kiesen, Sanden, Schluffen und Tonen, die im Bereich der Lagune erst in Tiefen von 50 m bis 100 m zu finden sind.

Bei den holozänen und pleistozänen Sedimenten handelt es sich um einen Mehrschichtenaquifer, in dem die wasserführenden grobkörnigen Schichten (Kies, Sand) von feinkörnigen Bodenschichten (Schluff, Ton) getrennt werden. Der untere Aquifer (Pleistozäne Bodenschichten) ist Bereichsweise gespannt. Er wird für industrielle und häusliche Wasserversorgung benutzt. Wegen der Nähe zum Ozean variiert der Salzgehalt des Wassers in der Lagune stark und fluktuiert sowohl während eines Tages als auch saisonal.

3 Baugrunduntersuchungen

Entlang der Brückenachse wurden 17 Aufschlussbohrungen bis in eine Tiefe von 80 m abgeteuft, davon zwei am Land und 15 auf dem Wasser. Zusätzlich wurde jeweils eine Drucksondierung (CPT) nahe der beiden geplanten Brückenwiderlager durchgeführt. Die Lagerungsdichte der körnigen Bodenschichten wurden mittels SPT (Standard Penetration Tests) untersucht. 75 Ungestörte Bodenproben wurden aus den feinkörnigen Schichten für Oedometer- und Triaxialversuche entnommen. Wasserproben wurden aus sieben Bohrungen gewonnen, um die Betonaggressivität zu untersuchen. Die Festlegung des Baugrundprogramms und die Interpretation der Baugrunderkundungsergebnisse war Aufgabe des geotechnischen Planers. Die Felduntersuchungen und die Laborversuchen wurden von JBN bzw. dem Zentralen Labor von Bilfinger Berger durchgeführt.

4 Baugrundbedingungen und Baugrundmodell

Das aus der Baugrunderkundung resultierende geologische Modell und die Höhen des Lagunenbodens zeigt Abbildung 4. Die relativ starke Fluktuation der Höhe des Lagunenbodens ist sowohl natürlich (Wasserströmung) als auch anthropologisch (Ausbaggerungen) bedingt. Der Baugrund besteht aus einer Wechselfolge grob- und feinkörniger Böden. Direkt unter dem Lagunenboden befinden sich die oberen Sande. Sie sind lockergelagerte Fein- bis Mittelsande, die Ton- und Torfeinlagerungen beinhalten und bereichsweise durch weiche und organische Sedimente überlagert sind. Es folgt mittel- bis hochplastischer, teilweise organischer Ton von weicher bis steifer Konsistenz mit sandigen und schluffigen Einlagerungen. Diese Schicht wird von mitteldichten Sanden und tonigen Sanden unterlagert. Zwischen dieser Schicht und den tiefliegenden, sehr dicht gelagerten, teilweise grobkörnigen Basalsanden steht leichtplastischen, steifen bis sehr steifen Ton an.

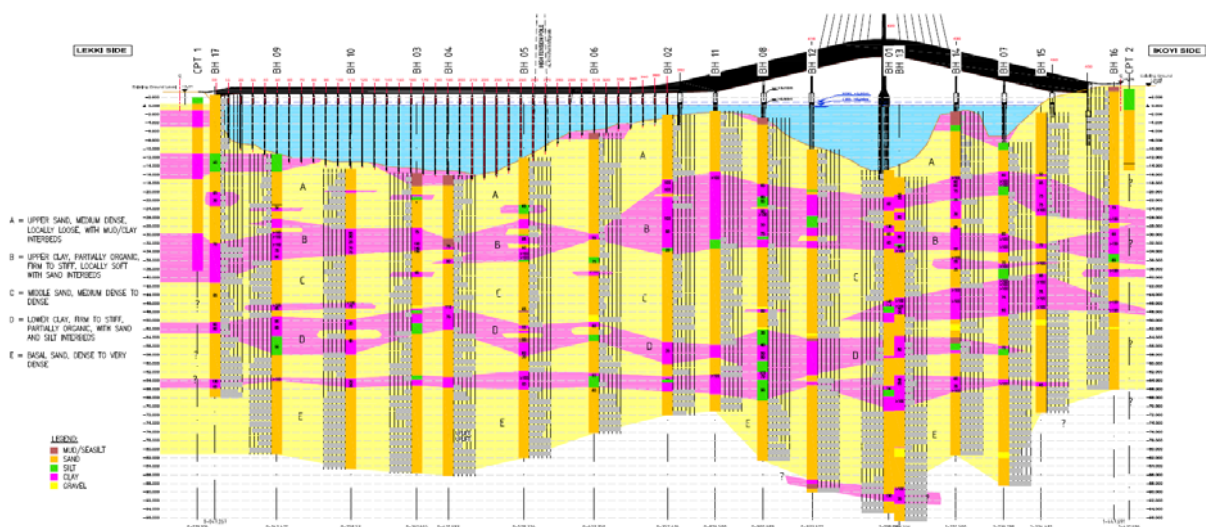


Abbildung 4: Angenommener Verlauf der Hauptbodenschichten, Lagos Osborne Bridge

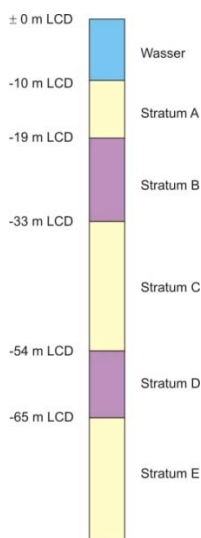
Basierend auf dem geologischen Modell und den aus den Laborversuchen ermittelten physikalischen und mechanischen Bodenkennwerte wurde ein Baugrundmodell entwickelt. Im Bereich der Hauptbrücke wurde in der Umgebung jedes Brückenpfeilers eine Bohrung ausgeführt (im Bereich des Pylon 2 Bohrungen). Die sich daraus ergebenden Informationen über Bodenschichtung und Materialeigenschaften bildeten die Grundlage für die Setzungsberechnung und die Abschätzung der Pfahltragfähigkeiten. Abbildung 5 zeigt exemplarisch die Bodenschichtungen im Bereich der Achsen 410, 420 (Pylon) und 430, die Grundlage der Berechnungen waren.

In Tabelle 1 sind die Bodenkennwerte der Hauptbodenschichten für den Bereich des Hauptpylons exemplarisch zusammengestellt.

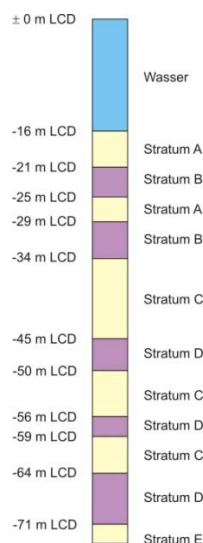
Tabelle 1: Bodenkennwerte der Hauptbodenschichten

Stratum	Bodenart	Bodenzustand	Wichte	Reibungswinkel	Kohäsion	Undrainierte Kohäsion	Steifemodul	Konsolidierungsbeiwert
			γ / γ' [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_s [MPa]	c_v [m ² /yr]
A	Sand	Mitteldicht bis sehr dicht	20 / 10	32 bis 35	0	-	40 bis 60	-
B	Ton	Weich bis Steif	19 / 9	20 bis 25	15 bis 20	60 bis 80	8 bis 12	0.3
C	Sand, schluffig, tonig	Mitteldicht	21 / 11	32 bis 35	0	-	50 bis 100	-
D	Ton, sandig	Steif	19 / 9	20 bis 25	15 bis 20	60 bis >100	20 bis 30	3
E	Sand	Sehr dicht	21 / 11	35 bis 40	0	-	100 bis 150	-

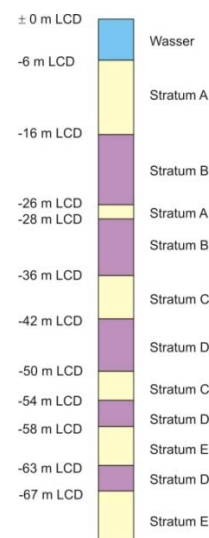
¹⁾ bis Endtiefe der Bohrungen



(a) Achse 410



(b) Achse 420



(c) Achse 430

Abbildung 5: Baugrundmodelle

5 Gründungsdesign

5.1 Pfahltyp

Die Gründung der Stützen der Vorlandbrücke und der Hauptbrücke bis auf den Pylon besteht aus geeigneten bzw. vertikalen Ortbetonpfählen mit einem Durchmesser von 914 mm. Die Pfähle werden im Verdrängungsverfahren mit Hilfe von Stahlrohren hergestellt, die mit geschlossener Spitze eingerammt werden und als verlorene Schalung für die Betonage dienen. Der Pylon ist auf 2×14 vertikalen Ortbetonpfählen mit einem Durchmesser von 1,524 mm und Achsabständen von mindestens drei Durchmessern gegründet. Für die Installation der Pfähle werden ebenfalls Stahlrohre als verlorene Schalung verwendet, die mit offener Spitze einvibriert werden, wobei vor der Betonage der Boden im Rohr mittels Greiferverfahrens ausgehoben wird.

5.2 Rammpbarkeit der Pfähle

Es wurden Rammpbarkeitsanalysen mit Hilfe des Programms GRL WEAP(Wave Equation Analysis of Pile driving) durchgeführt, [4]. Das Programm erlaubt die Abschätzung der Pfahlbewegung und der während des Rammvorgangs im Pfahl auftretenden Kräfte. In die Berechnungen gehen im wesentlichen Hammertyp, Pfahltyp und Baugrundeigenschaften als Eingangswerte ein.

Die Rammpbarkeitsanalysen dienen dabei in erster Linie der Vorauswahl des Hammers bzw. Vibrators. Daneben können auf der Grundlage der Berechnungsergebnisse Rückschlüsse auf die Rammzeit, die Schlagzahl sowie die Größenordnung der während der Rammung im Pfahl auftretenden Rammspannungen gezogen werden.

Es wurde die Eignung des Hammers IHC S-150 für die Durchführung der Rammarbeiten der Durchmesser 914 mm Pfähle mit geschlossener Spitze (closed-end) überprüft. Bei dem IHC S-150 handelt es sich um einen Hydraulikhammer mit einer maximalen Energierate von ca. 150 kJ pro Schlag. Für die Stahlrohre mit Durchmesser 914 mm, die eine Gesamtlänge von 45 m bis 55 m besitzen und ca. 30 m bis 40 m in den Untergrund einbinden, wurden mit Hilfe des Programms Rammzeiten von bis zu 100 Minuten abgeschätzt, wobei rechnerisch Rammspannungen von bis zu 260 kPa auftreten. Auf der Grundlage der Berechnungsergebnisse wurde unter anderem die Stahlgüte der verwendeten Rohre von API 5L-X42 auf API 5L-X52 erhöht. Die im Rohr während der Rammung auftretenden maximalen Rammspannungen konnten im Rahmen einer Proberammung bestätigt werden, die Abweichung zwischen prognostiziertem und gemessenem Wert beträgt nur ca. 10 %. Die Rammzeiten der im Bereich der Vorlandbrücke bereits installierten Pfähle liegen darüber hinaus mit ca. 60 Minuten ebenfalls in der abgeschätzten Größenordnung.

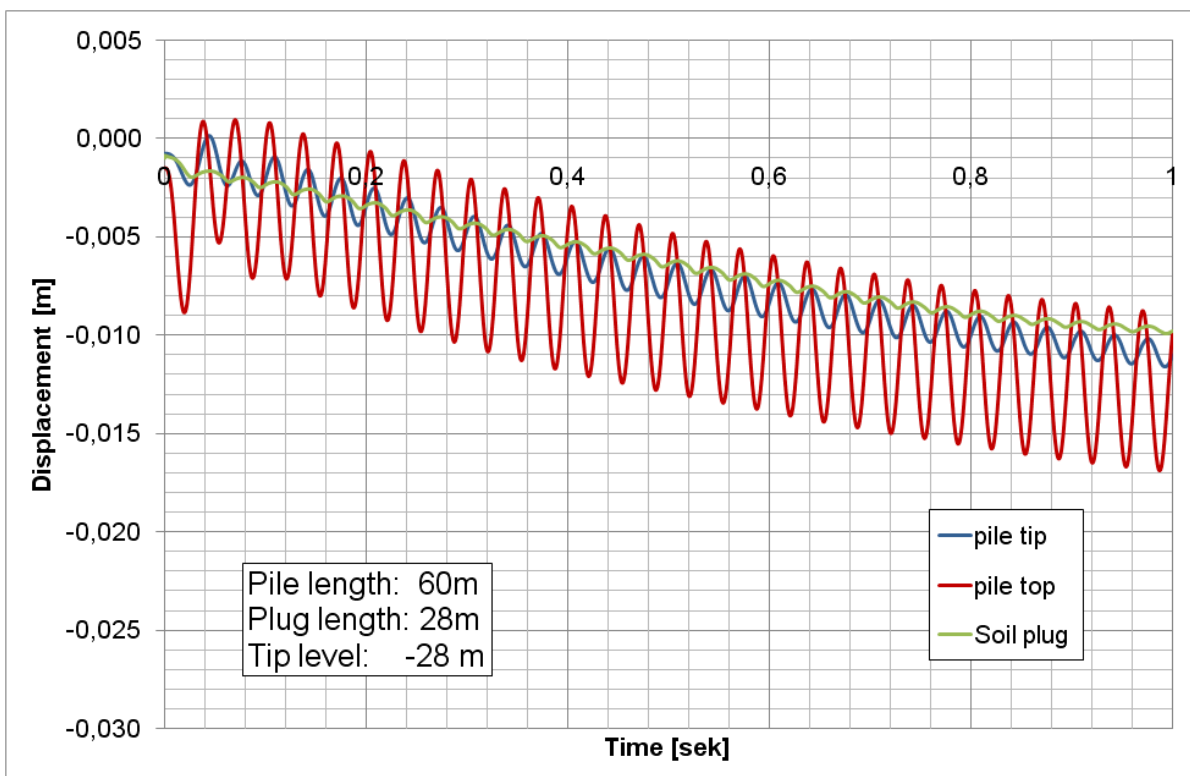


Abbildung 7: Boden steht 28 m im Rohr, einvibrieren nicht mehr möglich

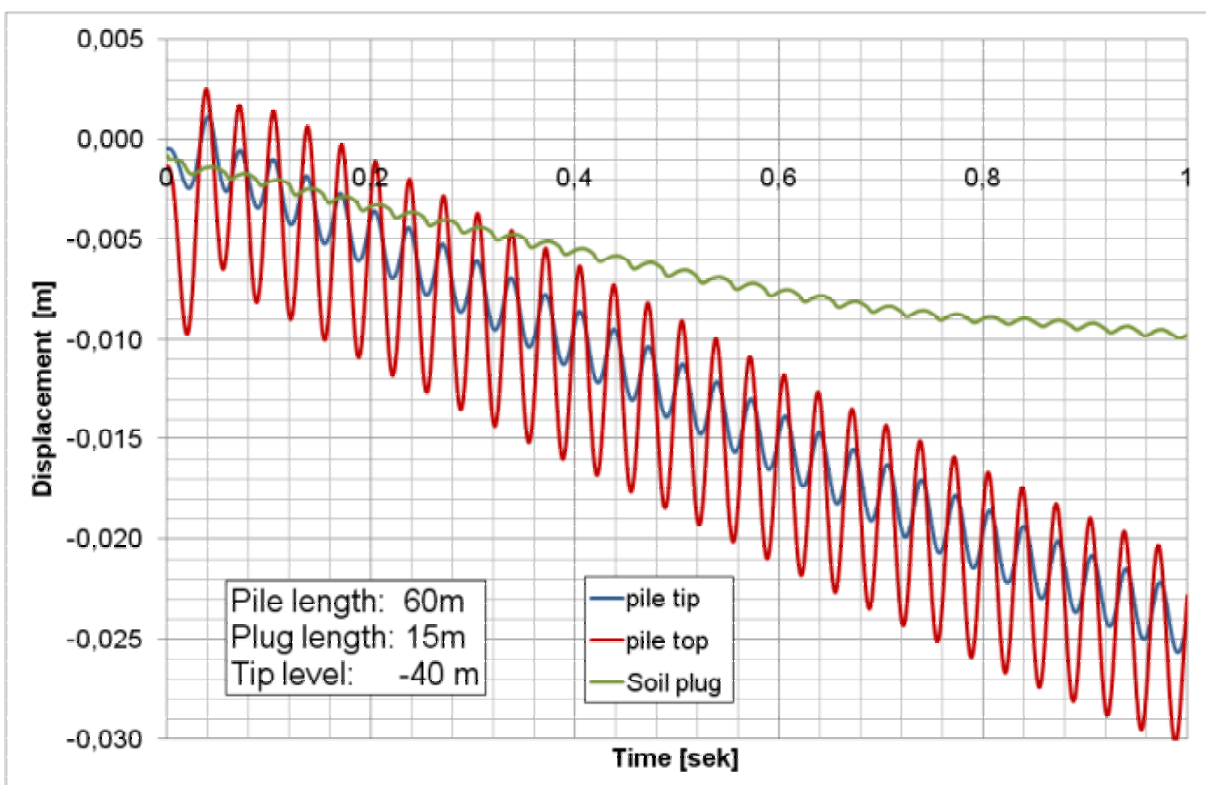


Abbildung 8: Boden steht 15 m im Rohr, einvibrieren möglich

5.3 Tragfähigkeit des Einzelpfahls

Zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit wurden die charakteristischen Werte von Mantelreibung und Spitzenwiderstand aus den Ergebnissen der Baugrunderkundung abgeleitet. In Abhängigkeit der Baugrundbedingungen, des Pfahl-Typ, der Pfahllänge sowie des Pfahlabstandes wurden die in Tabelle 2 angegebenen Pfahltragfähigkeiten abgeschätzt. Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgte dabei nach British Standard (BS EN 1997-1:2004, [2] und [3]). Bei dem auf dem Teilsicherheitskonzept basierenden Nachweisverfahren wurde berücksichtigt, dass Pfahltests durchgeführt werden, was zu einer Reduzierung der entsprechenden Teilsicherheiten führte.

Die Pfahltragfähigkeit nach BS EN 1997-1:2004 ([2] und [3]) muss für die Kombinationen 1 (Set B) und 2 (Set C) nachgewiesen werden. Es werden jeweils Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen (A), für den Boden (M) sowie für den Pfahlwiderstand (R) angesetzt. In der Kombination 1 werden die Einwirkungen (A) erhöht, während Bodenparameter (M) und Pfahlwiderstände (R) mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1.00 belegt werden. In der Kombination 2 werden lediglich die veränderlichen Einwirkungen geringfügig erhöht, während die Bodenkennwerte des Scherwiderstands (Reibungswinkel und Kohäsion) (M), der Spitzendruck und die Mantelreibung (R) mit einem Teilsicherheitsfaktor reduziert werden müssen. Dabei ist für Bohrpfähle der Teilsicherheitsfaktor größer als für Rammfähle.

Die beiden Parameter-Kombinationen ergeben sich nach [2] und [3] wie folgt:

Kombination 1 (set B): A1 + M1 + R1

Kombination 2 (set C): A2 + (M1 oder M2) + R4

Hierbei gelten für den vorliegenden Fall für die Widerstandsseite folgende Teilsicherheiten:

Teilsicherheiten für den Boden:

Parameter M1 für Kombination 1 und 2: $\gamma_{\phi} = \gamma_c = \gamma_{cu} = 1.00$

Parameter M2 für Kombination 2: $\gamma_{\phi} = \gamma_c = 1.25; \gamma_{cu} = 1.40$

Teilsicherheiten für den Pfahl-Typ:

Parameter R1 für Kombination 1:

Verdrängungspfahl $\gamma_d = 1.00$ für Pfahlfuß und $\gamma_s = 1.00$ für Pfahlmantel

Bohrpfahl $\gamma_d = 1.00$ für Pfahlfuß und $\gamma_s = 1.00$ für Pfahlmantel

Parameter R4 für Kombination 2:

Verdrängungspfahl $\gamma_d = 1.50$ für Pfahlfuß und $\gamma_s = 1.30$ für Pfahlmantel

Bohrpfahl $\gamma_d = 1.70$ für Pfahlfuß und $\gamma_s = 1.40$ für Pfahlmantel

Zusätzlich muss der errechnete Pfahlwiderstand für beide Kombinationen um einen Modellfaktor reduziert werden, der bei Durchführung von Pfahltests mit 1.20 angesetzt werden kann (ohne Pfahltest beträgt der Modellfaktor 1.40).

Der Achsabstand der Pfähle untereinander beträgt mindestens 3 Pfahldurchmesser. Für die Verdrängungspfähle und die vollverrohrt hergestellten Bohrpfähle wurde daher die Tragfähigkeit des Pfahls in der Pfahlgruppe gegenüber der des Einzelpfahls nicht reduziert. Ein Gruppeneffekt wird nur bei der Analyse der Pfahlsetzungen berücksichtigt.

Die so ermittelten Pfahltragfähigkeiten sind für die Kombination 1 und 2 für die unterschiedlichen Bereiche der Brücke in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Pfahltragfähigkeiten, gemäß British Standard BS EN 1997-1:2004, [2]

	Vorlandbrücke	Hauptbrücke		
Achse	00 bis 370	380 bis 410	420 (Pylon)	430 bis 460
Bemessungswert der Pfahltragfähigkeit Kombination 1 [MN]	4,2 bis 8,5	5,2 bis 6,7	11,0 bis 14,0	5,7 bis 8,2
Bemessungswert der Pfahltragfähigkeit Kombination 2 [MN]	3,1 bis 5,6	3,8 bis 4,9	7.5 bis 9,2	4,2 bis 6,0

Die Ergebnisse eines im Anschluss an den Rammtest durchgeführten dynamischen Pfahltests (die Pfahltragfähigkeiten wurden dabei mit Hilfe des CAPWAP Verfahren ermittelt) bestätigten die für die Achse 00 prognostizierten Pfahl-Tragfähigkeiten (Abbildung 10).

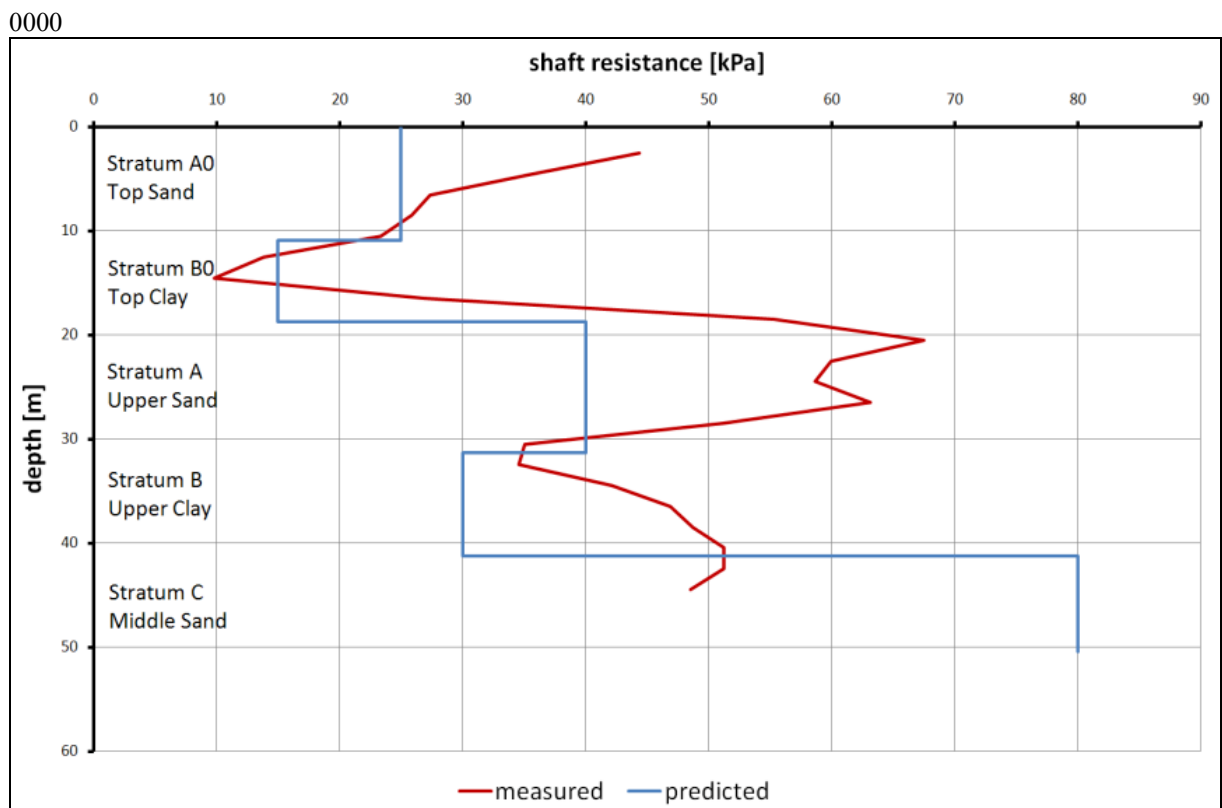


Abbildung 9: Vergleich Prognostizierte und gemessene (PDA) Mantelreibung

In Tabelle 3 sind die Werte, die für die unterschiedlichen Hauptbodenschichten A bis C, in die die Pfähle einbinden, auf der Basis der Labor- und Feldversuche abgeschätzt worden sind, den Messergebnisse des dynamischen Pfahltests gegenübergestellt. Im vorliegenden Fall beträgt der Unterschied zwischen prognostizierter und aus dynamischem Pfahltest ermittelter Tragfähigkeit weniger als 10 %.

Tabelle 3: Vergleich zwischen prognostizierter und aus dem dynamischen Pfahltest ermittelten Mantelreibungs- und Spitzenwiderstand

Stratum	Mantelreibung [kPa]		Spitzenwiderstand [kPa]	
	Prognose	Messung	Prognose	Messung
A1	25	20 – 40	-	-
B1	15	9 – 20	-	-
A2	40	40 – 60	-	-
B2	30	35 – 50	-	-
C	80	50	3.000	3.400

5.4 Verhalten der Pfahlgruppe

In Abbildung 10 und Abbildung 11 ist die Pfahlanordnung der Gründung des Hauptpylon und der danebenliegenden Brückenpfeiler dargestellt. Die für die Setzungsberechnung relevante permanente Last im Endzustand auf die Pfahlkopfplatte beträgt für die Gründung in Achse 420 (Pylon) ca. 195 MN und für die Achsen 410 bzw. 430 ca. 58 MN.

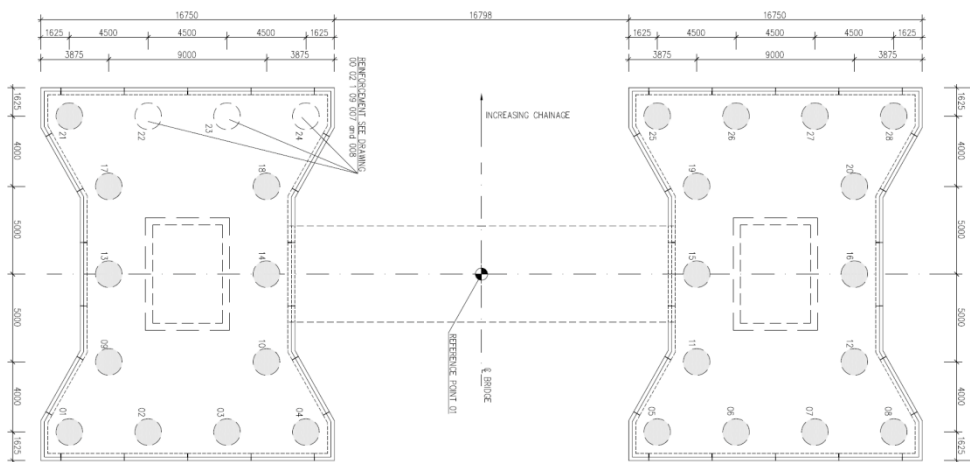


Abbildung 10: Pfahlanordnung in Achse 420 (Pylon)

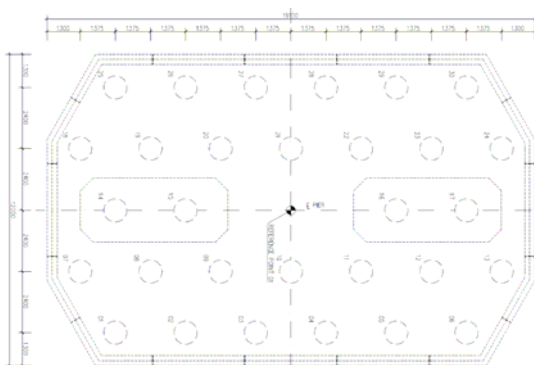


Abbildung 11: Pfahlanordnung in Achse 410 bzw. 430

Hinsichtlich der Einbindellänge der Pfähle am Pylon (Achse 420) wurden zwei Varianten untersucht. Bei Variante 1 bindet der Pfahlfuß bei einer Gesamtpfahllänge von 75 m in die unteren, sehr dicht gelagerten Sande ein. Bei Variante 2 bindet der Pfahlfuß bei einer Gesamtpfahllänge von 60 m in die mittlere, mitteldicht gelagerte Sandschicht, evtl. auch in die steife sandige Tonschicht, ein.

Die Setzungen der Pfahlgruppe bei der Variante mit längeren Pfählen (1) liegen mit ca. 2 cm in der Größenordnung der Einzelpfahlsetzung. Die daraus resultierenden Setzungsdifferenzen können vom Brückenoberbau problemlos aufgenommen werden. Allerdings besteht bei dieser Variante ein erhöhtes Risiko hinsichtlich der gewählten Pfahlherstellung (Installation der Verrohrung mittels Vibrationsrammen). Die Variante mit den kürzeren Pfählen (2) ist zwar

leichter ausführbar, aber die Aufnahmen der daraus resultierenden Differenzsetzungen durch den vorgespannten Oberbau nur mit sehr hohem Aufwand, möglich.

Um Variante (2) doch in Betracht ziehen zu können, wurde eine detaillierte Analyse der Lastentwicklung bis zur Fertigstellung des Oberbaus zwischen dem Pylon und den Pfeilern (Schließen) unter Berücksichtigung der Konsolidierungszeiten erforderlich.

Zur Abschätzung des Verhaltens der Pfahlgruppen (vertikale und horizontale Verschiebungen, Schiefstellungen) wurden Berechnungen mit Hilfe des Programms REPUTE 1.5 durchgeführt, [7]. Das Programm basiert auf der Randelementmethode. Die Pfähle, die in einer starren Pfahlkopfplatte einbinden, können unterschiedliche Durchmesser und unterschiedliche Länge aufweisen, [7]. Das Programm berechnet die dreidimensionale Pfahl-Pfahl-Interaktion für einen geschichteten, endlichen/undendlichen, elastischen/nichtlinear elastischen Halbraum für monotone Belastung (Momente, Horizontalkräfte und Vertikalkraft).

Der Vorteil des Programms REPUTE gegenüber konventionellen Ansätzen zur Ermittlung der Pfahlgruppensetzung (z.B. Betrachtung eines tiefenliegenden Ersatzfundaments nach DIN) liegt insbesondere darin, dass die Lastabtragung über den Pfahlmantel in den Untergrund und damit die setzungserzeugenden Spannungen realistischer abgeschätzt werden können sowie in der Tatsache, dass die gegenseitige Beeinflussung der Pfähle der Gruppe in der Berechnung unmittelbar mit erfasst und berücksichtigt wird.

In Tabelle 5 sind zum Vergleich die mit Hilfe des Programms REPUTE abgeschätzten totalen Pfahlgruppensetzungen für den Pylon (Achse 420) sowie für die benachbarte Pfeilergründung (Axe 410 und 430) für die Ausführungsvariante 2 den Berechnungsergebnissen nach DIN (tiefliegende Flachgründung) gegenübergestellt. Für den vorliegenden Fall liefert die REPUTE-Berechnung um bis zu 50 % geringere Werte der Gesamtsetzungen.

Tabelle 4: Ergebnisse der Setzungsberechnung nach DIN und mit Hilfe der Software REPUTE

Achse	Setzungen [cm]		
	410	420 (Pylon)	430
DIN	5 bis 6	7 Bis 14	5 bis 8
REPUTE	4 bis 5	5 bis 8	3 bis 4

Zur Abschätzung der nach dem Schließen verbleibenden Rest-Differenzsetzungen wurde, auf der Basis von Informationen über den Lastverlauf während der Bauphase, eine Abschätzung der Konsolidierungszeiten durchgeführt. Exemplarisch ist in Abbildung 12 für Achse 420 der zeitliche Verlauf der Belastung und in Abbildung 13 die daraus abgeleiteten Konsolidierungszeiten dargestellt.

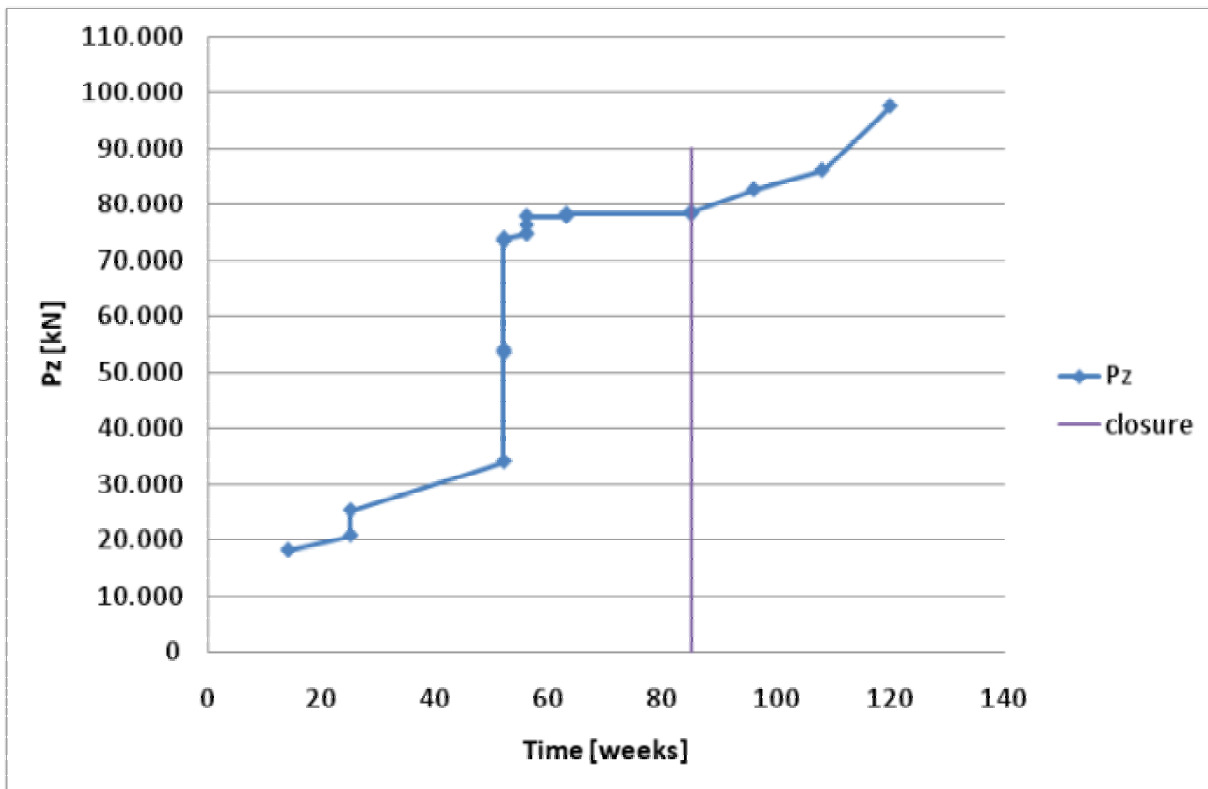


Abbildung 12: Belastung in Abhängigkeit der Zeit für Achse 420

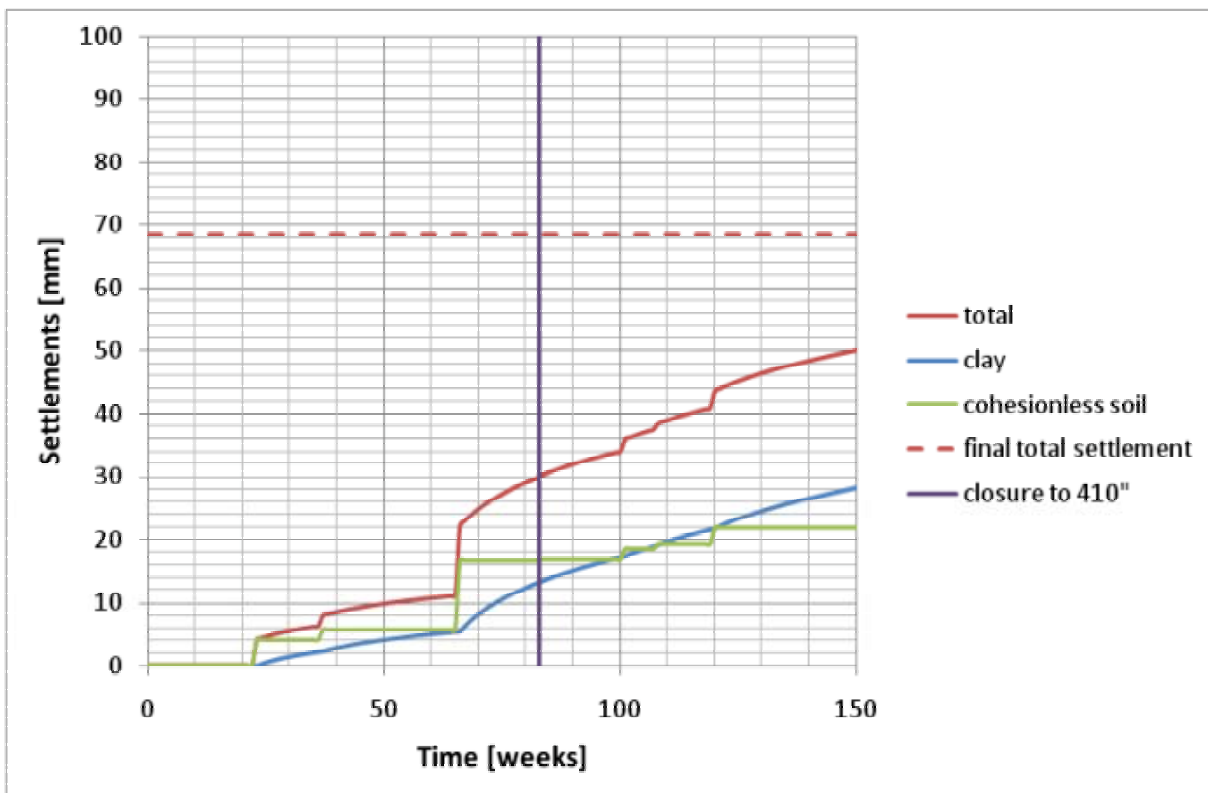


Abbildung 13: Zeitlicher Verlauf der Konsolidierungssetzungen für Achse 420

Tabelle 5 enthält die erwarteten Restsetzungen nach Schließen des Oberbaus in den Achsen 410, 420 und 430 sowie die sich daraus ergebende mögliche Differenzsetzungen zwischen diesen Achsen.

Tabelle 5: Prognostizierte Pfahlgruppensetzungen, Restsetzungen nach Schließen und Differenzsetzungen zwischen Pylon und angrenzenden Brückenpfeilern in [mm]

Achse	410	420 (Pylon)	430
Gesamtsetzungen (REPUTE)	40 bis 50	50 bis 80	35 bis 40
Restsetzungen nach Schließen	10 bis 30	30 bis 50	10 bis 30
Differenz- setzungen		0 bis 40	0 bis 40

Die Setzungsunterschiede zwischen den Achsen ergeben sich rechnerisch infolge der unterschiedlichen Geometrie der Gründungen (Pfahlanordnung, Pfahlanzahl und Pfahllänge), der unterschiedlichen Belastung und des zeitlichen Belastungsverlauf sowie aufgrund der Unterschiede in den Baugrundbedingungen.

6 Abschließende Bemerkungen

Die anspruchsvollen Baugrundbedingungen und die ausführungstechnischen Randbedingungen für die Gründungsherstellung stellten hohe Anforderung an die geotechnischen Planung der Lagos Osborne Bridge. Durch eine geeignete Baugrunderkundung und die Anwendung moderner Planungswerkzeugen konnte eine technische und wirtschaftliche Optimierung der Gründungen erzielt werden. Die vorhergesagten Pfahltragfähigkeiten wurden durch die Ergebnisse des bisher ausgeführten Pfahltests bestätigt. Die bei der Installation der ersten Pfähle gemessenen Rammzeiten stimmen mit unserer Prognosen gut überein. Die Ergebnisse weiterer dynamischen Pfahltests und einer statischen Pfahlprobelastung am Hauptpylon sowie die Überwachung der Gründungsverschiebungen während der Herstellung des Brückenunterbaus und Oberbaus werden eine weitere Überprüfung der Planungsergebnisse, ggfs. eine Anpassung der Prognosen ermöglichen.

Literaturverzeichnis

- [1] Poulos and Davis: Pile foundation analysis and design, John Wiley & Sons, 1980

- [2] BS EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General Rules, British Standard Institution (BSI), 2004
- [3] NA to BS EN 1991-1:2004: National Annex to Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General Rules, British Standards Institution (BSI), 2007
- [4] GRL WEAP Wave Equation Analysis of Pile Driving (Handbook), Goble, Rausche, Linkins and Associates Inc., Cleveland, Ohio, 1998
- [5] DIERSSEN, G.: Ein Bodenmechanisches Modell zur Beschreibung des Vibrationsrammens in Körnigen Böden. Veröffentlichung des Instituts für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1994
- [6] CUDMANI, R.: A Soil Mechanical Model for Modelling Vibratory Driving in Cohesionless Soils. In: Workshop Vibratory Driving, 1997
- [7] REPUTE 1.5 User Manual, Geocentrix Ltd., United Kingdom, 2007
- [8] Slominski, C. and Cudmani, R.: The Influence of Soil Plugging on the Driving Resistance and Bearing Capacity of Open-Ended Steel Piles, Grundlagen und Anwendungen der Geomechanik GKK 08 – Geomechanik Kolloquium Karlsruhe, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 170, S. 137 – 152, 2008

Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke

- | | | | |
|---------|-----------------------|------|--|
| Heft 1 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1992 | Das Institut für Geotechnik an der TU Dresden
+ Die Veröffentlichungen Johann Ohdes |
| Heft 2 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1995 | OHDE-Kolloquium 1993 |
| Heft 3 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1995 | Festschrift zum 60. Geburtstag von
Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke |
| Heft 4 | Franke, D.
(Hrsg.) | 1997 | OHDE-Kolloquium 1997 |
| Heft 5 | Engel, J. | 1998 | Entwicklung von Datenstrukturen
für bodenmechanische Anwendungen |
| Heft 6 | Vogt, L. | 1998 | Untersuchungen zum Tragverhalten und
zur Verbesserung der Standsicherheit
von Stützmauern |
| Heft 7 | al Diban, I. | 2000 | Das Tragverhalten horizontal belasteter, in
nichtbindigem Boden eingespannter starrer
Träger, in ebenem und geböschtem Gelände |
| Heft 8 | Winkler, A. | 2001 | Ermittlung des Erddrucks im Bruchzustand bei
Drehung einer Wand um den Kopfpunkt |
| Heft 9 | Franke, D.
(Hrsg.) | 2001 | OHDE-Kolloquium 2001 |
| Heft 10 | Engel, J. | 2002 | Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für
bodenmechanische Nachweise |
| Heft 11 | Neuberg, C. | 2002 | Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen
passiven Erddrucks vor parallel verschobenen
Trägern |

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle

- | | | | |
|---------|-----------|------|---|
| Heft 12 | Bartl, U. | 2004 | Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks
in kohäsionslosem Boden |
|---------|-----------|------|---|

- Heft 13 Arnold, M. 2004 Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks
auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand
- Heft 14 Al-Akel, S. 2005 Beitrag zur Berechnung von eingespannten starren
Stützkonstruktionen in kohäsionslosem Boden
- Heft 15 Herle, I. 2005 OHDE-Kolloquium 2005
(Hrsg.)
- Heft 16 Herle, I. 2009 OHDE-Kolloquium 2009
(Hrsg.)