



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Institut für Geotechnik

**MITTEILUNGEN
HEFT 15**

OHDE-KOLLOQUIUM 2005

**BODENVERHALTEN ALS
GRUNDLAGE FÜR DEN
GEOTECHNISCHEN ENTWURF**

DRESDEN 2005

Mitteilungen – Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

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

© Institut für Geotechnik – TU Dresden – 2005

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: geotech@rcs.urz.tu-dresden.de

Vorwort des Herausgebers

Das Ohde-Kolloquium 2005 knüpft an den vierjährigen Rhythmus dieser Veranstaltung am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden an. Unter der Überschrift *Bodenverhalten als Grundlage für den geotechnischen Entwurf* wurde ein breiter Kreis von Fachinteressenten angesprochen, welche die Bedeutung der Bodenmechanik für die Lösung praktischer Probleme anerkennen. Durch die Erfassung der wichtigsten Aspekte des Bodenverhaltens und ihrer Umsetzung in Ingenieurlösungen steht dieses Kolloquium ganz in der Tradition Johann Ohdes.

Die behandelten Themen reichen von Stoffgesetzen und experimentellen Untersuchungen bis hin zu konkreten Fallbeispielen, die die Differenz zwischen der Hochbaustatik und dem Gründungsentwurf deutlich machen. Die Stoffgesetze sind unmittelbar mit der Bestimmung der Bodenparameter verbunden – Baugrundkennwerte sind keine Welt für sich selbst, sondern erhalten ihren Sinn erst im Rahmen der entsprechenden Theorie. Die anspruchsvollen Geotechnik-Aufgaben, die im vorliegenden Tagungsband geschildert werden, belegen die Nützlichkeit von fortgeschrittenen Stoffmodellen für die Praxis.

Dresden, im August 2005

Ivo Herle

Inhaltsverzeichnis

Bodenverhalten

Zur indirekten Beurteilung der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden auf der Grundlage von Drucksondierungen	1
<i>J. Grabe, F. König, K.-P. Mahutka</i>	
Vergleichsuntersuchungen von Minipressiometer und Flachdilatometer	19
<i>W. Wu, S. H. Shaigani</i>	
Erfahrungen bei der Ermittlung von Baugrundkennwerten für unterschiedliche Anwendungen	37
<i>J. Engel</i>	
Auswertung von Sondierungen in nichtbindigen Böden mittels Hypoplastizität	49
<i>T. Meier, R. O. Cudmani</i>	
Hypoplastische Beschreibung zweidimensionaler Reibungskontakte	69
<i>M. Arnold</i>	

Geotechnischer Entwurf

Eurocodes und DIN-Normen als Grundlage für den geotechnischen Entwurf	87
<i>B. Schuppener</i>	
Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen	95
<i>T. Holfelder, J. Kayser</i>	
Inklinometermessungen, Laborversuche und FE-Berechnungen – Grundlage für die Entwurfsänderung einer Uferwand	115
<i>E. Ott, S. Lühr</i>	
Beschreibung des Gebirgsverhaltens als Grundlage für den Entwurf von Hohlraumbauwerken	131
<i>T. Marcher, J. Gollegger</i>	

Fallbeispiele

Hangtunnel Bad Ems	149
<i>N. Vogt, B. Winkler</i>	

Deformational behaviour of very soft soils owing to extensive land reclamation . . .	161
<i>N. Pralle, M. Kelm, C. Maier, A. Dolipski</i>	
Windpark Klettwitz – Gründung von Windkraftanlagen auf einer Tagebau-Hochkippe	185
<i>H.-G. Schmidt, B. Schlesinger</i>	
Einfluss der Schlitzwandherstellung in weichen Böden auf die Gebrauchstauglichkeit von benachbarten Bauwerken	203
<i>R. Schäfer, T. Triantafyllidis</i>	

Zur indirekten Beurteilung der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden auf der Grundlage von Drucksondierungen

J. Grabe & F. König & K.-P. Mahutka

Arbeitsbereich Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg-Harburg

Kurzfassung *Drucksondierungen werden häufig zur Beurteilung der Lagerungsdichte eingesetzt. Aus den Drucksondierungsergebnissen wird auf der Grundlage der in der DIN 4094-1 angegebenen Korrelationen auf die Lagerungsdichte geschlossen. Die nachfolgend durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die empirisch abgeleitete Korrelation der DIN 4094-1 nicht grundsätzlich für jeden Einzelfall gelten. Wird der Drucksondierwiderstand als vertraglich zugesicherte Eigenschaft vereinbart, so kann es im Einzelfall zu erheblichen Streitigkeiten kommen. Beispielsweise dann, wenn der Drucksondierwiderstand gering ist, obwohl der Boden bereits dicht gelagert ist.*

1 Einleitung

Die Ermittlung der Lagerungsdichte granularer Böden erfolgt in der Regel durch indirekte Methoden wie z.B. durch Drucksondierungen. Die Interpretation von Drucksondierungsergebnissen erfolgt auf der Grundlage von empirischen Korrelationen zwischen dem Spitzwiderstand der Sonde und der Lagerungsdichte nach DIN 4094-1. Der Sondierwiderstand für einen gegebenen Boden hängt allerdings neben der Lagerungsdichte auch vom Spannungszustand und granulometrischen Kenngrößen ab (GRABE & KÖNIG 2004, HSU 1999, JAMIOLKOWSKI 1988). Wird im Rahmen beispielsweise einer Baugrundverbesserungsmaßnahme der Sondierwiderstand anstelle der Lagerungsdichte vereinbart, dann wird implizit vorausgesetzt, dass die in der DIN 4094-1 angesetzten Korrelationen im vorliegenden Fall auch gelten. Falls die Korrelation aber nicht gelten, z.B. wenn der Sondierwiderstand relativ klein ist obwohl der Boden bereits dicht gelagert ist, kann im Bauvertrag eine Eigenschaft vereinbart sein, die auch bei fach- und sachgerechter Ausführung der Baufirma nicht erreicht werden bzw. eingehalten werden kann. Die Folge sind langwierige Untersuchungen, erhebliche Zusatzaufwendungen, Streitigkeiten und unter Umständen sogar ein unerfüllbarer Vertrag.

Ziel der nachfolgend vorgestellten Untersuchungen ist es, neben der Lagerungsdichte weitere maßgebende Parameter für den Sondierwiderstand aufzuzeigen. Die Finite-Elemente-

Methode wird zur Simulation des Eindringvorgangs einer Drucksonde in den Boden eingesetzt. Es wird zunächst in einer Parameterstudie eine funktionale Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes von der Lagerungsdichte und dem Spannungszustand nachgewiesen. Das Modell wird schließlich dazu verwendet, um die Ergebnisse von Drucksondierungen an zwei Fallbeispielen zu interpretieren.

2 Numerische Untersuchung des Zusammenhangs zwischen Sondierwiderstand und Lagerungsdichte

2.1 FE-Modell

Die Drucksonde wird als starre axialsymmetrische Oberfläche modelliert, Abbildung 1. Sie dringt mit einer konstanten Geschwindigkeit von 2 cm/s in einen homogenen Bodenkörper ein, welcher mit axialsymmetrischen Elementen mit quadratischem Integrationsansatz abgebildet wird. Um die Symmetrieachse wurde ein reibungsloses Rohr mit einem Durchmesser von 1 mm modelliert, an dem die Spitze der Sonde beim Sondiervorgang hinabgleitet. Der Boden löst sich nach dem Reissverschlussprinzip von der Mantelfläche des Rohres, sobald er in Kontakt mit der Sonde gerät. Die Interaktion zwischen Sonde und Boden wird durch eine kinematische Kontaktformulierung hergestellt, die sowohl Normalkräfte als auch Tangentialkräfte nach dem Reibungsgesetz von Coulomb übertragen kann. Sie ermöglicht große Verformungen zwischen Boden und Sonde. Die Sonde ist mit ihren geometrischen Abmessungen an eine CPT-Drucksonde angelehnt. Der Durchmesser der Sonde beträgt 36 mm, so dass sich eine Querschnittsfläche von 10 cm² ergibt. Der Neigungswinkel der Spitze beträgt 60°.

Der Bodenkörper hat eine Tiefe von 1 Meter sowie einen Radius von 1 Meter. Die Modellgrenzen wurden derart gewählt, dass an den Rändern keine relevanten Spannungsänderungen auftreten. Der Boden hat zu Beginn der Penetration einen homogenen Anfangsspannungszustand sowie eine homogene Lagerungsdichte. Wird die Sonde in den Boden gedrückt, so stellt sich nach einer gewissen Eindringung ein konstanter Spitzenwiderstand ein. Er läßt sich aus der Vertikalkomponente der Reaktionskraft am Festpunkt der Sonde ablesen. Dieser Wert ist der repräsentative Spitzenwiderstand zu den gewählten Systemparametern, siehe Abbildung 2. Um Einflüsse aus Mantelreibung auszuschließen, wird der Kontakt zwischen Mantel und Boden als reibungsfrei modelliert. Lediglich zwischen Sondenspitze und Boden können auch Tangentialspannungen übertragen werden.

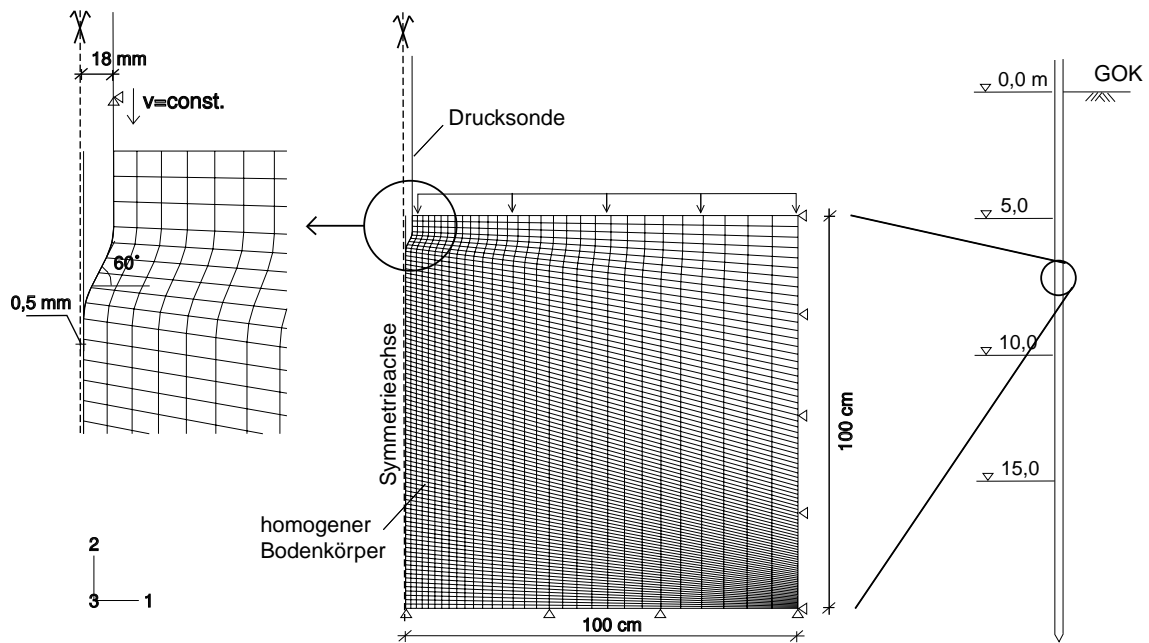


Abbildung 1: Finite Elemente Modell der Drucksondierung

2.2 Stoffgesetz

Während des Sondiervorganges erfährt der Boden sowohl eine Zusammendrückung als auch große Scherdeformationen. Aus diesem Grunde ist es nicht ausreichend, Bodenzustandsgrößen wie Steifigkeit und Dilatanz- bzw. Kontraktanzverhalten als Bodenkonstanten zu definieren wie in einfachen elastoplastischen Ansätzen. Daher wird der Boden mit dem hypoplastischen Stoffgesetz in der Version nach VON WOLFFERSDORFF (1996) mit der Erweiterung für intergranulare Dehnungen nach NIEMUNIS und HERLE (1997) beschrieben. Dieses Stoffgesetz beschreibt das Verhalten granularer Materialien druck- und dichteabhängig, d.h. in Abhängigkeit von Spannungs- und Lagerungszustand. Es benötigt acht Stoffkonstanten, die alle aus Triaxial- und Kompressionsversuchen bestimmt werden können, und fünf weitere Konstanten für die erweiterte Version zur Berücksichtigung des hysteretischen Verhaltens und der Akkumulationseffekten bei zyklischer Beanspruchung. Alle Stoffparameter sind unabhängig vom Spannungs- und Lagerungszustand des Bodens.

Die im Folgenden vorgestellten Variationsberechnungen wurden mit den Stoffparametern von Ticino-Sand durchgeführt, einem gleichförmigen Mittelsand, dessen granulometrischen Eigenschaften in der Literatur ausreichend bestimmt wurden und über den Ergebnisse von Drucksondierungsversuchen in Kalibrierungsbehältern vorliegen (CUDMANI, 2001). Die hypoplastischen Stoffparameter von Ticino-Sand sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

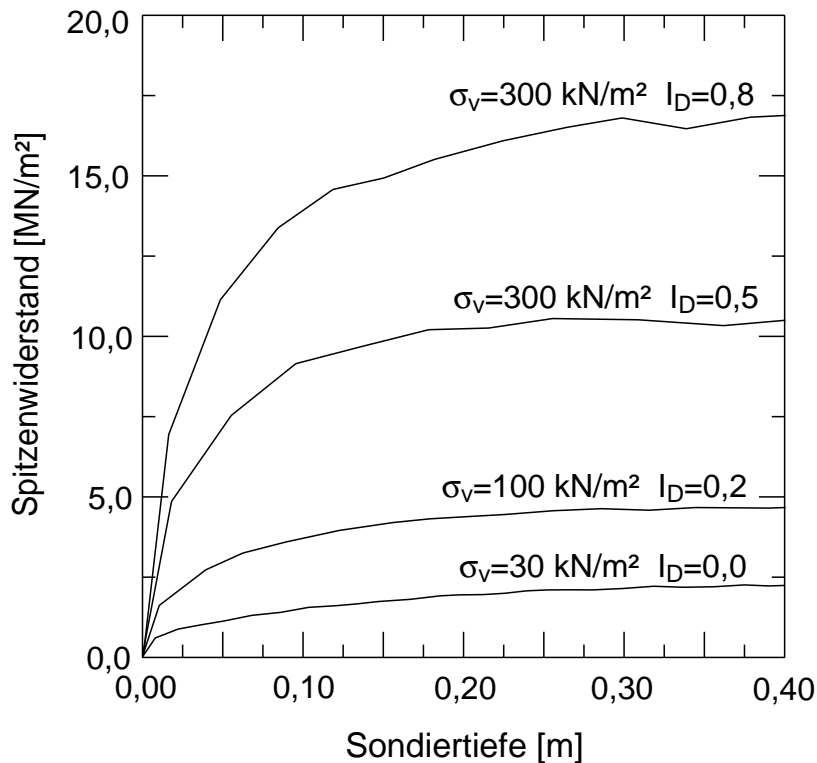


Abbildung 2: Berechneter Sondierspitzenwiderstand in Abhängigkeit von der Eindringtiefe in einem homogenen Bodenkörper mit verschiedenen Lagerungsdichten und Vertikalspannungen

2.3 Variationsrechnungen

Um die Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes von den maßgebenden Bodenzustandsgrößen zu erfassen, wurde mit Hilfe des vorgestellten Modells eine Parameterstudie durchgeführt. Variiert wurden die Vertikalspannung σ_v , die bezogene Lagerungsdichte I_D sowie der Kontaktreibungswinkel δ zwischen Sondenspitze und Boden.

Abbildung 3 zeigt die Abhängigkeit des Spitzendruckes von der Vertikalspannung in einem Bereich von 0 bis 300 kPa. Es wurden vier verschiedene Anfangslagerungsdichten untersucht. Der Erddruckbeiwert wird in allen Berechnungen zu $K = 0,5$ gesetzt. Reibung zwischen Sonde und Boden wird zunächst vernachlässigt.

In Abbildung 4 (oben) ist das gleiche Diagramm in doppelt logarithmischer Darstellung aufgetragen. Es zeigen sich für $I_D = \text{konst.}$ vier annähernd parallele Geraden. Somit kann die Abhängigkeit von der Vertikalspannung allgemein als Potenzfunktion formuliert werden.

$$q_c = x \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_v}{p_a} \right)^a \quad (1)$$

Tabelle 1: Hypoplastische Stoffparameter

Parameter	Ticino Sand	Hamburger Sand	Spülsand
φ_c kritischer Reibungswinkel [°]	31	32,5	32
h_s Granulathärte [MPa]	250	2400	14200
n Exponent	0,68	0,27	0,20
e_{c0} kritische Porenzahl bei p=0	0,94	1,02	0,89
e_{d0} untere Porenzahlgrenze bei p=0	0,59	0,65	0,51
e_{i0} obere Porenzahlgrenze bei p=0	1,11	1,18	1,02
α Exponent	0,11	0,10	0,12
β Exponent	1,0	1,3	2,0
m_t Erhöhungsfaktor	2,0	2,0	2,5
m_r Erhöhungsfaktor	5,0	2,0	2,0
R_{max} max. intergranulare Dehnung	0,0001	0,0009	0,002
β_r Exponent	0,5	0,8	0,7
ξ Exponent	1,0	6,0	1,0

mit $a = \text{konst. (bodenspezifisch)}$
 $x = f(I_D)$
 $p_a = \text{Referenzdruck (z.B. 1 kPa, wenn } \sigma_v \text{ und } q_c \text{ in kPa)}$

Wird weiterhin der logarithmierte Spitzendruck über die bezogene Lagerungsdichte aufgetragen, so ergibt sich ebenfalls ein linearer Zusammenhang (Abbildung 4 unten). Dies läßt auf einen exponentiellen Zusammenhang schließen, wie er bereits in der DIN 4094 verwendet wird.

$$q_c = y \cdot e^{(b \cdot I_D)} \quad (2)$$

mit $b = \text{konst. (bodenspezifisch)}$
 $y = f(\sigma_v)$

Zusammengefasst läßt sich eine allgemeingültige Funktion erstellen, mit der die Abhängigkeit des Spitzendruckes von der Vertikalspannung und der Lagerungsdichte beschrieben wird:

$$q_c = z \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_v}{p_a}\right)^a \cdot e^{(b \cdot I_D)} \quad (3)$$

mit $a, b, z = \text{konst. (bodenspezifisch)}$

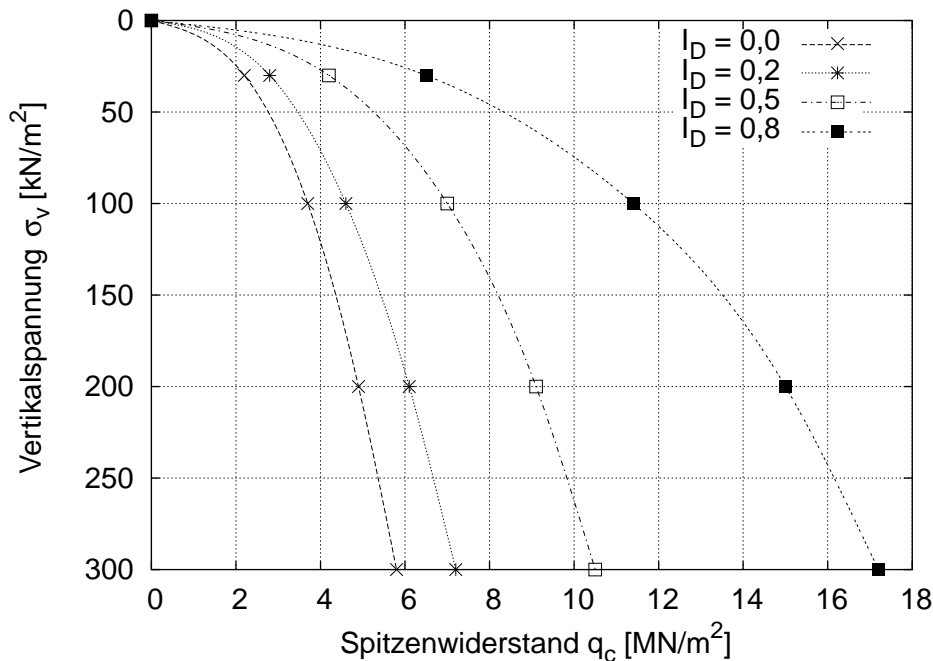


Abbildung 3: Berechneter Spitzenwiderstand in Abhängigkeit von der Vertikalspannung σ_v und der bezogenen Lagerungsdichte I_D

Es ist zu vermuten, dass die Koeffizienten a , b und z von weiteren bodenspezifischen Randbedingungen abhängen, d.h. dass sich für unterschiedliche Böden auch unterschiedliche Werte für die drei Koeffizienten ergeben.

In weiteren Berechnungen wurde die Abhängigkeit des Spitzendrucks vom Kontaktreibungswinkel zwischen Sondenspitze und Boden sowie der Verdichtungsfähigkeit des Bodens untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in den Abbildungen 5 und 6 dargestellt.

Die Kontaktreibung an der Sondenspitze steht in einem annähernd linearen Zusammenhang mit dem Spitzendruck über den untersuchten Bereich von 0° bis 9° . Es zeigt sich, dass der Kontaktreibungswinkel einen verhältnismäßig großen Einfluss auf den Spitzenwiderstand hat. Ein Vergleich der numerischen Berechnungen mit den Ergebnissen von Drucksondierungsversuchen mit Ticino-Sand in Kalibrierungsbehältern (CUDAMNI, 2001) zeigt, dass die beste Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Sondierwiderständen erzielt wird, wenn bei den numerischen Berechnungen eine Kontaktreibung von $\delta = 6^\circ$ angesetzt wird, siehe auch GRABE & KÖNIG (2004).

Die Verdichtungsfähigkeit wird durch das Verhältnis der Porenzahlen der lockersten und dichtesten Lagerung mit $I_f = (e_{max} - e_{min})/e_{min}$ beschrieben. Dabei wurden e_{max} und e_{min} so variiert, dass die relative Lagerungsdichte in allen Berechnungen konstant bei $I_D = 0,5$ bleibt. Aus Abbildung 6 geht hervor, dass mit zunehmender Verdichtungsfähigkeit der Sondierwiderstand leicht abnimmt. Dies kann damit begründet werden, dass der ver-

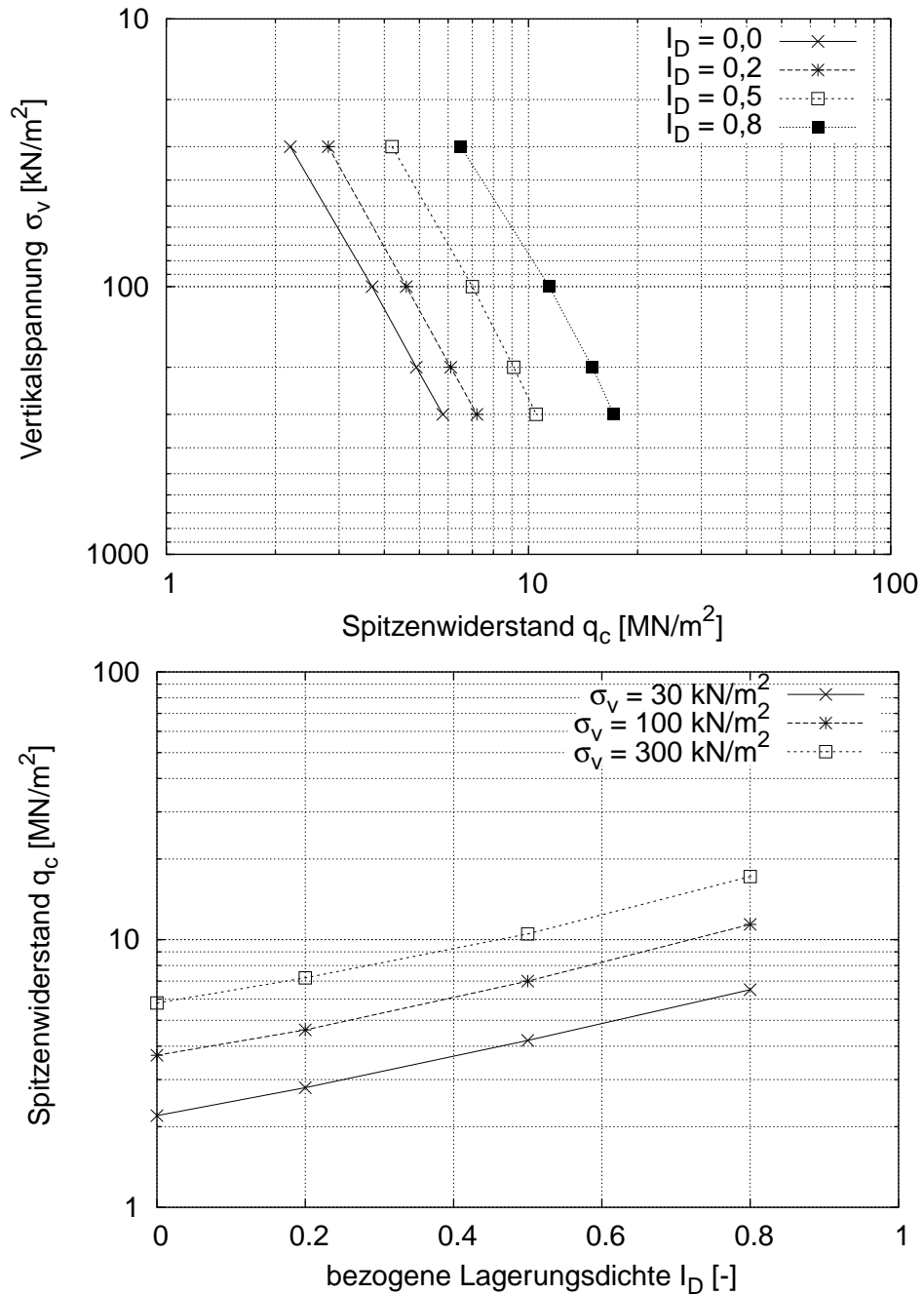


Abbildung 4: oben: Doppeltlogarithmische Darstellung des Spitzendruck über die Vertikalspannung, unten: Halblogarithmische Darstellung des Spitzendruckes über die Lagerungsdichte

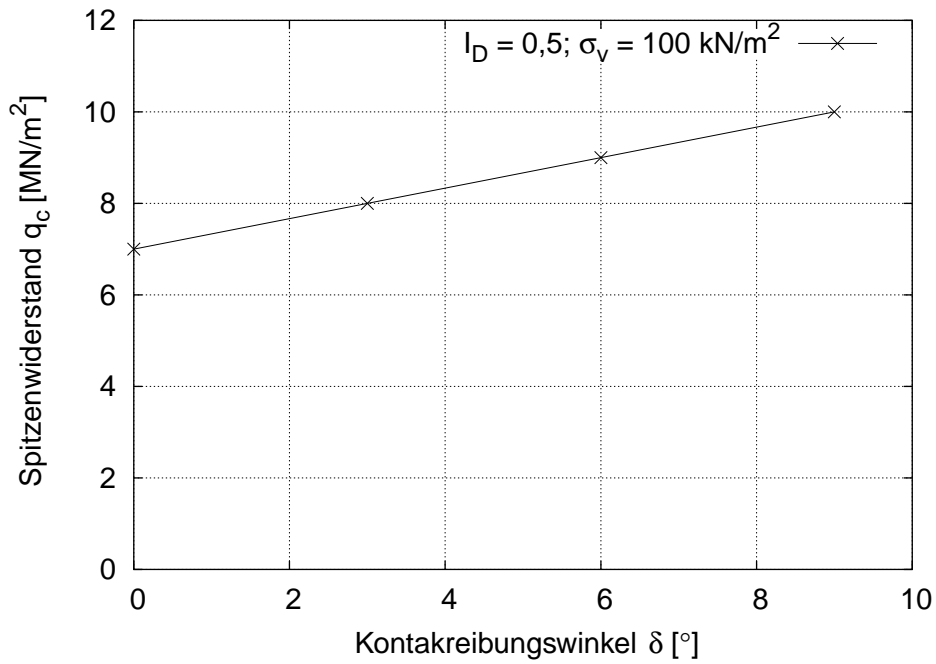


Abbildung 5: Berechneter Spitzenwiderstand in Abhängigkeit vom Kontaktreibungswinkel δ zwischen Sondenspitze und Boden

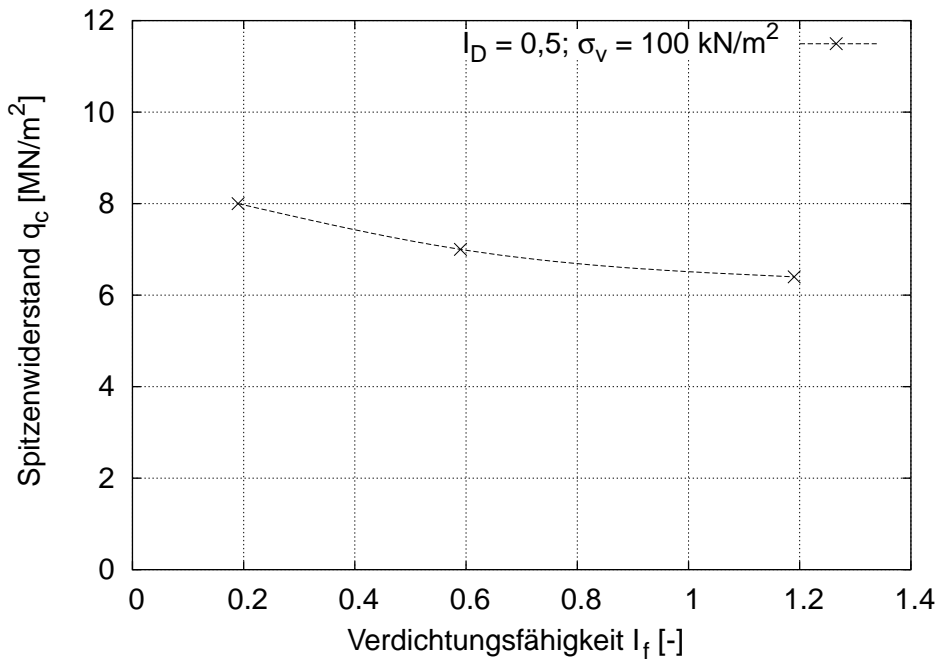


Abbildung 6: Berechneter Spitzenwiderstand in Abhängigkeit der Verdichtungsfähigkeit I_f zwischen Sondenspitze und Boden

dichtungsfähigere Boden leichter zur Seite verdrängt werden kann. Somit kommt es zu geringeren horizontalen Verspannungen.

2.4 Ergebnisse

Die Lagerungsdichte ist ein dominierender Faktor für den sich einstellenden Sondierspitzenwiderstand. Aus der Finite-Elemente-Simulation geht jedoch hervor, dass es daneben auch noch weitere Faktoren gibt, die einen Einfluss auf den Sondierwiderstand haben. Der Spannungszustand sowie der Reibungswinkel zwischen Sonde und Boden wirken sich erheblich auf die Höhe des Sondierwiderstandes aus. Die Verdichtungsfähigkeit hat nur im geringen Maß einen Einfluß auf den Sondierwiderstand.

3 Fallbeispiel Aushubentlastung

Durch die Anwendung des Modells auf ein Fallbeispiel soll der Einfluss von Bodenaushub auf die Reduktion des Sondierwiderstandes genauer untersucht werden. An einer Kaianlage in Hamburg wurden vom Amt Strom- und Hafenbau wasserseitige Drucksondierungen in unterschiedlichen Abständen von der Kaimauer durchgeführt und mit Ergebnissen landseitiger Sondierungen verglichen (LAUMANN & GLIMM, 1997). Die landseitigen Sondierungen wurden dabei vor Herstellung der Kaianlage durchgeführt, die wasserseitigen dagegen nach Inbetriebnahme der Kaianlage. Der wasserseitige Bodenaushub wurde bis in eine Tiefe von -15,00 mNN vorgenommen.

Verglichen werden die land- und wasserseitigen Spitzendruckwerte in der Feinsandschicht von -15,00 mNN bis zum anstehenden Geschiebemergel in einer Tiefe von -23,50 mNN siehe Abbildung 7. Ab einer Tiefe von -15,50 mNN, was in etwa der Hafensohltiefe entspricht, betragen die Spitzenwiderstände der landseitigen Drucksondierungen durchgängig über 12 MN/m^2 , der Durchschnittswert liegt etwa bei 14 MN/m^2 . Demgegenüber stehen die durchweg niedrigeren Ergebnisse der Sondierungen auf der Wasserseite in Abständen von jeweils 2 bzw. 7 Metern von der Kaimauer. Hier liegen die Durchschnittswerte der Spitzendrucke bei $7\text{-}8 \text{ MN/m}^2$. In den oberen 2-3 Metern unter der Sohle sind größere Reduktionen des Spitzenwiderstandes zu verzeichnen als in den tieferliegenden Bodenschichten.

Als mögliche Ursache wird zum einen die wasserseitige Bodenentlastung bei der Herstellung der Kaianlage vermutet. Des weiteren werden Kolkbildungen durch Schiffsanlegemanövern in Betracht gezogen, bei denen der aufgewirbelte Boden in einer niedrigeren Lagerungsdichte wieder abgelagert wird. Durch beide Faktoren kommt es zu einer Änderung der Spannungs- bzw. Lagerungsverhältnisse im Boden unter der Sohle.

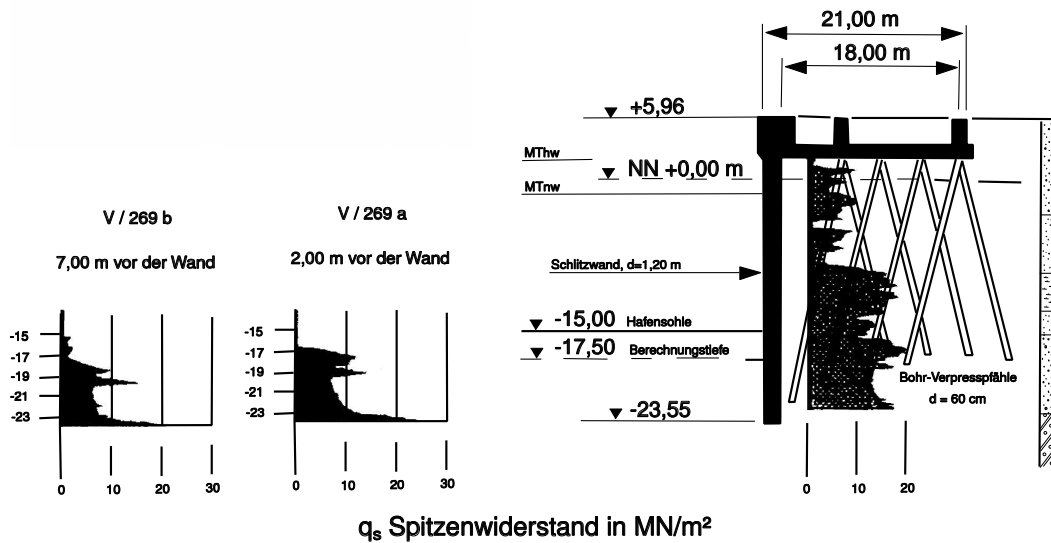


Abbildung 7: Wasser- und landseitige Spitzendrucksondierungen

3.1 Numerische Berechnung

Im Folgenden wird das in Abschnitt 2.1 vorgestellte numerische Modell zur Untersuchung der Sondierspitzenwiderstände angewendet. Dabei steht die Fragestellung im Vordergrund, inwieweit die reduzierten Sondierwiderstände auf Bodenaushub zurückzuführen sind. Die Spannungsverhältnisse vor und nach Aushub sowie die Ergebnisse der gemessenen Drucksondierungen auf der Landseite und auf der Wasserseite in 7 m Entfernung von der Kaimauer sind in Abbildung 8 dargestellt. Aus den vorliegenden Unterlagen wird eine Entspannung der Sohle nach Bodenaushub um $\Delta\sigma_v' = 186 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Zur Vergleichbarkeit der Sondierungsergebnisse wird die Annahme getroffen, dass die Ergebnisse der Drucksondierungen auf der Landseite den Spitzendrücken auf der Wasserseite vor Bodenaushub entsprechen.

Für die numerische Berechnung wurden die hypoplastischen Stoffparameter eines vergleichbaren Feinsandes aus gleicher Tiefe im Hamburger Hafengebiet aus Laborversuchen ermittelt (Tabelle 1, MARDFELDT, 2005). Da keine Angaben über die vorherrschende Lagerungsdichte vorlagen, mußte diese zunächst anhand der landseitigen Drucksondierungsergebnisse angepasst werden. Mit einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_D = 0,6$ für die Feinsandschicht ergeben sich aus dem numerischen Modell für verschiedene Tiefen Sondierungsergebnisse, die den gemessenen Werten auf der Landseite entsprechen, siehe Abbildung 8 rechts.

Für die Untersuchung der Sondierwiderstände nach Bodenaushub wird die Sondierungsberechnung erneut durchgeführt. Diesmal wird die Vertikalspannung vom anfänglichen

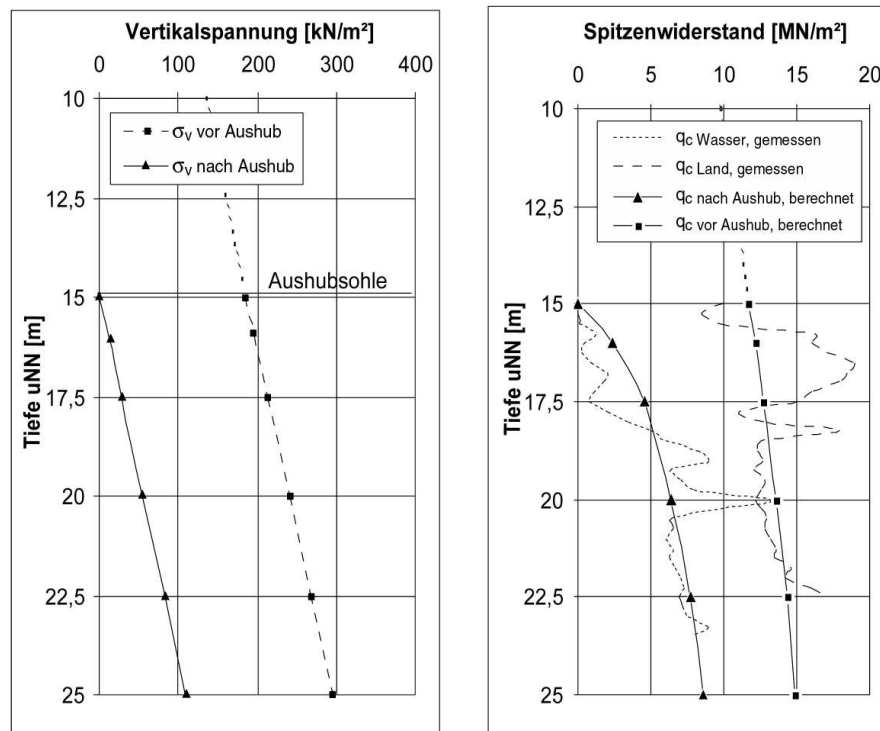


Abbildung 8: Vertikalspannungen vor und nach Aushub (links), gemessene und berechnete Sondierspitzenwiderstände (rechts) vor und nach Aushub

Zustand in der entsprechenden Tiefe in einem Zwischenlastschritt zunächst um die Aushubspannung $\Delta\sigma_v'$ verringert, bevor die Sonde danach in den entlasteten Boden getrieben wird.

3.2 Ergebnisse

Es zeigt sich in der Berechnung wie auch schon bei den Messergebnissen eine deutliche Verringerung der Sondierspitzenwiderstände nach Entlastung des Bodens bis in größere Tiefen hinein. Die Berechnung ergibt weiterhin, dass sich die Porenzahlen durch die Entlastung nur geringfügig ändern. Die Abminderung ist somit größtenteils auf die Verringerung des Spannungszustandes zurückzuführen. Sowohl die berechneten als auch die gemessenen Werte zeigen, dass die Oberflächeneinflusstiefe, also die Tiefe über die sich der Bodenaushub auswirkt, deutlich größer ist, als die in der DIN 4094 genannte Tiefe von etwa 0,5 bis 1,0 m.

Der Spitzendruck nach Aushub liegt in der Berechnung zum Teil unter den gemessenen Werten. Eine mögliche Begründung ist, dass beim Bodenaushub die Horizontalspannung durch eine Mobilisierung des Erdwiderstandes im Bereich vor der Kaimauer ansteigt. Das hätte nach der durchgeführten Parameterstudie eine Erhöhung von q_c zur Folge. Dieser Einfluss blieb bei der Berechnung unberücksichtigt.

In den oberen drei Metern unter der Sohle (-15,0 bis -18,0 mNN) liegen die gemessenen Spitzendrücke unter den berechneten Werten. Vermutlich ist dieser Unterschied auf Auflockerungen infolge Kolkbildung zurückzuführen. Das würde bedeuten, dass die Kolkbildung bis in eine Tiefe von etwa 3 m reicht, was durchaus realistisch ist (DÜCKER & MILLER, 1996). Somit bleibt festzuhalten, dass in den oberen drei Metern unter der Sohle mit geringeren Lagerungsdichten und damit auch Scherfestigkeiten zu rechnen ist, während in größerer Tiefe die Lagerungsdichte trotz der geringeren Sondierspitzenwiderstände nach Aushub nahezu konstant bleibt.

4 Fallbeispiel Tiefenverdichtung von gleichförmigen Sanden

Im Zuge eines Bauvorhabens mussten 6 - 8 m mächtige Torfschichten ausgetauscht werden. Im Spülverfahren wurden gleichförmige Sande eingebracht, die mittels Rütteldruckverdichtung nachverdichtet werden sollten. Die Sieblinie des verwendeten Spülsandes ist in Abbildung 9 dargestellt. Die Ungleichförmigkeit beträgt $U = 1,8$. Dieser Sand lässt sich somit als sehr gleichförmig einstufen.

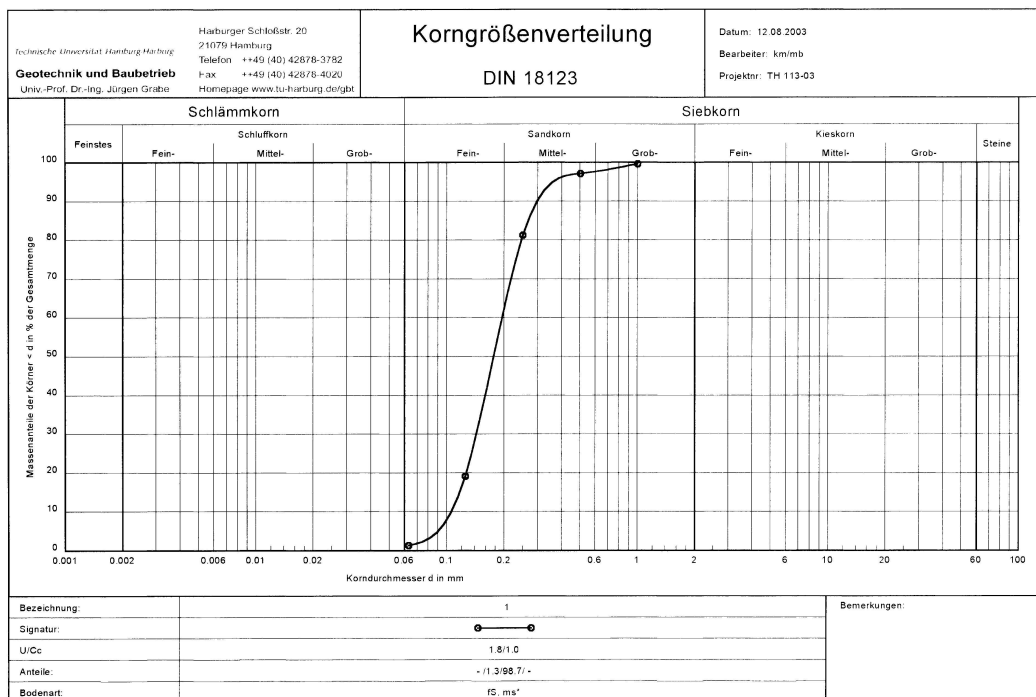


Abbildung 9: Sieblinie des Spülsands

Eine Entwässerung zur Seite oder nach unten war nicht möglich, da der aufgespülte Sand vollständig von dem Torf bzw. nach unten von undurchlässigen Mergel umschlossen war.

Die Entwässerung erfolgte durch seitlich angeordnete Gräben. Der Erfolg der Verdichtung sollte über Drucksondierungen nachgewiesen werden. Hierbei wurde vom Bauherrn ein Mindestsondierwiderstand von $q_c = 10 \text{ MN/m}^2$ gefordert. Dieser Wert stellt nach DIN 4094-1 ein indirektes Maß für eine mitteldichte Lagerung des Bodens dar. Die Anordnung der Verdichtungspunkte (Einstichraster) sowie alle weiteren Parameter für die Rütteldruckverdichtung konnten frei gewählt werden. Der Erfolg der RDV musste lediglich an Sondierwiderständen von Drucksondierungen nachgewiesen werden.

Nach der Verdichtung des ersten Feldes zeigte sich, dass mit dem gewählten Einstichraster die geforderten Sondierergebnisse nicht nachgewiesen werden konnte, d.h. die Sondierwiderstände der Drucksondierungen lagen unter $q_c = 10 \text{ MN/m}^2$. In einem Probefeld wurde daraufhin das Rüttelraster halbiert. Es konnte auch damit das geforderte Sondierergebnis nicht sicher erbracht werden. Erst bei der zusätzlichen Zugabe von Grobmaterial an den Rüttelpunkten war der Erfolg eindeutig am Sondierergebnis ablesbar.

Es wurden zusätzlich Drucksondierungen mit gleichzeitiger Porenwasserdruckmessung (CPTU) durchgeführt. Diese zeigten eine eindeutige Korrelation des Spitzenwiderstandes mit dem Auftreten von Porenwasserüberdrücken. Bei schon geringen Porenwasserüberdrücken fiel der Sondierspitzenwiderstand ab, siehe beispielhaft Abbildung 10.

Zur Kontrolle wurden Sonderproben aus den verdichteten Bereichen entnommen, um deren Lagerungsdichte direkt zu bestimmen. Die direkte Bestimmung der Lagerungsdichte nach DIN 18125 ergab Lagerungsdichten, die nach DIN 18126 der dichtesten Lagerung bzw. einem Verdichtungsgrad nach Proctor von über 100 % entsprachen.

4.1 Numerische Berechnung

Die DIN 4094-1 sieht für enggestufte Sande (Ungleichförmigkeit ≤ 3) oberhalb des Grundwasserspiegels eine eindeutige Korrelation zwischen Sondierwiderstand und Lagerungsdichte vor. Mit dem in Abschnitt 2.1 beschriebenen numerischen Modell wird überprüft, ob diese Korrelation nach DIN 4094-1 auch für den zu verdichtenden Spülsand Gültigkeit besitzt.

Das Modell wird dahingehend abgeändert, dass die Querschnittsfläche der Sonde entsprechend der vor Ort verwendeten Drucksonden auf 15 cm^2 vergrößert wird. Die Eindringgeschwindigkeit beträgt ebenfalls 2 cm/s . Weiterhin wird eine gekoppelte Spannungs-/Porenwasserdruckberechnung durchgeführt. Somit wird die mögliche Entstehung von Porenwasserüberdrücken bei der Sondierung mit berücksichtigt. Hierbei wurde eine Durchlässigkeit des Bodens von $k = 3 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ angesetzt. Der gewählte Spannungszustand im Modell entspricht dem Spannungszustand im Boden in einer Tiefe von $8,0 \text{ m}$ unter GOK.

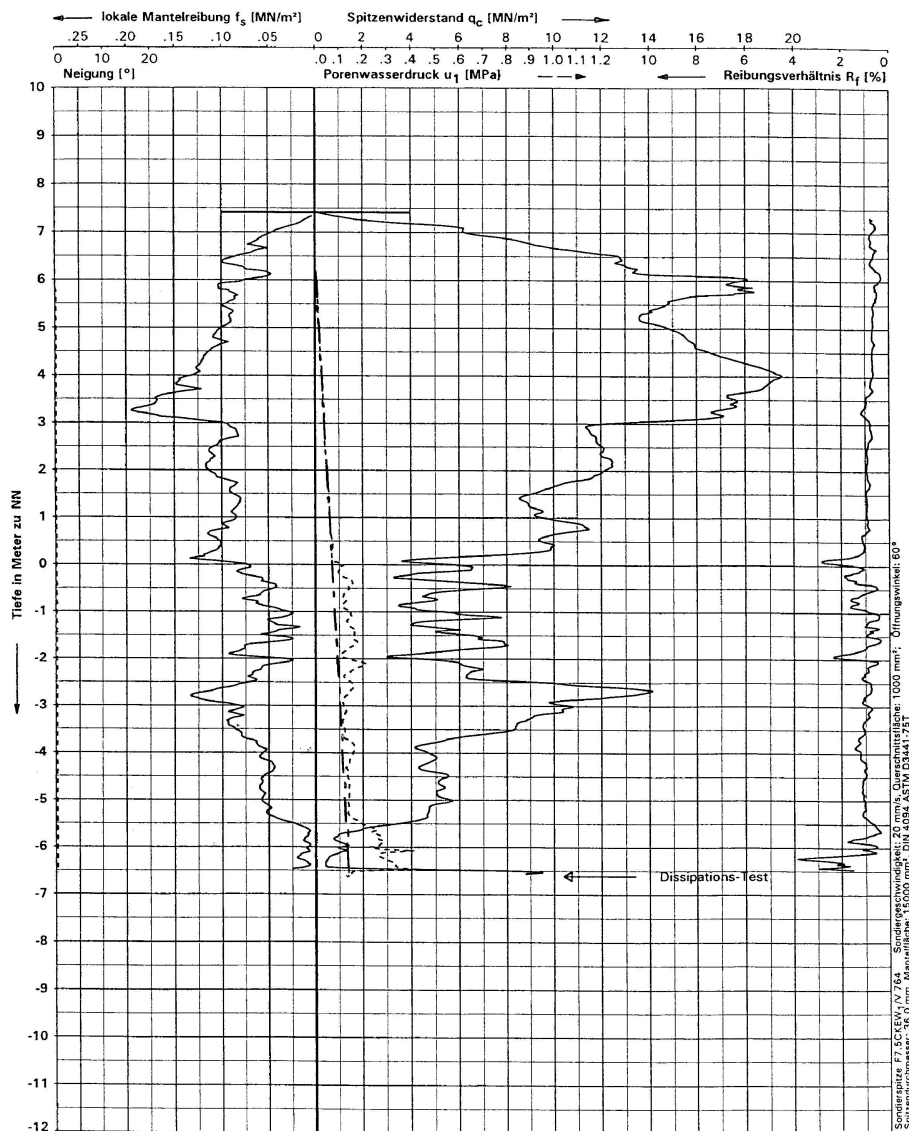


Abbildung 10: Ergebniss einer Drucksondierung mit Porenwasserdruckmessung im Spülsand

Die Stoffparameter für den Spülsand wurden anhand von Standardlaborversuchen bestimmt, siehe HERLE (1996). Die Parameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Abbildung 11 zeigt die mit den ermittelten Stoffparametern nachgerechneten Ödometer- und Triaxialversuche.

Zur Bestimmung des Reibungswinkels zwischen Drucksonde und Spülsand wurden Rahmenscherversuche zwischen Stahl und Spülsand durchgeführt. Es ergab sich ein mittlerer Reibungswinkel von $\delta = 15^\circ$, siehe Abb. 12. Dieser Reibungswinkel wird für die kinematische Kontaktformulierung des numerischen Modells zu Grunde gelegt.

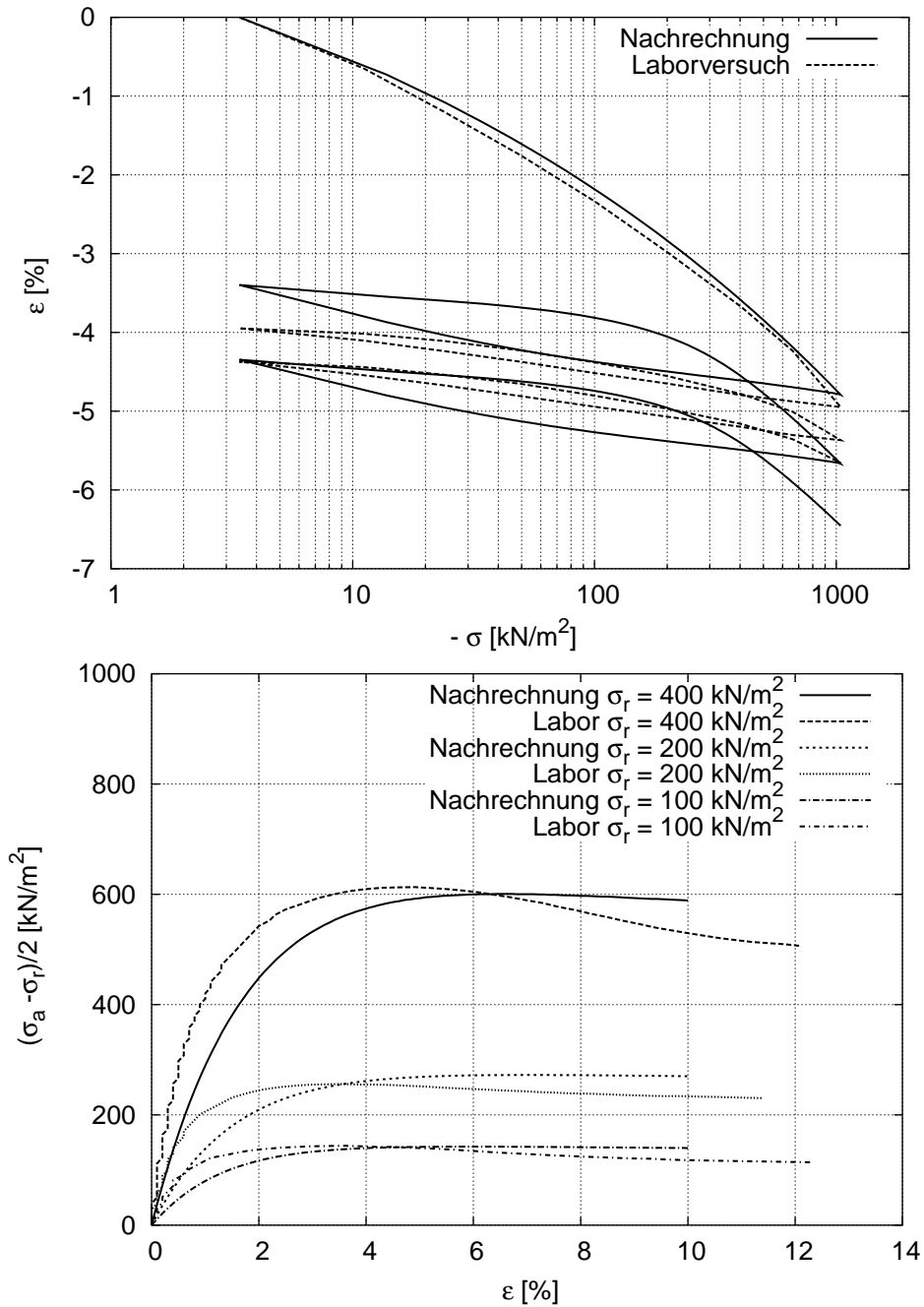


Abbildung 11: Zyklischer Ödometerversuch (oben) und Triaxialversuche (unten) zur Bestimmung der Stoffparameter für den Spülsand - berechnete und gemessene Spannungs-Dehnungskurven

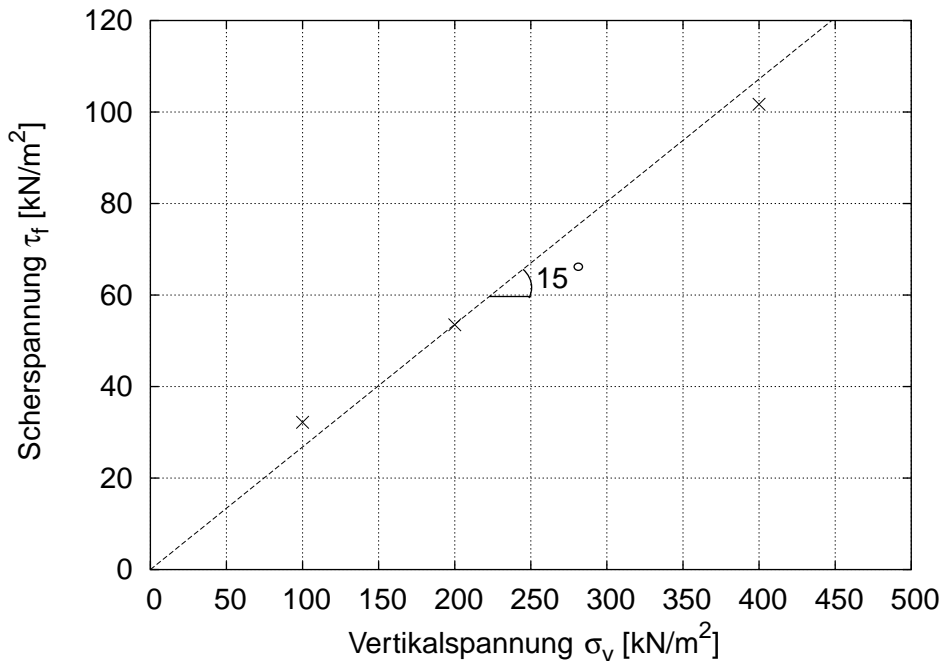


Abbildung 12: Ergebnisse der Rahmenscherversuche

4.2 Ergebnisse

Unter Zugrundelegung der ermittelten Boden- und Reibungsparameter wurden mehrere Drucksondierungs-Simulationen durchgeführt. Hierbei wurde die bezogene Lagerungsdichte nach DIN 18126 von $I_D = 0,1$ bis $0,9$ variiert.

In Abbildung 13 ist die Entwicklung des Sondierwiderstandes q_c in Abhängigkeit von der bezogenen Lagerungsdichte I_D dargestellt. Es wird der aus den Simulationen ermittelte Verlauf für den Spülsand und zum Vergleich der Verlauf für enggestufte Sande nach DIN 4094-1 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Kurve für den Spülsand deutlich unter der Kurve der DIN 4094-1 liegt. Somit werden ausgehend vom numerischen Modell bei einer Drucksondierung im Spülsand für eine bestimmte Lagerungsdichte niedrigere Spitzendruckwerte erreicht, als in der DIN 4094-1 angegeben.

Nach DIN 4094-1 ist eine bezogene Lagerungsdichte von $I_D = 0,4$ (mitteldicht) erreicht, wenn der Drucksondierwiderstand $q_c = 10 \text{ MN/m}^2$ nachgewiesen wird. Für $I_D = 0,4$ ergibt sich aus der Berechnung lediglich ein Spitzendruckwert von ca. $q_c \approx 6 \text{ MN/m}^2$.

Zur Bestätigung werden in Abbildung 13 außerdem Drucksondierungsergebnisse von MUHS (1969) dargestellt. Die Versuche wurden in einem Berliner Sand, ebenfalls ein gleichförmiger Mittelsand, durchgeführt. Auch hier ist zu erkennen, dass die Messwerte deutlich unterhalb der Kurve nach DIN 4094-1 liegen.

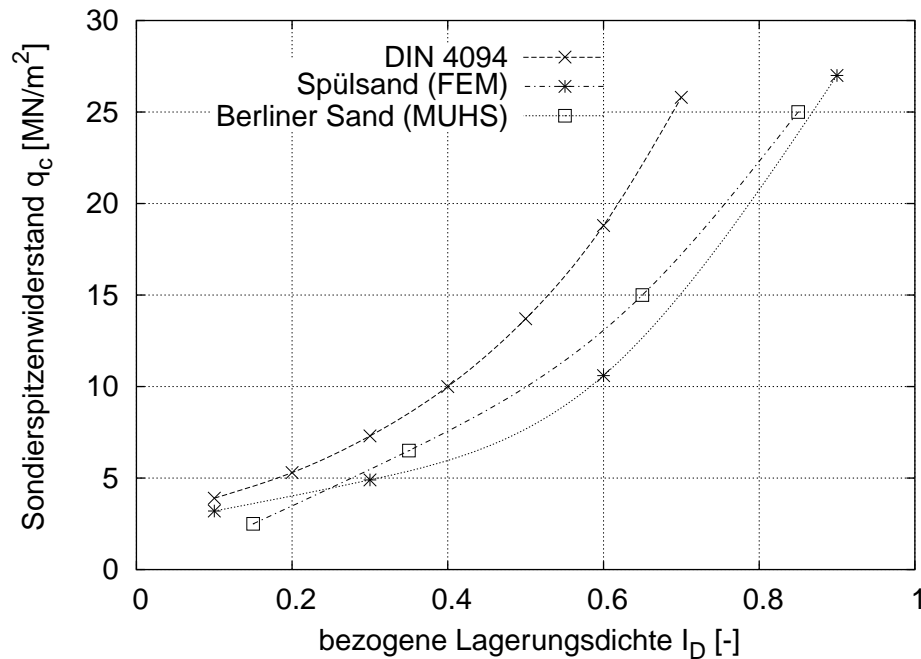


Abbildung 13: Abhängigkeit des Sondierwiderstandes q_c von der Lagerungsdichte I_D nach DIN 4094-1 und für Spülsand (FE-Simulation)

5 Schlußfolgerung

Die numerischen Untersuchungen zur Interpretation von Drucksondierergebnissen zeigen, dass die indirekte Bestimmung der Lagerungsdichte aus dem Drucksondierwiderstand nach DIN 4094-1 nicht für alle Sande uneingeschränkte Gültigkeit hat. Die Beziehung zwischen Sondierwiderstand und Lagerungsdichte hängt zusätzlich vom jeweils anstehenden Boden ab. Bei der Interpretation von Sondierergebnissen muss der vorhandene Spannungszustand sowie die Granulometrie des Bodens berücksichtigt werden. Ebenfalls muss die Möglichkeit der Bildung von Porenwasserüberdrücken berücksichtigt werden. Gegebenenfalls ist die Lagerungsdichte zur Überprüfung direkt durch Probenahme zu bestimmen.

Die Korrelationen nach DIN 4094-1 sind auf der Basis umfangreicher Auswertungen entstanden. Sie treffen daher im Allgemeinen zu, aber sie müssen, wie vorher gezeigt wurde, nicht immer zutreffen. Es sollte deshalb die eigentliche Zielgröße z.B. die Lagerungsdichte vertraglich festgelegt werden. Der Sondierwiderstand ist lediglich als Hilfsgröße zu verstehen.

Literatur

- [1] BEGEMANN, H. K. S Ph.: *The influence of excavation on soil strength below excavation level*. Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,

Vol. 1.2, Wien, 1976

- [2] CUDMANI, R.: *Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 152, 2001
- [3] DIN 4094 (2002): *Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen*
- [4] DÜCKER, H.P. ; MILLER, C.: *Harbour bottom erosion at berths due to propeller jets*. 11th Harbour Congress, Antwerpen, 1996
- [5] GRABE, J. ; KÖNIG, F.: *Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes*. Bautechnik, 81(7), 569-577 (2004)
- [6] GUDEHUS, G.: *A comprehensive constitutive equation for granular materials*. Soils and Foundations, 36 (1996), S. 1–12
- [7] HERLE, I.: *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 142, 1997
- [8] HSU, H.-H. ; HUANG A.-B.: *Calibration of Cone Penetration Test in sand*. Proc. Of National Science Council, 23 (1999), S. 579-590
- [9] JAMIOLKOWSKI, M.: *New correlations of penetration tests for design practice*. Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, Orlando, USA (1988)
- [10] LAUMANN, Q. ; MILLER, C.: *Entfestigung von Sandschichten im Erdwiderstandsbereich vor Kaimauern*. Hansa 134 (1997), S. 63–65
- [11] MARDFELD, B.: *Analyse des Tragverhaltens der Kaimauer Containerterminal Altenwerder*. Tagungsband zum Workshop 'FEM in der Geotechnik - Qualität, Prüfung, Fallbeispiele' 2005 in Hamburg, Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 9, 121-146
- [11] MUHS, H.: *Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von flachgegründeten Fundamenten aus Großversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung*. Bautechnik 46 (1969), S. 181–191
- [12] NIEMUNIS, A. ; HERLE, I.: *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. Mechanics of Frictional and Cohesive Materials 2 (1998), pp. 279–299
- [13] VON WOLFFERDORFF, P.-A.: *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface*. Mechanics of Frictional and Cohesive Materials 1 (1996), pp. 251-271.

Vergleichsuntersuchungen von Minipressiometer und Flachdilatometer

W. Wu & S. H. Shaigani, Institut für Geotechnik, BOKU Wien

1 Einleitung

Geologisch stark vorbelastete Böden ergeben, bedingt durch die Entspannung beim Entnahmeprozess, in Kompressions- und Einaxialversuchen nur unbefriedigende und vor allem stark streuende Werte. Da Probelastungen in den meisten Fällen wirtschaftlich nicht vertretbar sind, erscheinen Versuche im Bohrloch mit einer Seitendrucksonde am zweckmäßigsten. Das Pressiometer und das Dilatometer sind geotechnische Versuchsgeräte mit denen In-situ-Tests durchgeführt werden.

In-situ-Tests zielen darauf ab, geotechnische Eigenschaften von anstehenden Böden, Bodenkennwerte bzw. entsprechende Entwurfparameter für auf diesen Böden auflastenden Bauwerken zu bestimmen. In Abhängigkeit der Natur des Versuchs und seiner Interpretationsmethode können In-situ-Tests in zwei Kategorien eingeteilt werden:

Direkte Lösungsverfahren, bei denen die Ergebnisse unmittelbar durch die Messung erhalten werden.

Indirekte Lösungsverfahren, welche die Ergebnisse über bestimmte Beziehungen ableiten, in denen als unabhängige Parameter bestimmte Bodenkennwerte aufscheinen. Diese Beziehungen können empirisch, halbempirisch und theoretisch gefunden werden.

Der Dilatometer-Test (DMT) und der Pressiometer-Test zählen zu den sogenannten „Seitendruckversuchen“, und sie werden bei Anwendung verschiedener „Indirekter Lösungsverfahren“ gebraucht.

Die verschiedensten Geräte für Seitendruckversuche bestehen im wesentlichen aus einer Sonde, die in ein Bohrloch eingebracht oder in den Untergrund gerammt wird und aus einem an der Geländeoberfläche verbleibendem Meßgerät. Mit diesem Meßgerät werden der Druck, den die Sonde auf die Wand des Hohlraumes ausübt, und die durch diesen Druck hervorgerufene Ausweitung des Hohlraumes gemessen.

2 Flachdilatometer

Die Ausrüstung des Flachdilatometers besteht im wesentlichen aus vier Teilen:

- Kontroll- oder Meßstation
- Dilatometerspitzen
- Pneumatisch- elektrische Kabel
- Sondiergestänge (CPT-Rohre)

Sowie zwei zusätzlichen Hilfsmitteln:

- Kalibrierungsausrüstung
- Werkzeugbox

Das Instrument ist sowohl für fein- als auch für grobkörnige Böden verwendbar (Tone, Schluffe und Sande). Es ist jedoch nicht für Kiese geeignet, dort besitzen die Ergebnisse keine Aussagekraft. Oft können Kieslinsen dadurch erkannt werden, daß die bei der Versuchsdurchführung als erstes getätigte Ablesung A viel zu klein ist.

2.1 Meßprinzip des Flachdilatometers

Bild 1 illustriert das Meßprinzip und den Aufbau des Sondenblattes.

Die Isolierschicht verhindert den Kontakt der Sensorplatte mit dem umgebenden Stahlkörper des Dilatometers. Die Dimensionen sind so gewählt, daß die Sensorplatte innerhalb der Isolierschicht durch Reibung gehalten wird. Die Sensorplatte ist geerdet, und unter folgenden Umständen gibt die Meßstation einen Summton von sich:

- Die Membrane drückt gegen die Sensorplatte (ist Voraussetzung, daß eine Membranausweitung erfolgen kann).
- Das Zentrum der Membrane hat sich um 1 mm in das Erdreich gedrückt (signalisiert auch das Ende des Tests). Wenn die Ausdehnung 1 mm beträgt, drückt der federgelagerte Stahlzylinder gegen die Sensorplatte und schließt somit den Stromkreis.

Es gibt keinen elektrischen Kontakt und auch keinen Summton während dazwischenliegenden Membranpositionen. Das Dilatometerspitzen-Meßsystem garantiert Ausdehnungstoleranzen der Membrane von ± 0.01 mm und kann vom Anwender nicht beeinflußt bzw. verändert werden.

2.23 Membrankorrekturen ΔA und ΔB

- ΔA ist der Außendruck an der freien Atmosphäre (oder das interne Vakuum), der notwendig ist, um die Membrane in Kontakt mit der Sensorplatte zu bringen.

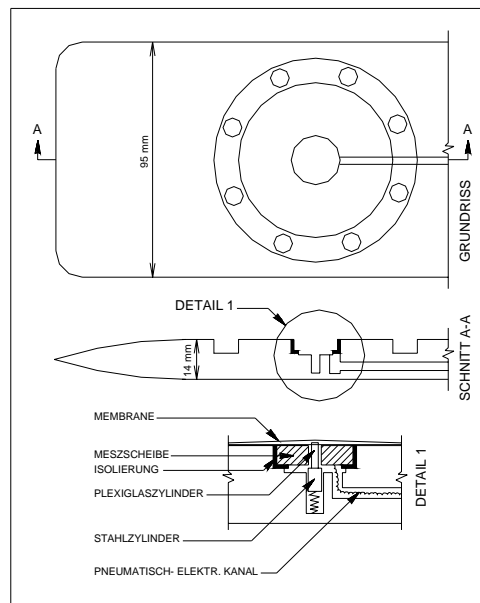


Bild 1: Dilatometerspitzen-Meßprinzip

- ΔB ist der Innendruck, der die Membrane 1 mm nach außen wölbt, wobei sich die Dilatometerspitze ebenfalls an der freien Luft befindet.

Mit ΔA und ΔB sind die nachfolgenden Meßwerte zu korrigieren. ΔA und ΔB sind vom jeweiligen Luftdruck und vom Zustand der Membrane abhängig und sind vor und nach der Testphase zu bestimmen. ΔA und ΔB unterliegen einer dauernden Änderung, welche sich bei einer neuen Membrane stärker bemerkbar macht als bei einer älteren. Jedenfalls sollte ΔA im Bereich von $0,15 \pm 0,05$ bar und ΔB zwischen $0,4 \pm 0,3$ bar liegen, andernfalls ist die Meßmembrane zu ersetzen. Wenn eine neue Membrane eingebaut wird, ist es wichtig, sie vor Testbeginn einzuarbeiten, damit sich ΔA und ΔB in den oben genannten Bereich einpendeln und während der Testphase keine wesentlichen Änderungen eintreten können.

2.3 Testdurchführung

1. Das Dilatometer wird so weit in den Boden gedrückt, bis der Spannungszeiger und der Lautsprecher aktiviert werden (dies geschieht normal in 20 bis 40 cm Tiefe). Weiters wird die Testtiefe in bezug auf den Mittelpunkt der Membrane vermerkt.
2. Nachdem man sich vergewissert hat, daß das Mikrometer geschlossen ist wird das Hauptventil geöffnet, welches für die gesamte restliche Zeit des Versuchs offen bleibt.
3. Die Mikrometerschraube wird langsam geöffnet, so daß der Druck am Manometer langsam ansteigt. Wenn der Spannungszeiger und der Lautsprecher (Buzzer) deaktiviert werden, erfolgt die erste Druckablesung „A“.

4. Die Drucksteigerung wird so lange fortgesetzt, bis der Spannungszeiger und der Buzzer wieder reaktiviert werden. Der dabei herrschende Druck entspricht der zweiten Ablesung „B“. Jetzt sind folgende vier Handgriffe erforderlich:

- a) Mikrometer schließen, um weitere Druckzuführung zum Dilatometer zu verhindern.
- b) Auslaßventil öffnen, um den Druck aus dem Gerät abzulassen.
- c) Notieren der zweiten Druckablesung „B“.
- d) Gerät bis zur nächsten Testtiefe abteufen.

Es ist sehr wichtig, daß die Schritte a) und b) nach Erreichen des Wertes „B“ sehr rasch vollzogen werden, um die Membrane vor Beschädigungen infolge erhöhter Ausdehnungen zu bewahren.

5. Wenn das Dilatometer die nächste Testtiefe erreicht hat (normal 20 cm unterhalb der vorherigen Testtiefe), wird das Auslaßventil wieder geschlossen. Dann werden die oben angeführten Arbeitsschritte beginnend mit 3. wiederholt.

2.4 Auswertung des Dilatometerversuchs

2.4.1 Überprüfung der Meßwerte

Zuerst müssen die Membrankorrekturen ΔA und ΔB sowie die Meßwerte A und B auf ihre Kompatibilität hin überprüft werden. Es gilt:

$$B - A \geq \Delta A + \Delta B$$

Diese Bedingung ergibt sich aus dem Umstand, daß an der freien Atmosphäre gilt:

$$B - A = \Delta A + \Delta B$$

Wird die vorhin genannte Bedingung eingehalten, ist auch gewährleistet, daß der Dilatometermodul $E_D \geq 0$ ist. Falls die Kompatibilität der Membrankorrekturen und der Meßwerte nicht gegeben ist, muß die Membrane, um die Summe von $\Delta A + \Delta B$ zu verringern.

2.4.2 Korrektur der Meßwerte A und B

Bei der Auswertung der Meßwerte müssen die am Manometer für jede Versuchstiefe abgelesenen Werte A und B korrigiert werden, und zwar:

um die Nullstellung der Manometernadel Z_M (= Ablesung bei Gasdruck Null);

um die Membrankorrekturen ΔA und ΔB ;

$$p_0 = 1,05 (A - Z_M + \Delta A) - 0,05 (B - Z_M - \Delta B) \quad [\text{bar}]$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad [\text{bar}]$$

p_0 korrigierte Ablesung A

p_1 korrigierte Ablesung B

Die beiden Faktoren (1,05 und 0,05) für die korrigierte Ablesung A (p_0) ergeben sich aus der Geometrie der Sensorplatte.

2.5 Auswertung der Meßwerte

Aus den für jede Tiefenstufe ermittelten Drücken p_0 und p_1 werden unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks u_0 und der geschätzten wirksamen Vertikalspannung σ'_{v0} (= Überlagerungsdruck) folgende Kennwerte berechnet:

- Materialindex I_D
- Horizontalspannungsindex K_D
- Dilatometermodul E_D

Da sich diese Kennwerte auf den durch das Eindringen der Sonde gestörten Boden beziehen, müssen sie durch empirische Korrelationen modifiziert werden, um den tatsächlichen (In-situ-)Parametern des Bodens zu entsprechen, wodurch man in weiterer Folge nachstehende Bodenparameter erhält:

- Überkonsolidierungsgrad OCR
- Erdruchdruckbeiwert K_0
- Steifemodul $M (= E_S)$

2.5.1 Materialindex I_D

Der Materialindex I_D liefert eine Aussage über die Bodenart bzw. deren Wechsel über verschiedene Tiefenstufen. Er ist über die Mächtigkeit einer homogenen Schicht nahezu konstant und reagiert sehr sensibel auf etwaige Inhomogenitäten. Die Gleichung zur Berechnung des Materialindex wird folgendermaßen geschrieben:

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0) \quad [-]$$

Der Materialindex bewegt sich über zwei logarithmische Zyklen zwischen den Werten von 0,1 bis 10.

2.5.2 Horizontalspannungsindex K_D

Der Horizontalspannungsindex K_D gibt Auskunft über den Bodenzustand, dessen Lagerungsdichte bzw. etwaigen vorangegangenen Lasteinwirkungen und wird folgendermaßen errechnet:

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad [-]$$

Ein Kleinstwert von K_D für normalkonsolidierte Tone ist 2, für normalkonsolidierte Sande ($D_R = 60$ bis 70%) 1,5 und für sehr locker gelagerten Sand ($D_R \cong 20\%$) 0,7.

2.5.3 Dilatometermodul E_D

Der Dilatometermodul E_D wird folgendermaßen errechnet:

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_0) \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 \cong 100 \text{ kN/m}^2 = 0,1 \text{ MN/m}^2$$

E_D dient in weiterer Folge zur Ermittlung des Steifemoduls $M (= E_s)$.

2.5.4 Überkonsolidierungsgrad OCR

Der Überkonsolidierungsgrad OCR leitet sich direkt vom Horizontalspannungsindex K_D ab, wobei in Abhängigkeit vom Materialindex I_D folgende Formeln gelten:

$$I_D < 1,2 \quad \text{OCR} = (0,50 K_D)^{1,56} \quad [-]$$

$$1,2 < I_D < 2 \quad \text{OCR} = (m K_D)^n \quad [-]$$

$$I_D > 2 \quad \text{OCR} = (0,67 K_D)^{1,91} \quad [-]$$

$$\text{wobei:} \quad m = 0,50 + 0,17 p$$

$$n = 1,56 + 0,35 p$$

$$p = (I_D - 1,2) / 0,8$$

OCR-Werte $< 0,8$ befinden sich außerhalb des Gültigkeitsbereichs der Korrelation, womit die Ergebnisse dieser Testtiefe eine wesentlich geringere Aussagekraft besitzen.

2.5.5 Erdruhedruckbeiwert K_0

Für K_0 gelten in Abhängigkeit vom Horizontalspannungsindex K_D folgende Beziehungen:

$$\text{Tone:} \quad K_0 = (K_D / 2)^{0,47} - 0,60 \quad [-]$$

$$\text{Sande:} \quad K_0 = 0,376 + 0,095 K_D - 0,00461 (q_c / \sigma'_{v0}) \quad [-]$$

oder nach Bild 34

$$\text{Wobei:} \quad q_c = \text{Kegeleindringwiderstand}$$

K_0 -Werte $< 0,3$ befinden sich außerhalb des Gültigkeitsbereichs der Korrelation, womit die Ergebnisse dieser Testtiefe wiederum eine wesentlich geringere Aussagekraft besitzen.

2.5.6 Steifemodul $M (= E_s)$

Der Steifemodul M wird aus dem Wert E_D abgeleitet. Die Formel lautet:

$$M = R_m E_D \quad [\text{kg/cm}^2]$$

R_m wird in Abhängigkeit vom Materialindex I_D und dem Horizontalspannungsindex K_D ermittelt, wobei drei Fälle unterschieden werden:

$$I_D \leq 0,6 \quad R_m = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad [-]$$

$$0,6 < I_D < 3,0 \quad R_m = R_{m0} + (2,5 - R_{m0}) \log K_D \quad [-]$$

$$I_D \geq 3,0 \quad R_m = 0,5 + 2 \log K_D \quad [-]$$

$$R_{m0} = 0,14 + 0,15 (I_D - 0,6) \quad [-]$$

Ergeben die Gleichungen für R_m -Werte $< 0,85$, dann ist $R_m = 0,85$ zu setzen.

3 Minipressiometer

Das Minipressiometer wurde entwickelt, um Untersuchungen in geringer Tiefe wirtschaftlicher gestalten zu können und die Anwendungen des Pressiometers auf Verdichtungskontrollen bzw. Überprüfung der Bodenverfestigung im Straßenbau und dergleichen auszudehnen.

Die Ausrüstung des Minipressiometers besteht im wesentlichen aus vier Teilen:

- Druckvolumenregler oder Volumeter
- Pressiometersonden
- Koaxialschläuche und Adapter
- Sondiergestänge

3.1 Meßprinzip des Pressiometers

Die mittlere Meßzelle wird oben und unten von Schutzzellen begrenzt, welche die Randstörungen bei dem im Sinne eines rotationssymmetrischen Verzerrungszustandes ausgewerteten Seitendruckversuch ausschalten sollen.

Der Druck wird mit Hilfe von Preßluft, Kohlendioxid oder Stickstoff erzeugt. Durch den Koaxialschlauch werden Meß- und Schutzzellen getrennt belastet. Die Druckübertragung zur Meßzelle erfolgt hydraulisch (innerer Schlauch), während die Druckübertragung zu den Schutzzellen pneumatisch erfolgt (äußerer Schlauch).

Die Verformungsmessung der Sonde wird nur mit der mittleren Zelle (Meßzelle) gemessen und erfolgt an der Geländeoberfläche durch Bestimmung der Volumsänderung an der Volumenmeßeinheit.

Die Trägheit der inneren Membrane, welche die Meßzelle bildet, ist so gewählt, daß bei Atmosphärendruck und einer Höhendifferenz zwischen Sonde und Volumeter von 1 m die Berührung von Innen- und Außenmembrane gewährleistet ist, womit von dem vorher beschriebenen Dreizellensystem ausgegangen werden kann.

Der Versuch soll innerhalb von 24 Stunden nach der Herstellung des Bohrloches durchgeführt sein. Bei Versuchen oberhalb des Grundwasserspiegels können jedoch Zwischenzeiten von einigen Tagen zugelassen werden.

Die Versuche sollten systematisch, Meter für Meter bei Verfestigungs- und Unterbodenkontrollen, bzw. in Abständen von 0,50 m Tiefe bei Straßenkontrollen,

durchgeführt werden, um ganz präzise die Variationen der Bodenfestigkeit mit der Tiefe erkennen zu können. Die Messungen sind auf diese Weise kontinuierlich und erlauben vollständige Erkenntnisse über die verschiedenen Bodenschichten.

Der Versuch selbst ist genormt und soll unter Anwendung von 10 gleichen Druckstufen (zulässig 6 bis 14 Druckstufen) ausgeführt werden, bis zur Erreichung der Bruchgrenze (Bruchspannung), wobei nach jeder Druckstufe der Druck wieder auf 0 bar abgesenkt wird.

Die Ablesung der Bohrlochverformung (Volumenzunahme) als Funktion der Zeit wird für jede Druckstufe bei 15, 30 und 60 sec nach Erreichung des Drucks vorgenommen.

Der Gasdruckregler muß den Druck, der in das Volumeter eingebracht wird, um den Trägheitswert der verwendeten Membrane (liegt zwischen 0,3 und 0,7 bar) reduzieren. Der Druck im Luftkreislauf ist daher, mit Rücksicht auf die geringen Tiefen für die das Gerät im allgemeinen verwendet wird, immer etwas niedriger als jener im Wasserkreislauf.

3.2 Eichung der Pressiometersonde

Die Eichkurve ist die Druck-Volumen-Beziehung der Meßzelle an der freien Atmosphäre (gegen Luft). Die Eichung sollte grundsätzlich immer vor und nach einer Versuchsreihe durchgeführt werden. Dabei ist auf folgendes zu achten:

- Die Sonde sollte möglichst vertikal stehen und sich widerstandslos ausdehnen können.
- Im Hinblick auf den geringen Grenzdruck (entspricht Druck bei der Bruchgrenze) sollten die einzelnen Druckstufen möglichst klein gewählt werden, um eine gut ausgebildete Eichkurve zu erlangen bzw., um die erforderliche Anzahl der Druckstufen (6 bis 14) einhalten zu können.

Ansonsten ist die Vorgehensweise bei der Eichung der Sonde mit der eigentlichen Versuchsdurchführung ident.

3.3 Versuchsdurchführung

Nachdem die Eichkurve der Sonde ermittelt wurde und eventuell aufgetretene Probleme beseitigt sind, kann mit dem Pressiometerversuch begonnen werden.

3.3.1 Sonde abteufen

Sonde, Zwischenstück und die ersten beiden Sondierstangen werden miteinander verbunden und in das Bohrloch gesteckt. Der Schraubamboß und das Fallgewicht werden angebracht und die Sonde durch Rammen auf die gewünschte Versuchstiefe abgeteuft.

Die Versuchstiefe bezieht sich immer von Geländeoberkante (GOK) bis zur Mitte der Meßzelle (= Mitte Sonde). Das Maß Mitte Sonde bis OK-Zwischenstück beträgt 52 cm. Da

die Länge der Sondierstangen mit 1 m bekannt ist, kann somit sehr einfach auf die Versuchstiefe rückgeschlossen werden.

3.3.2 Messung

Wie bereits erwähnt, setzt sich die Messung in einer gewissen Versuchstiefe immer aus mehreren Druckstufen zusammen. Nach jeder Druckstufe wird der gesamte Druck aus dem System wieder ausgelassen und der Boden erneut mit einer höheren Druckstufe belastet. Dies wird so lange fortgesetzt, bis der Grenzdruck erreicht ist.

3.4 Auswertung des Pressiometerversuchs

3.4.1 Korrektur der Meßwerte

Bei der Auswertung der Meßwerte muß der am Manometer für jede Druckstufe gemessene Druck p' korrigiert werden und zwar,

um den zusätzlichen Druck p_{w1} infolge der Wassersäule in der Schlauchleitung von der Meßzelle bis zum Manometer;

um den beim Versuch außerhalb der Meßzelle herrschenden Wasserdruck p_{w2} infolge eines Grundwassers;

und um den Druck p_b der Eichkurve beim gemessenen Volumen V ;

$$p = p' + p_{w1} - p_{w2} - p_b \quad [\text{bar}]$$

$$\text{wobei:} \quad p_{w1} = \gamma_w h_{w1} \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$p_{w2} = \gamma_w h_{w2} \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$100 \text{ kN/m}^2 \cong 1 \text{ bar}$$

3.5 Darstellung der Meßwerte

Die Darstellung der Meßwerte erfolgt grafisch für jede Versuchstiefe mit Hilfe von drei Kurven. In Bild 2 sind die nachfolgend beschriebenen Kurven und deren Bereiche für ein Standardpressiometer dargestellt.

3.5.1 Die Eichkurve

Sie ist eine Druck-Volumsänderungskurve und ergibt sich durch Aufzeichnen der 60 sec-Meßwerte bei der Eichung. Die Eichkurve stellt im wesentlichen die Trägheit der Sonde (Membrane plus Schutzschlauch) dar. Da die Eichung immer vor und nach einer Versuchsreihe durchzuführen ist, sollten die beiden erhaltenen Kurven nahezu deckungsgleich sein. Für die spätere Versuchsauswertung ist dann die gemittelte Eichkurve heranzuziehen.

3.5.2 Die Pressiometer- oder Arbeitskurve

Sie ist ebenfalls eine Druck-Volumensänderungskurve und ergibt sich durch Aufzeichnen der 60 sec-Meßwerte der jeweiligen Versuchstiefe. An dieser Kurve lassen sich, wie bei allen Festigkeitsversuchen mit Gesteinen, verschiedene Verformungsbereiche erkennen:

1. Ein gekrümmter Anfangsbereich (bis p_0), der den Widerstand des Bodens beim Eindringen der Sonde widerspiegelt.
2. Ein linearer, pseudo-elastisch genannter Bereich (zwischen p_0 und p_f); Aus diesem Teil wird der Elastizitätsmodul E abgeleitet.
3. Der stark gekrümmte Übergangsbereich (zwischen p_f und p_1), bei dem die Volumensunterschiede je nach Druck stark ansteigen und die Arbeitskurve sich einer Asymptote nähert.
4. Der Bruchzustand (bei p_1), dem die Asymptote an die Arbeitskurve entspricht. Dieser Wert ist für die maximale Tragfähigkeit des Materials kennzeichnend.

Die Grenzen zwischen diesen Bereichen sind die Spannung p_0 , die annähernd dem ursprünglich im Untergrund vorgelegenen Ruhedruck entspricht, die Kriechspannung p_f , und die Bruchspannung p_1 .

3.5.3 Die Kriechkurve

Die Kriechkurve ergibt sich durch Aufzeichnung der Volumensänderungen zwischen der 30 und 60 sec Ableseung ($V_{60} - V_{30}$) der jeweiligen Versuchstiefe. Man ersieht daraus die zeitliche Deformationstendenz des Bodens. Die so erhaltene Beziehung zeigt erfahrungsgemäß im elastischen Bereich und im Anfangs-Übergangsbereich einen annähernd geradlinigen Verlauf. Der Schnittpunkt dieser beiden Geraden wird als Kriechspannung p_f angesehen. Die Kriechspannung p_f entspricht gewöhnlich der oberen Grenze des pseudo-elastischen Bereichs.

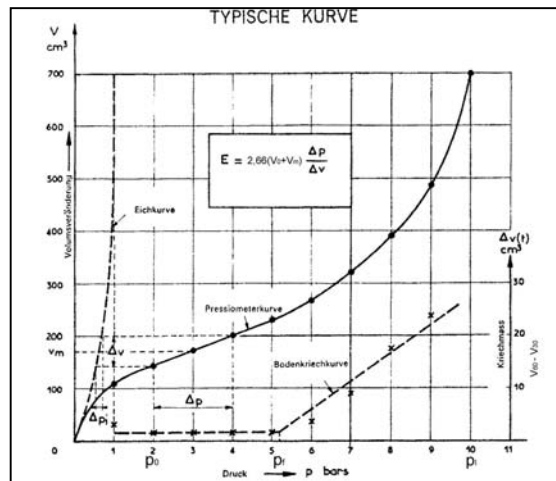


Bild 2: Darstellung der Messwerte

3.6 Auswertung der Meßwerte

Aus den für jede Tiefenstufe ermittelten Druck-Volumendiagrammen werden die hauptsächlichsten mechanischen Eigenschaften des Bodens errechnet:

- Pressiometermodul E_M (= Deformations- oder Elastizitätsmodul)
- Grenzdruck oder Bruchspannung p_1

Bei der Auswertung der Meßwerte ist zu beachten, daß auch das angewendete Verfahren zur Herstellung des Bohrloches einen gewissen Einfluß auf die Versuchsergebnisse haben kann.

3.6.1 Pressiometermodul E_M

Der Pressiometermodul E_M ist ein Schermodul des Bodens, gemessen in einem deviatorischen Spannungsfeld. Aus dem pseudo-elastischen Bereich der Arbeitskurve kann der Elastizitätsmodul E_1 für die Erstbelastung und der Elastizitätsmodul E_2 für die Wiederbelastung abgeleitet werden. Die Gleichung zur Berechnung des Pressiometermoduls (= Elastizitätsmodul) wird folgendermaßen geschrieben:

$$E_M = 2 (1 + \nu) (V_0 + V_m) (\Delta p / \Delta V) \quad [\text{bar}]$$

$$1 \text{ bar} \cong 100 \text{ kN/m}^2 = 0,1 \text{ MN/m}^2$$

$$V_0 \quad \text{Volumen der Meßzelle bei } p = 0$$

$$V_m \quad \text{mittleres zusätzliches Volumen im Bereich } \Delta p$$

Δp und ΔV sind die dem linearen Bereich der Arbeitskurve zugehörigen Druck- bzw. Volumsänderungen.

Die Querdehnungszahl ν hängt von der Gesteinsart ab und schwankt zwischen 0,2 und 0,5. Für die Auswertung wird $\nu = 0,33$ angesetzt.

Die Werte V_0 sind für die verschiedenen Pressiometertypen in Bild 3 zusammengestellt. $V_0 = 140 \text{ cm}^3$ beim Minipressiometer.

Bohrloch \varnothing	Sonde	V_0 [cm ³]
34 mm	EX	535
44 mm	AX	535
60 mm	BX	535
76 mm	NX	790
26 mm	Minipressiom.	140

Bild 3: Werte für V_0

3.6.2 Bruchspannung p_1

Die Bruchspannung oder auch Grenzdruck genannt ergibt sich auf der Abszisse aus der Lage der Asymptote an die Pressiometerkurve und kann direkt vom Diagramm abgelesen werden.

Es ist jedoch üblich, die Bruchspannung p_1 nicht unmittelbar aus der Arbeitskurve zu entnehmen, sondern als denjenigen Wert anzusehen, bei dem die Arbeitskurve ein bestimmtes, empirisch festgelegtes Grenzvolumen erreicht. Dieses Grenzvolumen beträgt für das Minipressiometer 200 cm^3 und für das Standardpressiometer 700 cm^3 . Werden diese Volumina während eines Versuches nicht erreicht, so extrapoliert man die Pressiometerkurve grafisch oder rechnerisch bis zum Grenzvolumen. Bei der rechnerischen Extrapolation geht man von der Funktion $y = a + bx + cx^2$ aus, wobei zur Berechnung der Koeffizienten a , b und c die letzten drei Meßwerte herangezogen werden.

3.6.3 Größenordnung der Werte E_M und p_1

Im nachstehenden Bild 4 werden übliche Größenordnungen für die Werte E_M und p_1

Bodenart	E_M [bar]	p_1 [bar]
Schlamm, Torf	2 bis 15	0,2 bis 1,5
breiige Tone	5 bis 30	0,5 bis 3
weiche / steife Tone	30 bis 80	3 bis 8
steife / halbfeste Tone	80 bis 400	6 bis 20
Mergel	50 bis 600	6 bis 40
schluffige Sande	5 bis 20	1 bis 5
Schluffe	20 bis 100	1 bis 15
kiesige Sande	80 bis 400	12 bis 50
Sedimentsande	75 bis 400	10 bis 50
kalkiger Fels	800 bis 200000	30 bis über 100
neue Schüttungen	5 bis 50	0,5 bis 3
alte Schüttungen	40 bis 150	4 bis 10

Bild 4: Erfahrungswerte für E_M und p_1

angeführt, welche für die Auswertung bzw. für die Überprüfung der Plausibilität der Ergebnisse dienen sollen.

Das Verhältnis E_M/p_1 ist eine Charakteristik der untersuchten Bodenart. Die höheren Werte E_M/p_1 (12 bis 30) finden sich in überkonsolidierten Böden, die schwachen Werte von E_M/p_1 (5 bis 8) werden hauptsächlich in Alluvialböden angetroffen. Die systematische Untersuchung dieses Verhältnisses wird empfohlen, um ganz genau den Variationen der Bodenart zu folgen, und sich im übrigen zu versichern, daß keine Störung der Bohrung eingetreten ist (welche sich in einer Reduktion von 20 bis 30 % von E_M/p_1 ausdrücken kann).

Erfahrungswerte für das Verhältnis E_M/p_1 :

$15 < E_M/p_1 < 25$	sehr dicht, steif bis halbfest
10 15	dicht
6 10	locker, breiig
3 6	sehr locker

Das Verhältnis E_2/E_1 ist u.a. ein Maß für die Störungen des Untergrundes beim Einbringen des Versuchsgerätes. Es ist von der Gesteinsart abhängig.

Erfahrungswerte für das Verhältnis E_2/E_1 :

$$\begin{array}{ll} 1 < E_2 / E_1 < 2 & \text{bindige Böden, kompakter Fels} \\ \cong 3 & \text{geklüfteter Fels} \end{array}$$

Erfahrungsgemäß besteht auch zwischen der Kriechspannung p_f und der Bruchspannung p_1 ein etwa konstantes Verhältnis:

$$0,45 < p_f / p_1 < 0,55$$

4 Versuche

Neben den Versuchen mit dem Flachdilatometer und dem Minipressiometer wurden als ergänzende Versuche noch Rammsondierungen und Rillensondierungen durchgeführt, um einen besseren Aufschluß und somit Zusatzinformationen über den untersuchten Boden zu erhalten. Mit Hilfe dieser Zusatzinformationen ist es auch möglich, die aus den Dilatometer- und Pressiometerversuchen erhaltenen Ergebnisse bis zu einem gewissen Grad auf ihre Plausibilität und Richtigkeit hin zu prüfen.

4.1 Ergänzende Versuche

4.1.1 Rammsondierung

Es wurden drei Rammsondierungen abgeteuft, deren Tiefen sich etwa zwischen 5 und 8 m bewegen. Die Sondierungen wurden mittels der schweren Rammsonde mit verlorener Spitze (= SRS15) durchgeführt.

4.1.2 Rillensondierung

Es wurden drei Rillensondierungen von 1,00 m bis 1,90 m unter Geländeoberkante ausgeführt, um von der zu untersuchenden Bodenschichte Probenmaterial zu gewinnen.

4.1.3 Bestimmung der Kornverteilung

Mit Hilfe der gewonnenen Bodenproben aus der Rillensondierung konnte im Labor durch Sieb- und Schlämmanalysen die Kornverteilung und in weiterer Folge die Bodenbezeichnung der untersuchten Schichte festgestellt werden.

4.2 Dilatometerversuche

An drei Stellen des Probefeldes (Dil1 bis Dil3) wurden jeweils in vier Tiefenstufen Versuche mit dem Flachdilatometer durchgeführt. Die Versuchstiefen lagen zwischen 1,50 m und 2,20 m unter GOK, wobei in Abständen von ca. 20 cm Messungen vorgenommen wurden.

Porenwasserdruck $u_0 = \gamma_w * h$

$\gamma_w = 1,00 \text{ to/m}^3$

$h =$ jeweilige Versuchstiefe unter GWSP

Überlagerungsdruck $\sigma'_{v0} = \gamma * h$

$\gamma \cong 1,85 \text{ to/m}^3$ (wurde aus Bild 33 entnommen)

$h =$ jeweilige Versuchstiefe unter GOK

Da die Versuche oberhalb des Grundwasserbereichs ausgeführt wurden, wurde $u_0 = 0$ gesetzt.

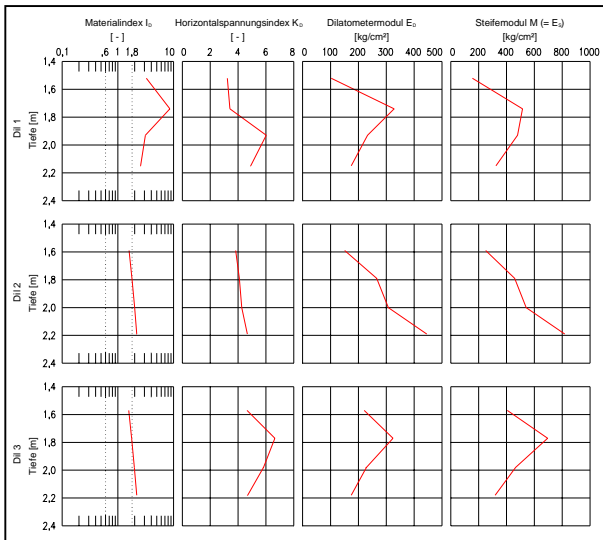


Bild 6: Ergebnisdarstellung Flachdilatometer

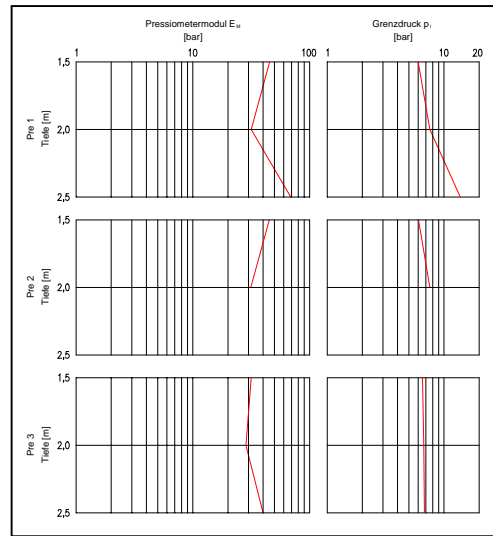


Bild 7: Ergebnisdarstellung Minipressiometer

4.2.1 Interpretation der Ergebnisse

Vergleicht man die Ergebnisse der Kornverteilung (f_m, S_u, g', t') mit den Bereichen, in denen der Materialindex I_D zu liegen kommt, so ist eine sehr gute Übereinstimmung festzustellen. Lediglich beim DI11 in 1,74 m Tiefe ist eine Unregelmäßigkeit zu erkennen. Es wird vermutet, daß die Membrane in diesem Bereich gegen einen Stein drückte, wodurch sich die Abweichung erklärt.

Der Horizontalspannungsindex K_D liegt mit Werten $> 2,5$ sehr hoch. Ab einem Wert $> 1,5$ kann von einer Überkonsolidierung bzw. dichten Lagerung der untersuchten Sandschichte ausgegangen werden.

4.3 Minipressiometerversuch

An drei Stellen des Probefeldes (Pre1 bis Pre3) wurden jeweils in drei Tiefenstufen Versuche mit dem Minipressiometer durchgeführt. Die Versuchstiefen lagen zwischen 1,50 m und 2,50 m unter GOK, wobei in Abständen von ca. 50 cm Messungen vorgenommen wurden.

4.3.1 Interpretation der Ergebnisse

- Das Verhältnis E_M/p_1 liegt bei 33 ± 12 , womit nach Erfahrungswerte für das Verhältnis E_M/p_1 von einer sehr dichten Lagerung ausgegangen werden kann.
- Die Werte für E_M betragen 47 ± 18 bar, jene für p_1 8 ± 3 bar, womit nach Erfahrungswerte für E_M und p_1 , werden folgende Angaben gemacht:

Schluffe: $E_M = 20$ bis 100 $p_1 = 1$ bis 15

lockere, schluffige Sande: $E_M = 5$ bis 20 $p_1 = 1$ bis 5

In bezug auf die Kornverteilung (fmS,u,g',t') und das Verhältnis E_M/p_1 (sehr dicht gelagert) sollten die ermittelten Werte für E_M und p_1 im Bereich zwischen den Schluffen und den lockeren, schluffigen Sanden liegen. Dies ist durchaus der Fall und läßt somit die Ergebnisse plausibel erscheinen.

5 Vergleich und Interpretation der verschiedenen Versuchsergebnisse

Nachstehend folgt eine Zusammenfassung und ein Vergleich der Testergebnisse der verschiedenen Versuche und Analysen:

- Kornverteilung
- Eindringwiderstand n_{10} der SRS15
- Dilatometermodul E_D (Flachdilatometer)
- Pressiometermodul E_M (Minipressiometer)

5.1 Kornverteilung

Die Kornverteilung ergab einen Feinmittelsand, schluffig, schwach kiesig, schwach tonig (fmS,u,g',t').

5.2 Eindringwiderstand n_{10} der SRS15

Aus den Eindringwiderständen n_{10} der SRS15 lassen sich über verschiedene Korrelationen bzw. Tabellen Rückschlüsse auf die Lagerungsdichte bzw. den Steifemodul des durchörterten Bodens machen.

Im untersuchten Tiefenbereich zwischen 1,50 und 2,50 m ergab sich der Eindringwiderstand

zu: $n_{10} = 4 \pm 2$

Nach Pregl (2000) bzw. DIN 4094 ergibt dies eine Lagerungsdichte von:

$$D = 0,29,$$

d. h. eine lockere bis mitteldichte Lagerung

und ein Steifemodul von: $E_S = 32,5 \pm 22,5$ MN/m²

5.3 Dilatometermodul E_D (Flachdilatometer)

Im untersuchten Tiefenbereich zwischen 1,50 und 2,20 m ergab sich der Dilatometermodul zu:

$$E_D = 246 \pm 90 \text{ kg/cm}^2 \cong 24,6 \pm 9,0 \text{ MN/m}^2$$

und daraus der Steifemodul von:

$$E_S = 45,2 \pm 17,6 \text{ MN/m}^2$$

5.4 Pressiometermodul E_M (Minipressiometer)

Im untersuchten Tiefenbereich zwischen 1,50 und 2,50 m ergab sich der Pressiometermodul zu:

$$E_M = 47 \pm 18 \text{ bar} \cong 4,7 \pm 1,8 \text{ MN/m}^2$$

Die Umrechnung des Pressiometermoduls E_M in den Steifemodul E_S erfolgt mittels der Formel:

$$E_S = E_M \left(\frac{1 - \nu}{1 + \nu} \right) (1 - 2\nu) \quad \text{mit } \nu = 0,33$$

$$E_S = 7,0 \pm 2,7 \text{ MN/m}^2$$

5.5 Zusammenfassung und interpretation der verschiedenen Versuchsergebnisse

Die erhaltenen Steifemoduln E_S aus dem Dilatometerversuch liegen um ca. 50 % höher als jene aus der SRS15. Der Unterschied könnte darauf zurückzuführen sein, daß es sich bei den Werten der SRS15 um Bemessungswerte handelt, welche auf der sicheren Seite liegen, und somit niedriger sind als die tatsächlich vorhandenen Werte.

Die errechneten Steifemoduln E_S für den Pressiometerversuch fallen sehr niedrig aus. Bei diesem Versuch handelt es sich aber im Gegensatz zur SRS15 um den horizontalen und nicht um den vertikalen Steifemodul; auch der Dilatometerwert ist bereits auf die vertikale Richtung umgerechnet. Da der horizontale Steifemodul erfahrungsgemäß viel niedriger ist als der vertikale, scheinen die erhaltenen Ergebnisse durchwegs aussagekräftig zu sein.

Die aus dem Dilatometer- und dem Pressiometerversuch abgeleiteten Lagerungsdichten (beide sehr dicht) stimmen überein, während sich aus der SRS15 eine lockere bis mitteldichte Lagerung ergibt.

Literatur

- [1] Nanyang Technological Institute, Singapore: *Field Instrumentation and In-Situ Measurements*, Fourth International Geotechnical Seminar, Singapore, Nov. 1986
- [2] Bundesversuchs- und Forschungsanstalt Arsenal: *Sondierungen und in-situ-Messungen*, Berichte eines Symposiums, Wien, Jun. 1979
- [3] MARCHETTI, S.: *In Situ Tests by Flat Dilatometer*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT3, Mar. 1980
- [4] KOVÁRI, K.: *Field Measurements in Geomechanics*, Proceedings of the international Symposium, Zürich, Sept. 1983
- [5] PREGL, O.: *Verformbarkeit und Scherfestigkeit von Gesteinen*, Handbuch der Geotechnik Band 8, Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien, 1989
- [6] MARCHETTI, S. AND CRAPPS, D. K.: *Flat Dilatometer Manual*, Gainesville, Jun. 1981
- [7] MARCHETTI, S.: *Flat Dilatometer Manual Changes*, Jul. 1988
- [8] MENARD, L.: *The interpretation of pressuremeter test results*, Soils No. 26, Paris, 1975
- [9] BEYRER, H. C.: *Beschreibung und Gebrauchsanweisung des Minipressiometer*, Salzburg, 1975
- [10] MENARD, L.: *Der Pressiometer für In-Situ Versuche im Boden und Fels*, 1975
- [11] PREGL, O.: *Geologische Grundlagen – Erdbeben – Untergrunderkundungen – Feld- und Bauwerksmessungen*, Handbuch der Geotechnik Band 2, Eigenverlag des Institutes für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien, 2000
- [12] BRANDSTÄTTER, P.: *Ermittlung des Verformungsmoduls von Böden mittels Labor- und Feldversuchen*, Diplomarbeit Nr. 143 am Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien, Apr. 1996
- [13] ETTINGER, R.: *Untersuchungen über die in situ- Bestimmung der Verformungsparameter von Böden*, Dissertation Nr. 15 am Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Wien, Sept. 1999

Erfahrungen bei der Ermittlung von Baugrundkennwerten für unterschiedliche Anwendungen

J. Engel, HTW Dresden (FH)

Kurzfassung *Die Anforderungen an die Festlegung realistischer Baugrundkennwerte sind in den letzten Jahren gestiegen. Gründe dafür sind u.a. neue Berechnungsmodelle, verbesserte Stoffgesetze oder moderne Sicherheitskonzepte. Weiterentwicklungen auf diesen Gebieten haben auch dazu geführt, dass sehr unterschiedliche Lösungsansätze für eine Aufgabenstellung möglich sind. In der Praxis entstehen Unsicherheiten infolge fehlender Erfahrungen. Auf Grund der vielfältigen Anwendungsbereiche haben mittlerweile unterschiedliche Fachgebiete geotechnische Modelle übernommen und zum Teil für ihre Belange weiterentwickelt. Daraus resultieren Erfahrungen, die auch zum besseren Verständnis bodenmechanischer Zusammenhänge beitragen können. Einige Beispiele dafür und mögliche Fehlereinflüsse und Lösungsansätze werden im folgenden dargestellt.*

1 Einführung

1.1 Untersuchungen – geotechnische Begutachtung

Geotechnische Probleme erfordern vielfach die gutachterliche Bewertung des Sachverhalts. Dies umfasst u.a. die Planung und Auswertung der Baugrunderkundung und die Übertragung von Ergebnissen, die an Stichproben gewonnen worden sind, auf ausgedehnte Baugrundbereiche. Bei der Interpretation von Messergebnissen ist die mögliche Genauigkeit der Messung oder des Versuchs selbst, aber auch der störende Einfluss infolge Veränderung der Proben oder unvollkommener theoretischer Modelle zu berücksichtigen. Erst die Wertung der Untersuchungsergebnisse in Verbindung mit den konstruktiven und rechnerischen Lösungsansätzen ermöglicht die Festlegung von Berechnungsparametern, die für die gegebene Fragestellung eine ausreichend zuverlässige Vorhersage der Wechselwirkung Bauwerk–Baugrund ermöglichen. Dies erfordert vertiefte Kenntnisse und in bestimmten Umfang die Berücksichtigung von Erfahrungen.

In Bezug auf die Untersuchung des Baugrunds in situ und im Labor sowie auf die Berechnung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk sind in den letzten Jahrzehnten große Fortschritte erzielt worden. Das hat auch zu einer zunehmenden Anzahl der

Veröffentlichungen beigetragen. Für praktische Aufgaben ist es oft nicht möglich, aus der Vielzahl der Publikationen alle für die jeweilige Fragestellung relevanten Informationen anwendungsbereit zusammenzustellen. Unter Umständen entstehen Unsicherheiten, da nicht immer klar ist, was als gesichertes Wissen und was als aktuelles Forschungsergebnis anzusehen ist. Hinzu kommt der gegenwärtige Trend zur Reduzierung der Aufwendungen für Baugrunderkundung und –untersuchung.

Auf der anderen Seite stehen Aufgabenstellungen, die vielfach nicht mehr allein mit den Erfahrungen der Vergangenheit zu lösen sind. Einige Gründe dafür sind:

- Das neue Sicherheitskonzept nach DIN 1054 [1] und EC 7 erfordert die Festlegung charakteristischer Bodenkennwerte. Vorsichtige Parameter, wie vielfach in Tabellenwerken angegeben, führen zu unrealistischen Berechnungsergebnissen.
- Für die Nutzung der Beobachtungsmethode muss das Verformungsverhalten des Bodens numerisch simuliert werden. Dies stellt hohe Anforderungen an Kenngrößen, die das Verformungsverhalten beschreiben. Eine globale Korrektur in Abhängigkeit von der Bodenart, wie dies bei der Setzungsberechnung nach DIN 4019 [1] üblich war, ist dafür nicht geeignet.
- Zunehmend werden bei den Untersuchungen zyklische und dynamische Vorgänge berücksichtigt. Die damit verbundenen kleinen Verformungen werden bei klassischen Untersuchungen nicht berücksichtigt.
- Einige Fachdisziplinen haben eigene geotechnische Regelwerke oder Stoffgesetze entwickelt. Teilweise wurden unterschiedliche Notationen und Bezeichnungen für gleiche Sachverhalte eingeführt und nur spezielle Komponenten geotechnischer Modelle genutzt.

Neuere Entwicklungen im Bereich der experimentellen Untersuchung von Böden im Labor verfolgen das Ziel, homogene Spannungs–Verformungs–Zustände für Probekörper zu gewährleisten. Damit soll erreicht werden, dass die Ergebnisse auf größere Bereiche übertragen werden können. Derartige Versuche erfordern aufwendige Apparaturen und Versuchsabläufe und führen u.U. zu Unsicherheiten bei den Messungen. Die Methoden der Untersuchung sind zum Teil so weit verfeinert worden, dass nicht immer der Bezug zu praktischen Anwendungen erkennbar ist. Andere Fachgebiete, z.B. die Mechanik der porösen Medien, haben das Feld der bodenmechanischen Grundlagenforschung entdeckt und einige Vorgehensweisen übernommen.

Für praktische Fragestellungen ist die Überprüfung der Ergebnisse an realen Bauwerken das grundlegende Kriterium. Die Beschreibung des Materialverhaltens muss nur die für die jeweilige Aufgabe interessierenden Aspekte zutreffend erfassen. Unsicherheiten auf anderen Gebieten können u.U. in Kauf genommen werden.

1.2 Bodenmechanische Modelle in der Geotechnik und anderen Fachgebieten

Einigen klassischen, bodenmechanischen Ansätzen liegt eine phänomenologische Denkweise zugrunde. Es wird die Reaktion des Materials direkt mit der Einwirkung verknüpft. Das bekannteste Beispiel dafür ist das Prinzip der wirksamen Spannungen. Dieses ist für makroskopische Ausschnitte des Bodens aufgestellt worden, d.h. an einer Bodenprobe werden Einwirkung und Reaktion an wenigen Stellen – meistens am Rand – gemessen und das Ergebnis wird auf das gesamte Probenvolumen bzw. die gesamte Bodenschicht übertragen. Abweichungen zwischen Theorie und Messung (Beobachtung) werden durch zusätzliche Korrekturtheorien berücksichtigt. Beispiele dafür sind die Dilatanz bei Schervorgängen oder der Kriechbeiwert für die Erfassung der Zeit-Setzung [5]. Auf diese Weise sind viele einfache Ansätze entstanden, die geeignet sind, bei konstant gehalten einiger Parameter, ausgewählte Phänomene zutreffend zu beschreiben. Wenn die per Definition angenommene Konstanz einiger Faktoren aufgegeben wird, müssen die Stoffkennwerte als abhängige Größen eingeführt werden. Der Vorteil dieser klassischen Vorgehensweise liegt in der breiten Anwendung und der damit verbundenen Erfahrung. Einige komplexe Stoffgesetze sind aus der Verknüpfung dieser Ansätze hervorgegangen.

Die Bodenkunde befasst sich u.a. mit der Verdichtung des Bodens und der Wasserbewegung im Boden. Im Gegensatz zum Bauwesen soll für die Pflanzen der Porenraum möglichst groß sein und nicht durch schädliche Verdichtung abnehmen. Durch Nutzung bodenmechanischer Lösungsansätze für bodenkundliche Fragestellungen werden in der Bodenphysik (siehe z.B. [14]) entsprechende Theorien bereitgestellt. Der Stand des Wissens ist in Regeln und Merkblättern des Deutschen Verbands für Wasserwirtschaft und Kulturbau DVWK dokumentiert. Es wird versucht, ausgehend von einer sehr detaillierten Einteilung der Böden [8] die Kennwerte aus der Kornverteilung und einigen Zustandsinformationen abzuleiten. Dafür werden bodenmechanische Modelle, z.B. zur Ermittlung der Vorbelastung, genutzt [7]. Die Empfehlungen berücksichtigen auch Änderungen der Zustandskenngrößen, z.B. der Dichte des Bodens [9] und liefern Gleichungen, mit denen die Scherfestigkeit und andere Parameter berechnet werden können. Für einen sandigen Ton Ts 2-4 werden in Abhängigkeit von der Kapillarspannung Reibungswinkel zwischen 48 und 56° angegeben.

Im Straßenbau wird die Bemessung i.Allg. auf Regelbauweisen nach RSTO (Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen; FGSV Köln 2001) zurückgeführt. Neuere Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet nutzen bodenmechanische Modelle zur Quantifizierung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens [17]. Wegen der zyklisch-dynamischen Beanspruchung liegt der Schwerpunkt auf nichtlinear-elastischen Modellen und der Abgrenzung des elastischen vom plastischen Verhalten. Auf Grundlage von Ergebnissen zyklisch-dynamischer Triaxialversuche werden Grenzen der Spannungsamplituden in Abhängigkeit vom Hauptspannungsverhältnis festgelegt.

Im Rahmen der Bemessung des Eisenbahnunterbaus ist u.a. die dynamische Stabilität nachzuweisen. Dazu existieren unterschiedliche Verfahren. Nach einem Entwurf der Ril 836 [3] werden die auftretenden Schwinggeschwindigkeiten mit kritischen Werten verglichen. Diese Verfahrensweise entspricht dem üblichen Vorgehen im Bauwesen [2]. Alternativ dazu ist die Untersuchung der Dehnungsbereiche nach einem Verfahren von Hu u.a. [15] möglich. Während im Straßenbau die Spannungsamplitude als Kriterium zur Unterscheidung des elastischen und des plastischen Bereichs benutzt wird, sind bei den Nachweisen des Eisenbahnunterbaus die Dehnungsamplituden bzw. die Schwinggeschwindigkeiten anzusetzen.

2 Störgrößen, Unsicherheiten – Beispiele

2.1 Planung der Laborversuche

Das Ergebnis der Festlegung von Berechnungskennwerten kann durch unterschiedlichste Störgrößen beeinflusst werden. Wichtig für die richtige Interpretation von Messungen und die Planung und Auswertung von Versuchen ist die Weitergabe der Schlussfolgerungen aus der vorangegangenen Planungsphase. Informationen über das geplante Bauvorhaben und die örtlichen Verhältnisse beeinflussen die Wahl der Erkundungsmaßnahmen und der in situ Versuche. Das Ergebnis der Erkundung, vor allem die Bodenansprache, sollte bei der Ausführung von Versuchen im Labor als wichtige Grundlage zur Verfügung stehen.

Leider ist das nahtlose Zusammenfügen der Einzelinformationen in letzter Zeit immer stärker zu einem Problem geworden. Dies resultiert u.a. aus der zunehmenden Spezialisierung und der damit verbundenen Trennung der Materialprüfung von der konstruktiven, bautechnischen Lösung und oft auch von der Erkundung. In Laboratorien müssen dann Kenngrößen ermittelt werden, ohne dass eine Anbindung an die Verhältnisse in situ möglich ist. Es kommt vor, dass die Klassifizierung vom Labor des Planers und die weitergehenden Versuche von einer Prüfanstalt gleichzeitig und ohne gegenseitige Abstimmung durchgeführt werden. Die Plausibilitätskontrolle und die Sammlung von quantifizierbaren Erfahrungen wird dadurch erschwert.

2.2 Hardware

Die Entwicklung der Versuchstechnik ist ein Prozess, der auch Irrtümer mit sich bringt. Der Anspruch eines Maschinenbauers oder Elektrotechnikers muss nicht immer mit den bodenmechanischen Erfordernissen übereinstimmen. So war die Entwicklung des geführten Rahmenscherversuchs aus Sicht des Geräteentwicklers ein Fortschritt, für die Untersuchung der Böden jedoch sehr problematisch. Aufwand und Nutzen stehen hier nicht mehr im richtigen Verhältnis.

Der Trend zur Entwicklung komplexer Steuerungen verteuert die Technik und hat letztlich eine Verringerung der Untersuchungen zur Folge. Fehler während der Versuche sind nicht mehr leicht festzustellen und der Einblick in das Materialverhalten wird erschwert. Bei einigen Triaxialgeräten wird zur Gewährleistung der Volumenkonstanz bei undrainierten, wassergesättigten Versuchen eine komplizierte Porenwasserdruckregelung benutzt. Ein konstantes Probenvolumen lässt sich auch durch das Absperrren der Wasserzufuhr in das Probeninnere erreichen.

Bei eigenen Versuchen hat sich mit einer speziellen Geräteart reproduzierbar ein Reibungswinkel von weniger als 29° für reinen Schluff ergeben, während mit den älteren Geräten Werte $\varphi > 35^\circ$ erhalten wurden. Die Überprüfung der Kraftmessung und der Krafteinleitung in der Scherfuge ergab keine Hinweise auf gerätebedingte Fehler. In der Vergangenheit sind die Ergebnisse der Versuche mit diesem Gerätetyp in Datensammlungen und bei Ringversuchen ohne Beanstandung eingeflossen.

2.3 Software

Der Trend zur Entwicklung aufwendiger Versuchstechnik setzt sich fort in der dazugehörigen Auswertesoftware. Anerkannte Standards der Datenablage existieren nicht. Die Daten können nur mit großem Aufwand zwischen unterschiedlichen Anwendungen ausgetauscht werden. Durch überladene Menüführung werden Fehleingaben und Manipulationen erleichtert. Es existieren z.B. Programme zur Auswertung von Scherversuchen, die eine Reduzierung der Scherfläche mit zunehmender Verschiebung standardmäßig vornehmen. Bei modernen Geräten für den statischen Plattendruckversuch ist bereits in situ das Editieren der Ergebnisse möglich.

3 Auswege

3.1 Regelwerke

In Deutschland sind eine Reihe von Erkundungs- und Untersuchungsverfahren genormt. Für die Laborversuche ist der DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau), FB05: Grundbau, Geotechnik, Arbeitsausschuss 05.03.00 „Baugrund, Laborversuche“ zuständig. Es werden die Untersuchungen an Böden (DIN 18120 bis 18140) und seit Neuestem auch die felsmechanischen Versuche (DIN 18141 „Einaxialer Druckversuch an Gesteinsproben“, Spaltzugversuch, Triaxialversuch, Punktlastversuch) behandelt. Durch die regelmäßige Überprüfung der Normen (aller 5 Jahre) ist die Aktualität gewährleistet.

Als grundlegende europäische Norm ist der EC 7 bei der geotechnischen Bemessung zu berücksichtigen. Der EC 7 Teil 2 (DIN EN 1997-2) regelt die Vorgaben für die Erkun-

dung und Untersuchung des Baugrunds. Für die Einzelversuche selbst werden Technische Spezifikationen als EU-Vornormen eingeführt (TS 17892-1 bis TN 17892-12).

In den Einzelnormen zu den Laborversuchen werden Details der Versuchdurchführung und –auswertung geregelt. Für die Beschreibung der Grundlagen für geotechnische Untersuchungen in Laboratorien ist die DIN 18120 vorgesehen. Diese existiert bisher nur als Beratungsvorlage und soll die Regelungen des EC 7 berücksichtigen.

3.2 Näherungen – Klassifikation

Wenn die Ergebnisse von Untersuchungen so dokumentiert sind, dass ein Bezug zu einfach bestimmbar Merkmalen hergestellt werden kann, lassen sich Erfahrungen auf andere Anwendungen übertragen. Dieses Prinzip liegt der Klassifikation von Böden zugrunde. Mit der Klassifizierung wird das Ziel verfolgt, Böden mit ähnlichen Eigenschaften zu Gruppen mit einheitlicher Bezeichnung zusammenzufassen. Besonders A. Casagrande [6] hat sich um die Klassifizierung der Böden verdient gemacht.

„Gründliche Kenntnisse nicht nur eines, sondern aller Klassifizierungssysteme die im Bauwesen von Bedeutung sind, ist der beste Schutz gegen Fallen und die beste Versicherung für eine intelligente Anwendung eines individuellen Klassifikationssystems. Außerdem liefert es Werkzeuge, mit denen der Ingenieur – falls erforderlich – ein neues Klassifizierungssystem aufstellen kann um es seinen Bedürfnissen bei der Anwendung der Bodenmechanik für ein spezielles Problem anzupassen.“

Der Sinn der Klassifizierung bestand demnach in den 40er Jahren nicht darin, ein übergreifendes, einheitliches System der Bezeichnung zu schaffen, sondern anwendungsabhängige Werkzeuge zu entwickeln. In Abb. 1 ist das auf Casagrande zurückgehende Klassifikationsdiagramm für bindige Böden dargestellt. Die empirisch gefundene A-Linie grenzt die mineralischen Tone (oberhalb) von den organischen bzw. Schluffböden (unterhalb) ab. Damit ergibt sich die Bezeichnung der Korngrößen, z.B. Ton. Die Plastizität des Materials wird durch einen zweiten Buchstaben erfasst, z.B. nach dem britischen Standard von leicht bis extrem plastisch. Im Laufe der Zeit hat sich die Anbindung von Erfahrungswerten an die Klassifikation durchgesetzt. Viele Regelwerke und Tabellenbücher des Bauingenieurwesens enthalten solche Anhaltswerte. Die tabellierten Kennwerte basieren auf Stoffgesetzen, die weite Verbreitung gefunden haben, z.B. dem Mohr–Coulombschen Bruchkriterium oder dem Steifemodul nach Ohde. Es sind daher überwiegend die klassischen, phänomenologischen Modelle, für die Zahlenwerte in Abhängigkeit von der Bodengruppe verfügbar sind.

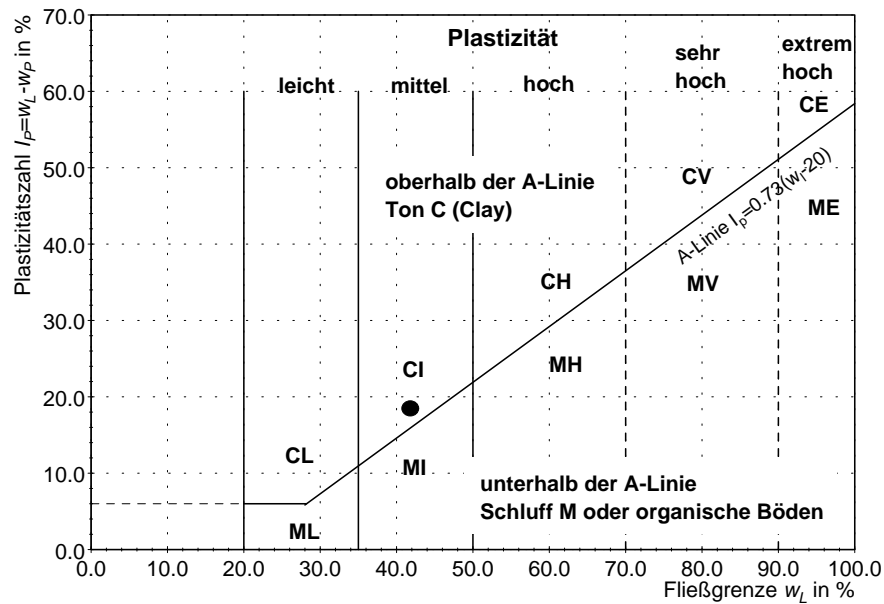


Abbildung 1: Klassifizierung bindiger Böden, British Standard BS5930 (1981)

3.2.1 Verknüpfung von Korrelationen und Zustandskennwerten: nichtbindige Böden

Die grobe Einteilung in Bodengruppen lässt sich verfeinern, wenn die Klassifikationskennwerte als Parameter von Korrelationen benutzt werden [12]. Ein großes Problem bei dieser Vorgehensweise ist die Unsicherheit bei der Abgrenzung der Grundgesamtheiten. Durch Vermischung von Kennwerten, die bei unterschiedlichen Randbedingungen gewonnen worden sind, können die Korrelationen für übergreifende Anwendungen unbrauchbar werden. Die Randbedingungen müssen durch Kenngrößen beschrieben werden, die den Stoffzustand beschreiben. Eine umfassende Charakterisierung des Stoffzustands erfordert neben Porenzahl, Sättigungsgrad, Spannungszustand und Vorbelastung weitere Angaben, z.B. über Alterung, Verfestigung usw.. Korrelationen können diese Aspekte nur in grober Näherung berücksichtigen, wobei dies von den Bodenarten abhängig ist. Aus diesen Gründen ist die Anwendung vieler Korrelationen auf regional häufig vorkommende Böden begrenzt.

Der Einfluss regionaler Besonderheiten ist bei nichtbindigen Böden etwas geringer. Besonders für Sand und Kies existieren Korrelationen, die den Zustand des Bodens berücksichtigen. Der Dilatanzindex I_R von Bolton [4] erlaubt die Berücksichtigung der Druckabhängigkeit des Bruchreibungswinkels. Eine dimensionsrichtige Schreibweise für die Definition des Dilatanzindex ist in Gl. 1 mit $p_k = 1 \text{ kN/m}^2$ angegeben.

$$I_R = I_d \left\{ \ln \left(\frac{22026.47}{p_k} \right) - \ln \left(\frac{p'}{p_k} \right) \right\} - 1 \quad (1)$$

Es lässt sich der Zusammenhang zwischen Lagerungsdichte I_d , Bruchreibungswinkel ϕ'_f

und dem Winkel im kritischen Zustand φ_{cs} angeben, wobei in triaxiale (tc) und ebene (ps) Verformung unterschieden wird. Die Gl. 2 und 3 dürfen für den Bereich $0 < I_R < 4$ benutzt werden.

$$\varphi_{f,ps} \approx \varphi_{cs} + 5I_R [^\circ] \quad (2)$$

$$\varphi_{f,tc} \approx \varphi_{cs} + 3I_R [^\circ] \quad (3)$$

$$\sin \psi \approx \frac{0.3I_R}{2 + 0.3I_R} \quad (4)$$

Andererseits ergibt sich der Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl als Funktion der bezogenen Lagerungsdichte I_d mit folgendem Ansatz [13]:

$$\cot \varphi' = \cot \varphi'_{min} - I_d(\cot \varphi'_{min} - \cot \varphi'_{max}). \quad (5)$$

Der Reibungswinkel φ'_{min} ist der lockersten und φ'_{max} der dichtesten Lagerung zugeordnet. Es wird $\varphi_{cs} = \varphi'_{min}$ vorausgesetzt. Gl. 6 wurde mit 42 Werten ($r = 0.961$) und Gl. 7 aus 31 Werten ($r = 0.953$) bestimmt.

$$\frac{1}{\tan \varphi'_{min}} \approx \frac{0.2335 + 0.952 \max e - 0.0565 \ln U - 0.0017 \ln \left(\frac{d_{50}}{1\text{mm}} \right)}{\ln(1 + \max e)} \quad (6)$$

$$\frac{1}{\tan \varphi'_{max}} \approx \frac{0.0476 + 0.705 \max e - 0.033 \ln U + 0.0209 \ln \left(\frac{d_{50}}{1\text{mm}} \right)}{\ln(1 + \max e)} \quad (7)$$

Beide Korrelationen gelten für Böden mit $d_{50} \leq 2$ mm bei einer mittleren Spannung von $p' \approx 1$ bar. Es wurden die Ergebnisse von Triaxialversuchen zugrunde gelegt.

Zur Berechnung des spannungsabhängigen Reibungswinkels kann folgende Vorgehensweise benutzt werden.

1. Bestimmung des Reibungswinkels im kritischen Zustand, z.B. mit Gl. 6.
2. Berechnung des Dilatanzindex mit Gl. 1. Es ist die Spannung $p' = p'_f$ im Bruchzustand (peak) einzusetzen. Diese muss zunächst mit einem mittleren Reibungswinkel geschätzt werden.
3. Berechnung des Dilatanzwinkels ψ mit Gl. 4 und des Reibungswinkels φ'_f mit Gl. 8.

$$\sin \psi = \frac{\sin \varphi'_f - \sin \varphi'_{cs}}{1 - \sin \varphi'_f \sin \varphi'_{cs}} \quad (8)$$

Oft werden Verfahren benötigt, die mit wenigen Eingangsgrößen auskommen. Bei grobkörnigem Material, insbesondere Brechkorngemischen, hat sich eine Näherung nach Lang/Huder [16] bewährt.

$$\varphi = \varphi_0 + \Delta\varphi_1 + \Delta\varphi_2$$

Die Größe φ_0 ist der vom Zustand unabhängige Anteil des Reibungswinkels und ergibt sich aus der Korngrößenverteilung nach folgender Vorschrift:

$$\varphi_0 = A + B + C + D$$

in ° wobei die Größen A bis D folgende Bedeutung besitzen:

A – 1/7 des Masseanteils der Körner kleiner 0.002 mm (in Prozent)

B – 1/5 des Masseanteils der Körner $0.002 \leq d < 0.01$ mm

C – 1/3 des Masseanteils der Körner $0.01 \leq d < 0.2$ mm

D – 1/2.5 des Masseanteils der Körner größer 0.2 mm Durchmesser

Mit $\Delta\varphi_1$ wird die Abstufung des Korngemischs und mit $\Delta\varphi_2$ die Lagerungsdichte erfasst.

$\Delta\varphi_1 = -3^\circ$ gleichförmig

$\Delta\varphi_2 = -6^\circ$ lockere Lagerung

$\Delta\varphi_1 = \pm 0^\circ$ mittlere Abstufung

$\Delta\varphi_2 = \pm 0^\circ$ mitteldichte Lagerung

$\Delta\varphi_1 = +3^\circ$ gute Abstufung

$\Delta\varphi_2 = +6^\circ$ dichte Lagerung

Durch schrittweise Einbeziehung von Zusatzinformationen ist die näherungsweise Ermittlung der Berechnungskennwerte möglich [11]. Klassifizierung und Näherungsverfahren lassen sich zunächst nur für umfangreich untersuchte Böden anwenden. Für viele Böden, z.B. gemischtkörnige Bodenarten, liegen noch keine ausreichenden Erfahrungen vor, um vergleichbare Modelle zu entwickeln. Dafür ist die Sammlung von Ergebnissen nach einem festgelegten Standard nötig.

3.3 Informationssammlung

An die Sammlung von Informationen über Baugrundeigenschaften sind u.a. die folgenden Anforderungen zu stellen:

- Ergebnisse von Untersuchungen an Proben aus dem Untergrund müssen nach ihrer Lage zugeordnet werden.
- Die Randbedingungen, die das Ergebnis der Kennwertermittlung beeinflussen, sollten in geeigneter Form erfasst werden.
- Für die Informationssammlung sollten Daten aus unterschiedlichen Quellen und Regionen Berücksichtigung finden.
- Jede Information darf nur einmal abgelegt werden.

Die Nutzung unterschiedlicher Programme erschwert zur Zeit die Datensammlung. Einheitliche Standards der Datenablage sind nicht vorhanden und bei der Speicherung in

Tabellen oder Datenbanken werden meist nur subjektiv als wichtig eingestufte Parameter berücksichtigt.

Ein möglicher Ausweg aus dieser Situation ist die Bereitstellung eines offenen Datenbanksystems. Erste Entwicklungen dazu wurden an der HTW Dresden, aufbauend auf ein älteres Modell [10], begonnen.

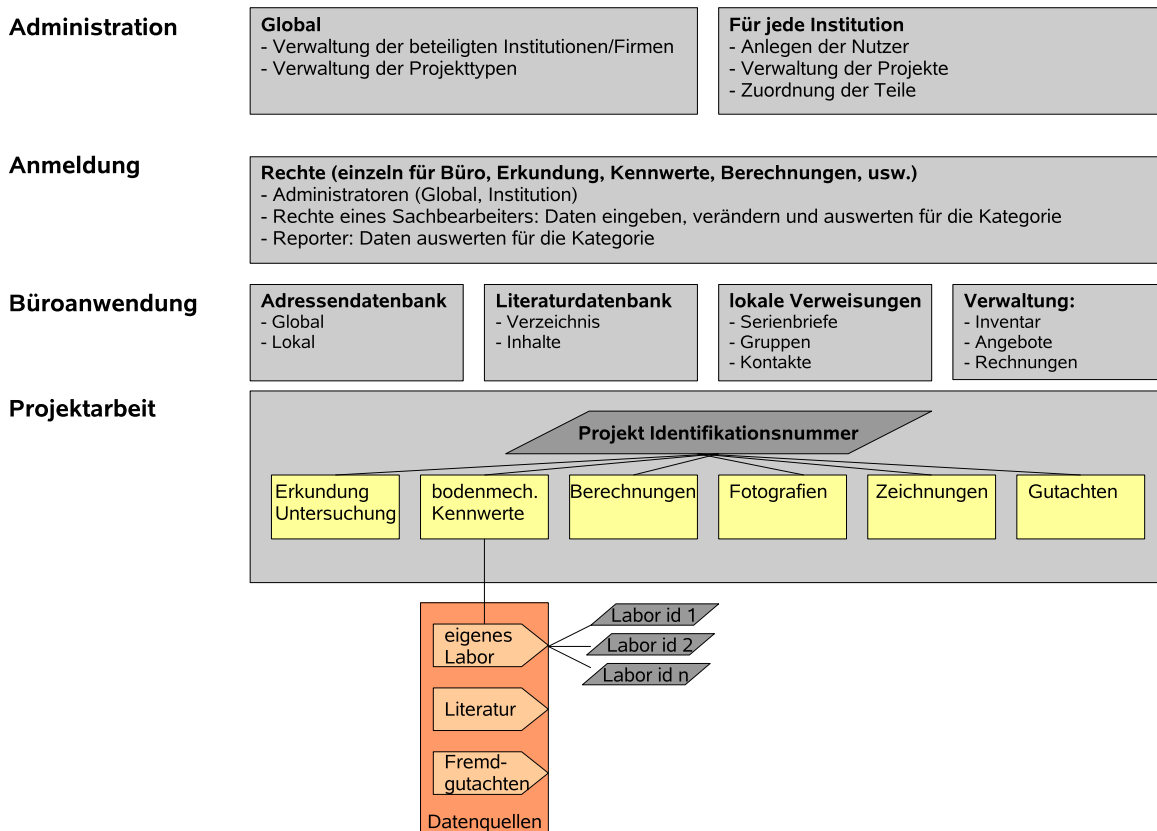


Abbildung 2: Schematische Übersicht über Aufbau und Inhalt einer Informationsdatenbank für geotechnische Anwendungen

- Es wird das Datenbankbetriebssystem **PostgreSQL** unter Linux als Datenbank benutzt. Damit soll die freie, unentgeltliche Nutzung ermöglicht werden.
- Für die Programmierung der Bedienungsoberfläche sind verschiedene Sprachen nutzbar. Erste Anwendungen wurden mit **JAVA** und **DELPHI** programmiert.
- Die Datenbank soll für unterschiedliche Institutionen und Firmen nutzbar sein. Deshalb sollen die nutzerspezifischen Daten verschlüsselt und der Zugriff über verschiedene Gruppenbefugnisse geregelt werden.
- Das Grundmodell sieht die Berücksichtigung von Daten aus unterschiedlichen Quellen (eigene Versuche/Aufschlüsse, Fremdgutachten, Literatur, usw.) vor. Zur Siche-

rung der Einmalablage wurden deshalb Kategorien der Daten eingeführt (Originalmesswerte, interpretierte Werte, Versuchskennwerte, usw.).

- Für die praktische Anwendung ist zunächst der Einsatz in geotechnischen Laboratorien vorgesehen. Dazu werden Programme zur Verwaltung der Aufträge und Proben und zur Auswertung einiger Versuche bereitgestellt.
- Die Vereinheitlichung der Datenerfassungsprozesse erlaubt die zeitnahe Ablage von Messwerten in der Datenbank. Dies ermöglicht die Fernüberwachung von Versuchen und Messungen.
- Es ist geplant, komplexe Projekte zu berücksichtigen. Dafür wurde als oberste Kategorie die Zuordnung zu Projektidentifikationsnummern eingeführt. Mit dieser Vorgehensweise ist es möglich, unterschiedliche Teile des Planungsprozesses, zum Beispiel Versuchsergebnisse, Gutachten oder Berechnungen, zu berücksichtigen.
- Zentrale Aufgaben, z.B. die Pflege der Adressen, das Literaturverzeichnis oder die Inventarverwaltung, sind außerhalb der Projektarbeit angeordnet.
- Unter dem Punkt Verwaltung werden Finanzen, Personen und Sachen zusammengefasst. Dies schließt Angebote und Rechnungen für alle Projektbestandteile ein.

Literatur

- [1] DIN 1054. Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. 2005.
- [1] DIN 4019-100. Setzungsberechnungen. 1996.
- [2] DIN 4150-3. Erschütterungen im Bauwesen; Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen. 1999.
- [3] RIL 836. Erdbauwerke Planen, Bauen und Instand Halten. 1999.
- [4] M.D. BOLTON. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1):65–87, 1986.
- [5] A.S.K. BUISMAN. Results of long duration settlement tests. In *Proceedings of the first ICSMFE*, volume 1, pages 103–106, 1936.
- [6] A. CASAGRANDE. Classification and identification of soils. *Proc. ASCE*, 73:783–810, 1947.
- [7] DVWK. Merkblatt 234: Gefügestabilität ackerbaulich genutzter Mineralböden; Teil I: Mechanische Belastbarkeit. 1995.

- [8] DVWK. Regel 129: Bodenkundliche Untersuchungen im Felde zur Ermittlung von Kennwerten zur Standortcharakterisierung. 1995.
- [9] DVWK. Merkblatt 235: Gefügestabilität ackerbaulich genutzter Mineralböden; Teil II: Auflastabhängige Veränderung von bodenphysikalischen Eigenschaften. 1997.
- [10] J. ENGEL. Entwicklung von Datenstrukturen für bodenmechanische Anwendungen. Technical Report 5, Institut für Geotechnik, TU Dresden, 1998.
- [11] J. ENGEL. Berechnungskennwerte feinkörnig-bindiger, gesättigter Böden – Näherungsverfahren. *Bautechnik*, 79(3):167–177, 2002.
- [12] J. ENGEL. Korrelationen für feinkörnig-bindige Böden. *Bautechnik*, 79(2):91–100, 2002.
- [13] J. ENGEL. Verfahren zur Berechnung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise. Technical Report 10, Institut für Geotechnik, TU Dresden, 2002.
- [14] K.H. HARTGE AND R. HORN. *Einführung in die Bodenphysik*. Enke Verlag, Stuttgart, 1999.
- [15] Y. HU, E. GARTUNG, H. PRÜHS, AND B. MÜLLNER. Bewertung der dynamischen Stabilität von Erdbauwerken unter Eisenbahnverkehr. 26(1):42–56, 2003.
- [16] H.-J. LANG AND J. HUDER. *Bodenmechanik und Grundbau*. Springer Verlag, Berlin, New York, 1994.
- [17] S. WERKMEISTER. Permanent deformation behaviour of unbounded granular materials in pavement constructions. Technical Report 12, Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau, Professur für Straßenbau, TU Dresden, 2004.

Auswertung von Sondierungen in nichtbindigen Böden mittels Hypoplastizität

T. Meier, Universität Karlsruhe

R. O. Cudmani, Ed. Züblin AG, Stuttgart

Kurzfassung

Es werden die Ergebnisse von 28 Drucksondierungsversuchen in einem Kalibrierungsbehälter mit Sanden präsentiert, die unterschiedlich hohe Massenanteile an Muschelkalksand hatten. Unter Berücksichtigung des Einflusses der Behälterwände auf den gemessenen Spitzenwiderstand q_c werden die Messergebnisse mit drei verschiedenen Interpretationsverfahren verglichen: einem Verfahren nach Cudmani, dem Verfahren nach Schmertmann und dem nach DIN 4094.

1 Einleitung

In der Praxis stehen Spezialtiefbau-Firmen, die Bodenverbesserungsmaßnahmen wie z.B. die Rütteldruckverdichtung anbieten, oft vor dem Problem, dass von Seiten des Bauherren Drucksondierwiderstände nach der Durchführung von Verbesserungsmaßnahmen verlangt werden, die in Extremfällen selbst bei höchst möglicher Lagerungsdichte der betroffenen nichtbindigen Böden nicht zu erreichen sind. Das ist darauf zurückzuführen, dass ungeeignete Interpretationsverfahren zum Einsatz kommen bzw. Untersuchungsergebnisse ohne zusätzliche Experimente auf andere Bodenmaterialien übertragen werden.

Drucksondierwiderstände hängen außer von den Zustandsgrößen (Dichte und Spannung) von der Kompressibilität des Granulats ab. Diese ist im Wesentlichen bestimmt durch die Kornhärte, -form und -größenverteilung (granulometrische Eigenschaften). Vor allem kalkhaltige Sande bringen in der Praxis Probleme mit sich: Körner eines Muschelsands sind z.B. viel weicher und zerbrechlicher als Quarz-Körner (Kalzit: Mohs-Härte 3, Vickershärte 109 HV; Quarz: Mohs-Härte 7, Vickershärte 1120 HV). Dies hat zur Folge, dass sich die bei vergleichbarer Korngrößenverteilung und Kornform und gleichem Zustand erreichbaren Drucksondierwiderstände um ein Vielfaches unterscheiden [7].

Im Auftrag der Fa. Keller Grundbau GmbH, Offenbach, wurde der Einfluss von unterschiedlichen Massenanteilen Muschelkalk an einem Quarz-Sand auf die erreichbaren

Drucksondierwiderstände untersucht. Mit einer am IBF entwickelten Versuchseinrichtung ist es möglich, granulare Materialien mit einer gewünschten Lagerungsdichte in einen großen Kalibrierungsbehälter einzubauen. In diesem lassen sich verschiedene Tiefen simulieren. Dies ermöglicht, reproduzierbare quantitative Aussagen über den Sondierwiderstand treffen zu können.

Die Auswertung dieser Versuche geschieht zunächst auf der Basis des am IBF entwickelten hypoplastischen Stoffgesetzes für nichtbindige Böden und einem Interpretationsverfahren von Cudmani [3]. Sind die Material-Parameter anhand einfacher Standard-Laborversuche bestimmt, lässt sich damit bei bekanntem Spannungszustand die Lagerungsdichte indirekt ermitteln. Eine Voraussetzung der Hypoplastizität ist allerdings die Permanenz der Körner. Bei Sondierungen im Muschelkalksand tritt aber, wie gezeigt werden wird, vor allem bei dichter Lagerung Kornbruch auf. Mit dieser Arbeit soll geklärt werden, inwieweit das Interpretationsverfahren unter diesen Bedingungen anwendbar ist.

Zusätzlich werden die Versuche nach dem in DIN 4094 vorgeschlagenen Verfahren und einer Methode nach Schmertmann [8] ausgewertet und die Ergebnisse miteinander verglichen.

2 Drucksondierungen im Kalibrierungsbehälter

2.1 Versuchseinrichtung und Probeneinbau

Die Drucksondierungsversuche wurden in einer Kalibrierungskammer mit Durchmesser $d = 92$ cm und Höhe $h = 150$ cm durchgeführt. Der Radial- und Vertikaldruck lassen sich über Luftkissen unabhängig voneinander einstellen (Abb. 1). Die Abmessungen der Sonde entsprechen denen nach DIN 4094, die Penetrationsgeschwindigkeit mit $v_p = 2$ cm/s ebenfalls.

Beim Einbau der Bodenproben kommen je nach gewünschter Lagerungsdichte (locker, mitteldicht oder dicht) drei unterschiedliche Einbaumethoden zum Einsatz. Zur Herstellung lockerer Proben wird eine Art Trichter bestehend aus einem großen Vorratsbehälter und einem langen Stahlrohr verwendet. Dieses wird vom Boden der Kammer aus langsam gezogen, ohne dabei den Kontakt zur Oberfläche des bereits ausgeflossenen Materials zu verlieren, analog zum Standardlaborversuch zur Bestimmung der maximalen Porenzahl $\max e$ (Abb. 2(a)). Mittlere Lagerungsdichten werden mit Hilfe einer Einrieselanlage realisiert (Abb. 3). Der Abstand des unteren Streusiebs zur Sandoberfläche und damit die freie Fallhöhe des Granulats wird mittels Abstandssensoren automatisch konstant gehalten. Bei der Herstellung dichter Proben werden jeweils ca. 40 cm hohe Sandlagen in die Kammer gefüllt und anschließend mit einer Rüttelplatte verdichtet. Die dabei erreichte

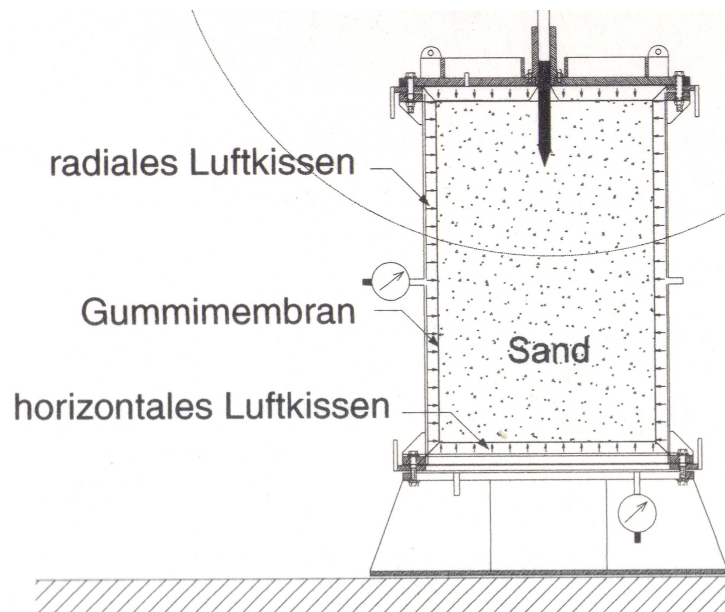


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Kalibrierungskammer [3].

Porenzahl kann die aus dem konventionellen Schlaggabelversuch unterschreiten, da eine höhere Verdichtungsenergie aufgebracht wird (Abb. 2(b)).



(a)



(b)

Abbildung 2: Herstellung lockerer Proben mittels Trichter (a) und dichter Proben mittels Rüttelplatte (b).

2.2 Einfluss der Versuchsrandbedingungen

Aus zahlreichen Arbeiten, die zu Sondierungsversuchen in Kalibrierungsbehältern veröffentlicht wurden, ist bekannt, dass es einen Einfluss der Ränder des Behälters auf die gemessenen Widerstände gibt [5]. Dieser Einfluss wird mit zunehmender Lagerungsdichte und

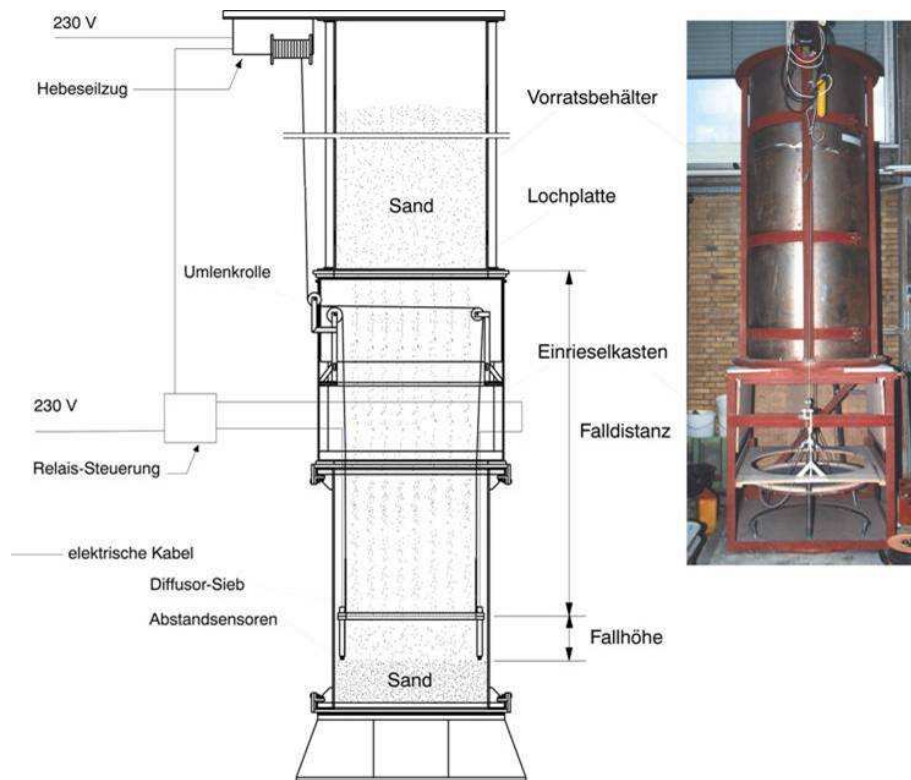


Abbildung 3: Herstellung mitteldichter Proben mittels Einrieselanlage [3].

abnehmendem Behälterdurchmesser größer (Abb. 4).

Bei Druckrandbedingungen, wie im Fall der Kalibrierungskammer des IBF, kann im Allgemeinen davon ausgegangen werden, dass der Fehler ab einem Verhältnis von ca. 60 zwischen Proben- und Sondendurchmesser (D_B und d_c) vernachlässigbar klein wird. In der Anlage des IBF beträgt es 26, weshalb die gemessenen Werte korrigiert werden müssen. Dies kann z.B. mittels des von Mayne und Kulhawy [5] vorgeschlagenen Korrekturfaktors geschehen (Gl. 1).

$$k_c = \left(\frac{\eta - A}{\eta_0} \right)^{-\frac{I_d}{B}} \quad (1)$$

mit dem Verhältnis $\eta = D_B/d_c$, dem gleichen Verhältnis η_0 ab dem der Randeinfluss vernachlässigt werden kann und den beiden von der Granulometrie des Materials (Korngrößenverteilung, -form und -mineral) abhängigen Parametern A und B . Um Gl.(1) für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Böden zu kalibrieren, wurden die Konstanten $A = 0$ und $\eta_0 = 60$ angenommen. Zur Bestimmung des jeweiligen Parameters B wurden Drucksondierungen mit der FE-Methode und dem hypoplastischen Stoffgesetz simuliert. Pro Material wurden zwei Berechnungen mit $\eta = 26$ bzw. 100, mittlerem Effektivdruck $p_s = 67$ kPa und $I_D = 0,8$ durchgeführt. Als Validierungsbeispiel dienten Versuchsda-

Tabelle 1: Parameter B für die Berechnung des Korrekturfaktors k_c .

	M0	M30	M100
B	1,73	3,67	∞

ten für Ticino-Sand [5], die mit der o.g. Annahme ($A = 0$ und $\eta_0 = 60$) ausgewertet wurden (Abb. 4). Daraus ergab sich $B = 1,3$ im Vergleich zu $B = 1,37$ aus den FE-Simulationen und der Korrekturfaktor $k_c(I_D = 0,8, B = 1,3) = 1,67$ im Vergleich zu $k_c(I_D = 0,8, B = 1,37) = 1,63$. Das ist eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen. Die Parameter B für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Böden (s. Abschn. 2.4) sind in Tab. 1 zusammengefasst.

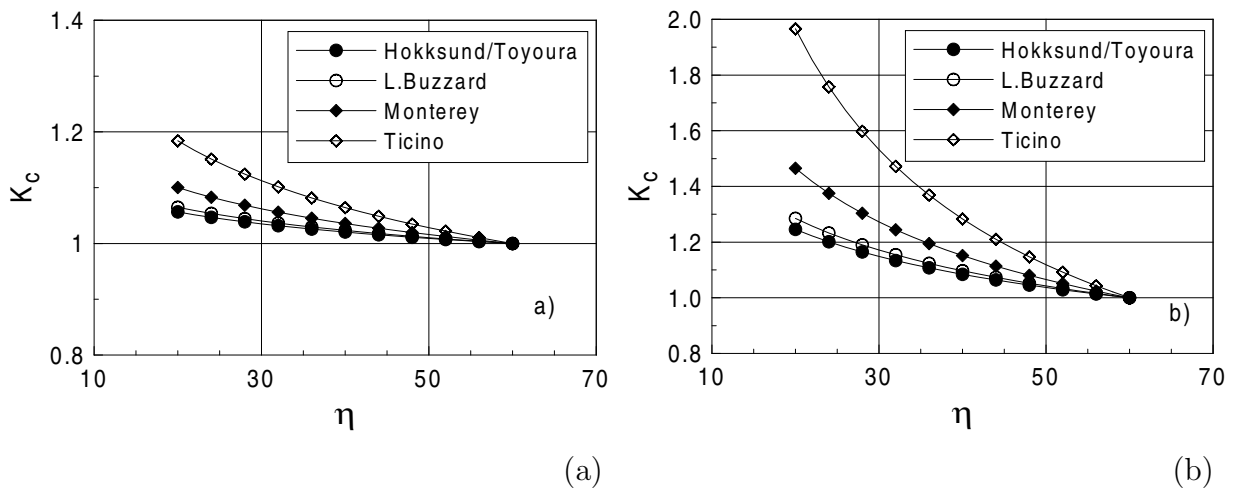


Abbildung 4: Einfluss von η auf die gemessenen Spitzenwiderstände in der Kalibrierungskammer: (a) $I_D = 0,2$, (b) $I_D = 0,8$ [3].

2.3 Versuchsmaterial

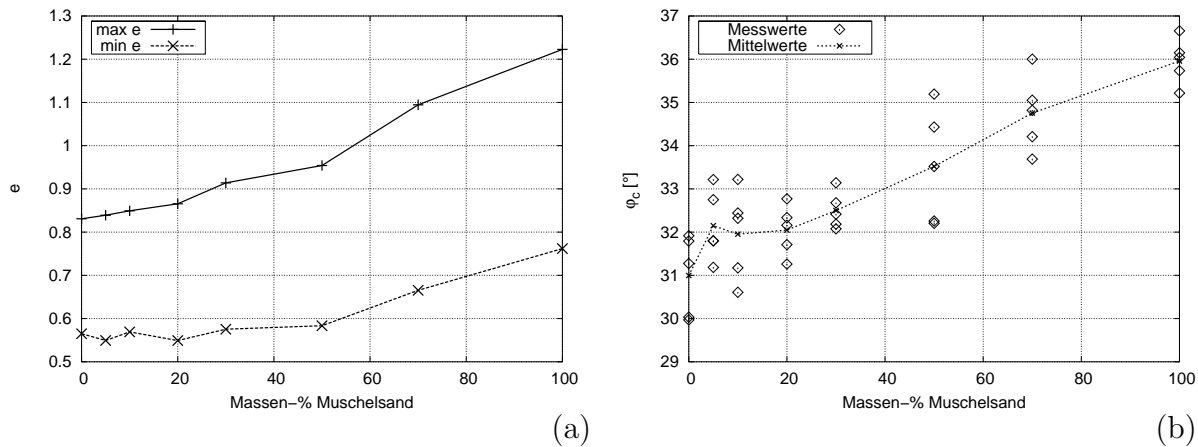
Das Versuchsmaterial war zum einen Karlsruher (Quarz-) Sand und zum anderen Muschelkalk-Sand aus Dubai sowie verschiedene Mischungen aus beiden. Aus versuchstechnischen Gründen wurde beim Dubai Sand die Kornfraktion mit $d > 4$ mm abgesiebt. Die Indexgrößen der beiden Ausgangsmaterialien sind in Tab. 2 zusammengefasst.

Für die labortechnischen Untersuchungen bzw. die Drucksondierungen wurden verschiedene Mischungen der beiden Sande hergestellt und die Auswirkung des steigenden Anteils an Muschelsand auf die verschiedenen Indexgrößen untersucht.

Die Entwicklung der Porenzahlen $\min e$ und $\max e$ und des kritischen Reibungswinkel φ_c in Abhängigkeit vom Massenanteil des Muschelsands sind in Abb. 5 dargestellt. In beiden

Tabelle 2: Index-Größen der Ausgangsmaterialien.

Material	Kalkgehalt	ρ_s in g/cm ³	d_{10} in mm	d_{60} in mm	U	min e	max e	φ_c
Dubai Sand	90%	2,805	0,13	0,53	4,1	0,762	1,223	36,0°
Karlsruher Sand	≈ 0%	2,647	0,14	0,31	2,2	0,531	0,875	31°

Abbildung 5: Entwicklung von $\min e$ und $\max e$ (a) und φ_c (b) mit steigendem Muschelsand-Anteil.

Fällen ist ab ca. 20%-Muschelanteil eine stetige Zunahme der entsprechenden Werte zu beobachten. Dies lässt sich durch die plattigen Formen der Muschelsandkörner erklären, die zum einen Kornstrukturen mit großen Porenzahlen bilden und zum anderen eine stärkere Verzahnung der Körner ermöglichen, was zu höheren Reibungswinkeln führt.

2.4 Versuchsprogramm und -ergebnisse

Das Versuchsprogramm mit dem jeweiligen Anfangszustand und dem gemessenen Sondierspitzenwiderstand ist in Tab. 3 zusammengefasst. Die Namen der verschiedenen Materialien „Mxxx“ geben jeweils den Massenanteil des Muschelsands in Prozent an.

Abb. 6 zeigt Beispiele von Sondierprofilen für die untersuchten Materialien. Außer bei M0 ist bei den dicht gelagerten Proben der anderen Materialien eine teilweise recht deutliche Schwankung von q_c über die Eindringtiefe zu erkennen. Er lässt sich mit der Tatsache begründen, dass die Körner eines Muschelsands bei der Sondierung brechen können. Dann wird ein Pfropfen aus gebrochenem Material vor der Spitze hergeschoben, der allerdings jederzeit zur Seite verdrängt werden kann bzw. selbst zerbricht, was einen spontanen Abfall von q_c zur Folge hat. Bei früheren Untersuchungen ist es gelungen einen solchen Pfropfen zu bergen (Abb. 7). Bei den Sondierungen im reinen Quarzsand (M0) macht

Tabelle 3: Versuchsprogramm und Ergebnisse der Drucksondierungen.

Versuch	p_s in kPa	K	e	I_d in %	$q_{c,gem.}$ in MPa	k_c	q_c in MPa
M0-1	39	0,20	0,83	13	1	1,06	1,06
M0-2	77	0,41	0,81	18	1,8	1,09	1,96
M0-3	151	0,44	0,81	18	4	1,09	4,37
M0-4	226	0,46	0,82	17	5,5	1,09	5,97
M0-5	38	0,21	0,70	51	4,5	1,28	5,75
M0-6	149	0,47	0,69	52	12,65	1,29	16,27
M0-7	230	0,49	0,69	53	17,75	1,29	22,97
M0-8	41	0,26	0,66	61	5,5	1,34	7,39
M0-9	79	0,41	0,61	77	18,5	1,45	26,82
M0-10	157	0,50	0,65	64	18,65	1,36	25,41
M0-11	224	0,51	0,66	63	23,5	1,35	31,79
M30-1	80	0,50	0,64	81	20,5	1,20	24,65
M30-2	80	0,50	0,77	43	10,9	1,10	12,01
M30-3	80	0,50	0,96	-14 ¹⁾	2,2	0,97	2,13
M30-4	143	0,50	0,64	81	26,5	1,20	31,87
M30-5	150	0,50	0,77	43	17,5	1,10	19,28
M100-1	51	0,38	1,16	13	2,2	1,00	2,2
M100-2	73	0,35	1,16	14	3,25	1,00	3,25
M100-3	146	0,43	1,11	25	5,3	1,00	5,3
M100-4	218	0,46	1,14	17	8,5	1,00	8,5
M100-5	39	0,29	0,94	60	3,75	1,00	3,75
M100-6	72	0,48	0,98	53	5,55	1,00	5,55
M100-7	76	0,40	0,96	56	7,4	1,00	7,4
M100-8	143	0,42	0,97	54	13,5	1,00	13,5
M100-9	221	0,43	0,98	53	9,8	1,00	9,8
M100-10	43	0,26	0,74	104	24,25	1,00	24,25
M100-11	79	0,42	0,75	102	24,3	1,00	24,3
M100-12	155	0,47	0,82	87	27	1,00	27

mit p_s – mittlerer Effektivdruck, $K = \sigma_v/\sigma_r$ – Hauptspannungsverhältnis, e – Porenzahl, $I_D = (\max e - e)/(\max e - \min e)$ – relative Lagerungsdichte, $q_{c,gem}$ – gemessener Drucksondierspitzenwiderstand, k_c – Korrekturfaktor, q_c – korrigierter Drucksondierspitzenwiderstand

¹⁾Die Porenzahl $\max e$ aus den Laborversuchen ist kleiner als diejenige bei lockerem Einbau im Kalibrierungsbehälter.

sich der Einfluss des Kornbruchs im untersuchten Druckbereich erwartungsgemäß nicht bemerkbar.

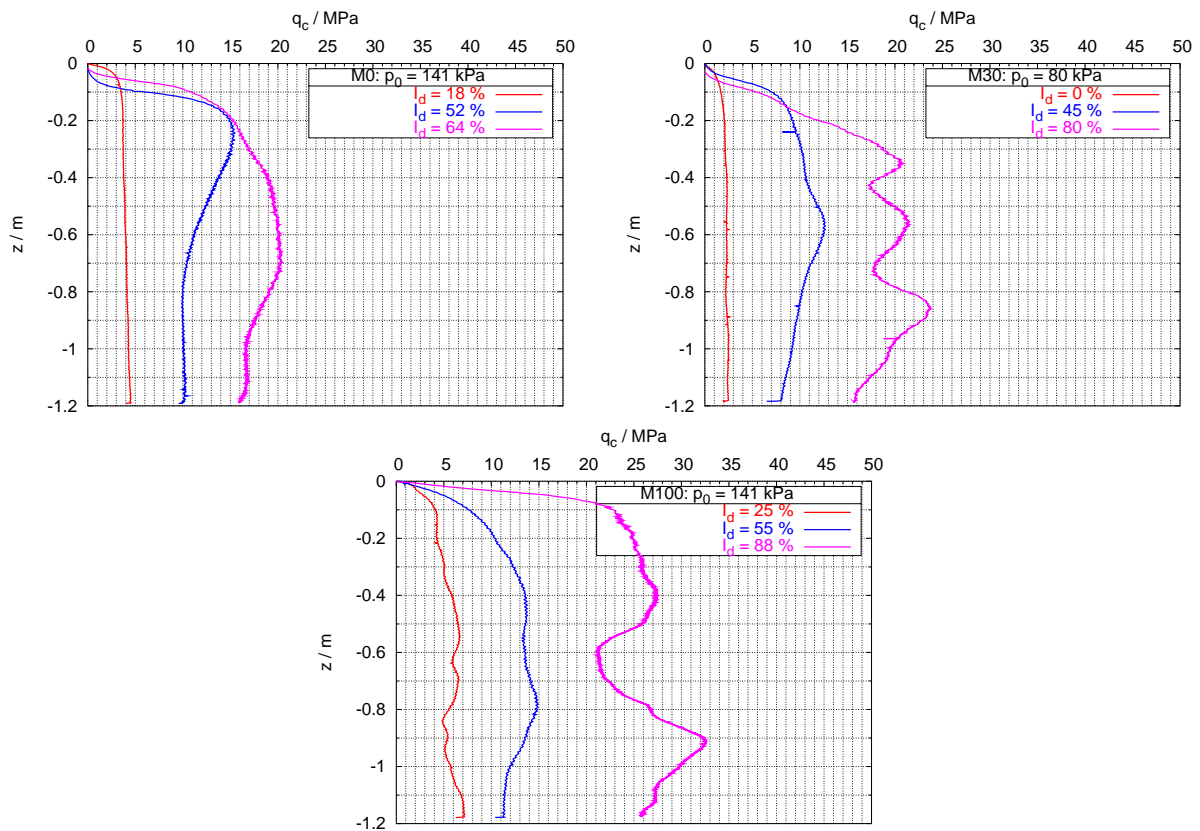


Abbildung 6: Gemessene Sondierungsprofile.



Abbildung 7: Pfropfen aus zerbrochenen Sandkörnern.

3 Numerisches Interpretationsverfahren nach Cudmani

3.1 Überblick

Das numerische Verfahren zur Interpretation von Drucksondierungen nach Cudmani basiert auf der numerischen Lösung des sphärischen Hohlraumaufweitungsproblems: Ein kugelförmiger Hohlraum mit einem Anfangsradius r_0 wird in einem hypoplastisch modellierten Kontinuum solange aufgeweitet, bis sich ein radialer Grenzdruck p_{LS} einstellt (Abb. 8). Dieser Grenzdruck ist abhängig vom Zustand des Bodens, d.h. von der Porrenzahl e und dem mittleren Druck p_0 . Nach Been et al. [2] ist der Einfluss des Spannungsverhältnisses $K = \sigma_h/\sigma_v$ im Vergleich zu p_0 klein und wird daher vernachlässigt, d.h. $p_{LS} = f(p_0, e, \text{Material})$. Führt man die Simulationen der sphärischen Hohlraumaufweitung für verschiedene Anfangszustände durch, erhält man eine Kurvenschar, wie sie exemplarisch in Abb. 9(a) für Ticino-Sand dargestellt ist. Die Ähnlichkeit mit den Ergebnissen von Drucksondierungen im Kalibrierungsbehälter (b) ist deutlich zu erkennen. Cudmani [3] konnte eine empirische Beziehung zwischen q_c und p_{LS} , den sog. Formfaktor \bar{k}_q finden:

$$q_c = \bar{k}_q(I_d) \cdot p_{LS}(p_0, I_d, \text{Material}). \quad (2)$$

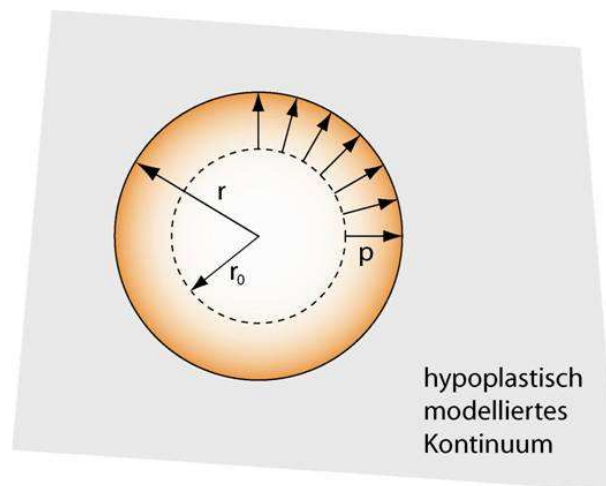


Abbildung 8: Sphärische Hohlraumaufweitung.

Auf der Basis von Untersuchungen an neun verschiedenen Sanden ($0 \leq p_0 \leq 500$ kPa und $0,3 \leq K \leq 2$) schlägt Cudmani Gl.(3) für die Berechnung des Formfaktors \bar{k}_q vor. \bar{k}_q ist näherungsweise nur von I_D , nicht aber vom Material abhängig!

$$\bar{k}_q(I_d) = 1,5 + \frac{5,8 \cdot I_d^2}{I_d^2 + 0,11} \quad (3)$$

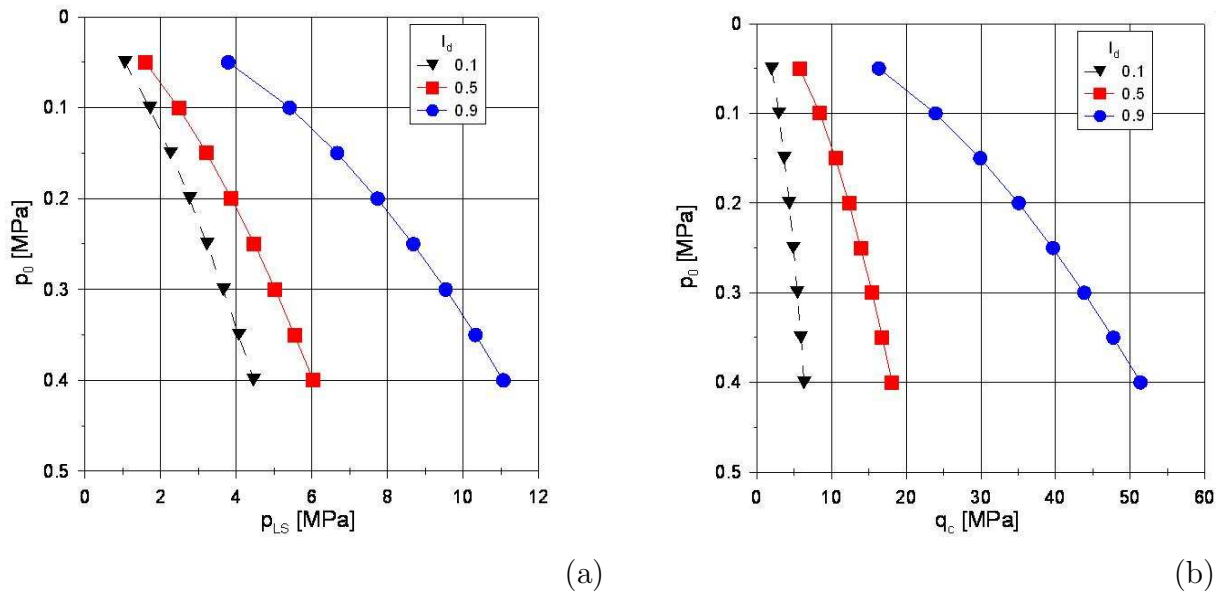


Abbildung 9: Vergleich der numerischen Simulation der sphärischen Hohlräume aufweitung (a) mit Kalibrierungsversuchen (b) an Ticino-Sand [3].

Die Datenpunkte in Abb. 9(a) sind die Ergebnisse der Hohlräume aufweitungssimulationen für verschiedene Anfangszustände. Die Ergebnisse werden anschließend mit Gl.(4) approximiert (vgl. Kurven in Abb. 9(a)):

$$p_{LS} = a \cdot p_0^b \quad (4)$$

mit

$$a = a_1 + \frac{a_2}{a_3 + I_d}$$

$$b = b_1 + \frac{b_2}{b_3 + I_d}$$

Die Parameter a_i und b_i werden durch Anpassung gefunden. Sind sie bekannt, erfolgt die Interpretation der tatsächlich durchgeführten Drucksondierungen durch die Lösung des inversen Problems: Für gegebene a_i , b_i , q_c und p_0 kann mit Hilfe der Gln.(2) bis (4) die relative Lagerungsdichte I_D bzw. die Porenzahl e berechnet werden.

3.2 Hypoplastisches Stoffgesetz

Das mechanische Verhalten des Bodens wird mit Hilfe des hypoplastischen Stoffgesetzes beschrieben. Es beschreibt die Änderung der Kornspannungen bei der Umlagerung eines einfachen Korngerüsts in Form einer tensoriellen Gleichung. Diese lautet in der einfachsten Form:

$$\Delta\sigma = f(\sigma, \Delta\varepsilon, e) \quad (5)$$

Die Änderung der Spannung $\Delta\sigma$ ist danach eine Funktion der Spannung σ selbst, der Dichte, ausgedrückt durch die Porenzahl e sowie des Dehnungsinkrements $\Delta\varepsilon$. Der Vorteil dieses ratenunabhängigen Materialgesetzes ist, dass sich die benötigten Parameter (s.u.) im Allgemeinen leicht durch Standard-Laborversuche bestimmen lassen. Die Parameter sind unabhängig vom Zustand des Materials, der im Rahmen dieser Theorie vollständig durch den Spannungszustand und die Dichte beschrieben ist. Mit einem Satz an Parametern lässt sich das mechanische Verhalten von Sanden für alle bautechnisch relevanten Zustände beschreiben.

Nachfolgend werden die Parameter genannt und kurz beschrieben, durch welche Versuche sie bestimmt werden können. Ausführliche Beschreibungen des Stoffgesetzes finden sich z.B. in [10], [4] und [6].

Kritischer Reibungswinkel φ_c : (auch Restreibungswinkel oder Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ'_s): Bestimmung durch Schüttkegelversuche.

Granulathärte h_s und Exponent n : Diese beiden Parameter beschreiben das Kompressionsverhalten des Granulats. Wird ein Ödometerversuch aus anfänglich lockerster Lagerung ausgeführt, lassen sich die beiden Werte durch Anpassung mit Gl.(6) [1] finden.

$$e = e_0 \cdot \exp \left[- \left(\frac{3 \cdot p_s}{h_s} \right)^n \right] \quad (6)$$

Grenzporenzahlen e_{d0} , e_{c0} und e_{i0} : e_{d0} ist die kleinstmögliche Porenzahl, die das Korngerüst bei verschwindend kleinem Effektivdruck haben kann. Es gilt $e_{d0} \approx \min e$ aus dem Schlagabelversuch nach DIN 18126. e_{c0} ist die Porenzahl im Grenzzustand bei Druck „null“. Es gilt $e_{c0} \approx \max e$ nach DIN 18126. e_{i0} ist die größtmögliche Porenzahl, die ein Korngerüst bei verschwindendem isotropen Effektivdruck haben kann, ohne dass Makroporen vorhanden sind. Experimentell kann e_{i0} bestimmt werden, indem feuchter Sand sehr vorsichtig lagenweise in einen Zylinder gegeben wird. Aufgrund der Kapillarkohäsion entstehen dabei Makroporen. Wird die Probe anschließend langsam von unten geflutet, geht die Kapillarkohäsion verloren. Die Makroporen kollabieren und die Probe befindet sich im lockersten Zustand, den sie im Schwerfeld der Erde haben kann [9]. Aus der Geometrie und der Trockenmasse des Probenkörpers lässt sich bei Kenntnis der Korndichte e_{i0} bestimmen. Vereinfacht gilt nach Herle [4] $e_{i0} \approx 1,15 \cdot e_{c0}$.

Exponenten α und β : Der Exponent α steuert das Dilatanzverhalten des Materials und damit bei unterkritisch dichten Böden die Größe des Peakreibungswinkels. Nach Herle kann α in Abhängigkeit von der Kornform abgeschätzt werden. Die Werte liegen meist zwischen 0,1 und 0,3 für runde bis eckige Körner. Experimentell lässt sich α aus einem dränierten Triaxialversuch mit einer anfänglich dichten Probe bestimmen.

Der Exponent β dient zur Anpassung der Steifigkeit eines Korngerüsts im unterkritischen Zustand. Er lässt sich aus einem zusätzlichen Ödometerversuch mit einer Probe in dichter Lagerung ermitteln. Als erste Näherung gilt $\beta \approx 1,0$.

Um das hypoplastische Stoffgesetz für die Interpretation von Drucksondierungen anwenden zu können, muss es für den Druckbereich kalibriert werden, der für Sondierungen relevant ist. Die Drücke, die von der Sondenspitze im Boden induziert werden, nehmen mit zunehmender Entfernung sehr schnell ab [3], so dass der Druckbereich, der betrachtet werden muss, nur ein Bruchteil des zu erwartenden Sondierwiderstands beträgt (erfahrungsgemäß ca. 1/3 bis 1/5 von q_c). Die o.g. Ödometerversuche wurden deshalb bis zu einer Vertikalspannung $\sigma_v = 5$ MPa durchgeführt.

3.3 Sphärisches Hohlräumeaufweitungsmodell

Das Randwertproblem der sphärischen Hohlräumeaufweitung wurde mit der Methode der Finiten Elemente unter Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes gelöst. Das 3D-Modell ist in Abb. 10 dargestellt. Aufgrund der Punktsymmetrie des Problems ist es ausreichend einen schmalen Kegelstumpf bestehend aus einer Elementreihe – hier achtknötige 3D-Kontinuums-elemente (C3D8-Elemente) – zu modellieren. Die Randbedingungen für die Berechnungen waren:

- isotroper Anfangsspannungszustand
- Druckrandbedingung außen
- Knotenverschiebungen sind nur entlang der Außenkanten des Modells zugelassen
- verschiebungsgesteuerte Aufweitung des Hohlraums von $r_0 = 1$ cm auf $r = 5$ cm
- Das Verhältnis zwischen Außen- und Innenradius beträgt 300.

Für die Berechnungen wurde das FE-Programm ABAQUS verwendet.

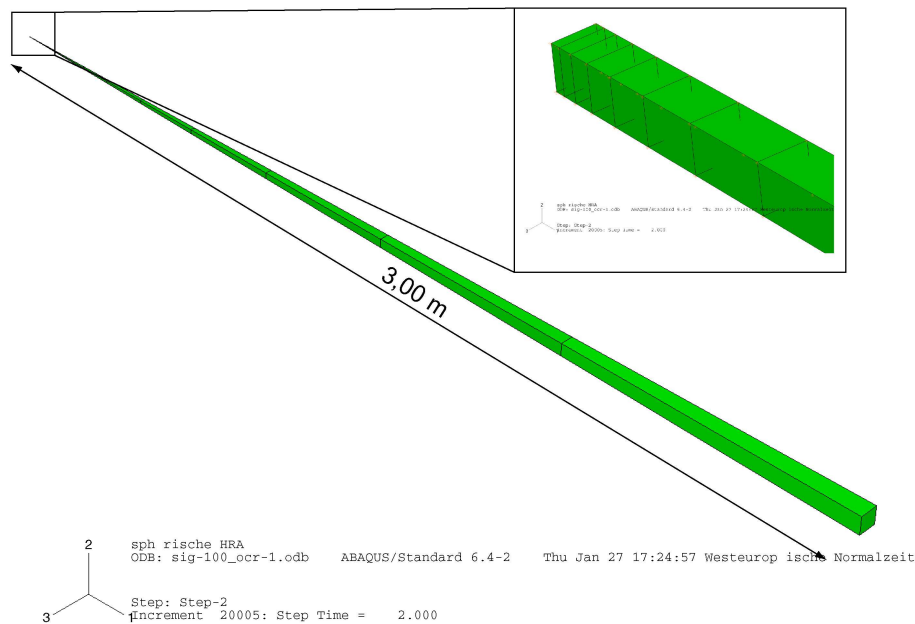


Abbildung 10: 3D-FE-Modell für die Simulation der sphärischen Hohlräume aufweitung.

3.4 Berechnungsergebnisse

Die sphärische Hohlräume aufweitung wurde für die drei Materialien M0, M30 und M100 simuliert. Die Materialparameter des Stoffgesetzes sind in Tab. 4 zusammengefasst. Da eine direkte Bestimmung von α im Fall der Materialien M30 und M100 mit den vorhandenen Laborversuchsergebnissen nicht möglich war wurde dieser Parameter abgeschätzt. Um den Einfluss dieses Parameters auf den Grenzdruck p_{LS} quantifizieren zu können, wurden die Berechnungen mit einem zusätzlichen Parametersatz M100* mit erhöhtem α durchgeführt.

Der radiale Grenzdruck wurde pro Material für vier isotrope Drücke $p_0=(40, 80, 150$ und $225)$ kPa mit jeweils zehn relativen Lagerungsdichten $I_D =0$ bis 90% berechnet. In Abb. 11 sind die Ergebnisse der Simulationen und die Approximation mit Gl.(4) dargestellt. Die Parameter a_i und b_i können Tab. 5 entnommen werden.

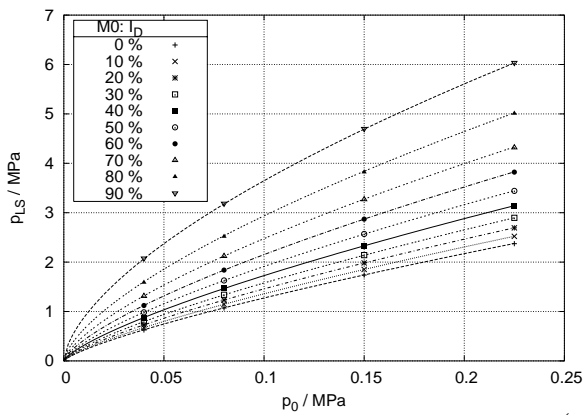
4 Vergleich: Versuch / Interpretation

Interpretationsverfahren nach Cudmani: In Abb. 12 (a) sind die gemessenen Drucksondierspitzenwiderstände den berechneten nach dem in Abschnitt 3 beschriebenen Verfahren gegenübergestellt.

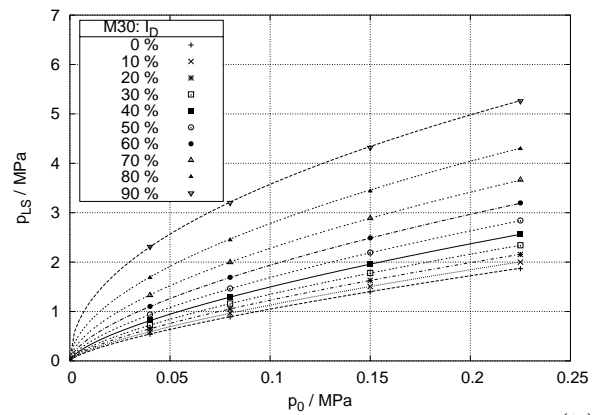
Die gemessenen und berechneten q_c -Werte stimmen für den Quarzsand sehr gut überein.

Tabelle 4: Materialparameter.

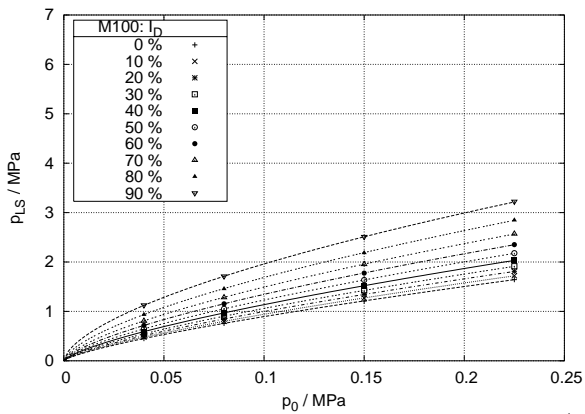
Material	φ_c	h_s in MPa	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
M0	32,0°	740	0,48	0,530	0,840	1,000	0,11	1,00
M30	32,5°	130	0,58	0,563	0,914	1,051	0,15	1,20
M100	36,0°	110	0,495	0,762	1,223	1,406	0,09	1,00
M100*	36,0°	110	0,495	0,762	1,223	1,406	0,13	1,00



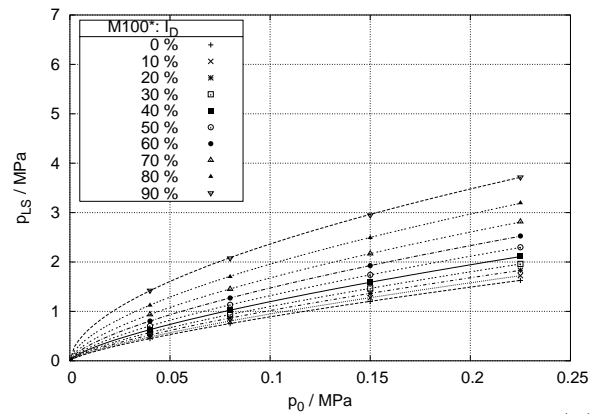
(a)



(b)



(c)



(d)

Abbildung 11: Ergebnisse der Simulationen der sphärischen Hohraumaufweitung und deren Approximationen nach Gl.(4).

Tabelle 5: Materialparameter a_i und b_i für die Approximation der numerischen Ergebnisse der sphärischen Hohlräumeaufweitung.

Material	a_1	a_2	a_3	b_1	b_2	b_3
M0	1,7970	-8,9080	-1,5640	0,8435	0,0996	-1,3460
M30	0,9451	-7,5490	-1,6700	0,8543	0,1945	-1,4170
M100	1,5660	-6,7160	-1,9460	0,8377	0,1314	-1,4770
M100*	1,1170	-7,1140	-1,8600	0,8669	0,1824	-1,4890

rein. Für M100 ergab sich eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen, bis auf drei Versuche mit sehr hoher Lagerungsdichte. Für diese Versuche liegen die prognostizierten q_c -Werte an den unteren Grenzen der im Kalibrierungsbehälter registrierten Sondierungsprofile (vgl. Abb. 6). Offensichtlich kann der Einfluss des Kornbruchs in diesen Versuchen nicht vernachlässigt werden (Bildung eines Pfropfens aus zerbrochenem Material). Die mit dem Parametersatz M100* ($\alpha=0,13$) prognostizierten Werte stimmen etwas besser mit den Messungen überein. Für das Material M30 werden die q_c -Werte vom numerischen Modell unterschätzt. Erwartungsgemäß zeigen die durchgeführten Ödometerversuche eine größere Kompressibilität für M30 verglichen mit M0. Aus diesem Grund sind die prognostizierten Spitzenwiderstände für M30 geringer als für M0. Im Gegensatz dazu sind die gemessenen q_c -Werte für beide Materialien vergleichbar. Dieses paradoxe Verhalten kann vom verwendeten Stoffgesetz nicht beschrieben werden, was die schlechte Performance des Modells für M30 erklärt.

Neben den hypoplastischen Parametern h_s und n haben auch φ_c und α einen großen Einfluss auf den Grenzdruck aus der Simulation der sphärischen Hohlräumeaufweitung p_{LS} . Die ersten drei Parameter konnten in Rahmen der bisherigen Laboruntersuchungen bestimmt werden. Weitere Untersuchungen sind geplant, um α zu ermitteln. Es muss untersucht werden, in wie weit α von Kornbruch beeinflusst wird. Zudem ist zu klären, ob eine möglichst genaue Bestimmung von α zu einer besseren Übereinstimmung der gemessenen und berechneten q_c -Werte führt.

Interpretationsverfahren nach DIN 4094: Nach DIN 4094-1:2002 lässt sich die relative Lagerungsdichte I_D aus dem Sondierspitzenwiderstand nach den rein empirischen Gln.(7) berechnen.

$$\begin{aligned}
 I_D &= -0,33 + 0,73 \cdot \log q_c & U \leq 3 \quad \text{und} \quad 3 \leq q_c \leq 30 & \quad (7) \\
 I_D &= -0,25 + 0,31 \cdot \log q_c & U \geq 6 \quad \text{und} \quad 3 \leq q_c \leq 30 &
 \end{aligned}$$

Wir halten dieses Verfahren allgemein für nicht geeignet, wenn es z.B. für numerische Berechnungen auf eine relativ genaue Kenntnis der Dichte des Untergrunds an-

kommt. Es werden weder verschiedene Materialien (wie z.B. in unserem Fall Quarzsand oder Muschelsand) noch der Spannungszustand in irgendeiner Form berücksichtigt. Das Modell ist physikalisch kaum zu rechtfertigen, auch wenn es in der Praxis aufgrund seiner Einfachheit weit verbreitet ist. DIN 4094-1:2002 geht sogar noch weiter und unterstellt, dass sich aus ein und derselben Messgröße q_c zusätzlich ein effektiver Reibungswinkel φ' und eine Steifigkeit des Bodens ableiten lassen. Auch das darf angezweifelt werden. Richtig ist allerdings, dass die so gewonnenen Werte für Standardbemessungen, wie z.B. Grundbruchberechnungen, meist genügen. Ebenso gut könnte man in diesen Fällen allerdings gleich konservative Werte annehmen.

Das Ergebnis der Auswertung nach DIN 4094 ist in Abb. 12 (b) zu sehen. Gl.(7) gilt nach DIN für $q_c \leq 30$ MPa, d.h. insgesamt sieben unsere Versuche lassen sich damit überhaupt nicht auswerten. Diese Interpretationsmethode liefert aber auch für die übrigen Versuche keine gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten q_c -Werte.

Interpretationsverfahren nach Schmertmann: Deutlich besser ist das international gebräuchliche Verfahren nach Schmertmann [8]. Er schlägt für die Auswertung von Drucksondierungen Gl.(8) vor:

$$q_c = C_0 \cdot \sigma_v^{C_1} \cdot \exp(C_2 \cdot I_D) \quad (8)$$

Bei diesem Verfahren wird sowohl die Granulometrie als auch der Einfluss des Spannungszustands berücksichtigt. Die Parameter C_i müssen aber streng genommen für jedes untersuchte Material durch Kalibrierungsversuche gefunden werden. Das ist zeitaufwändig und teuer und geschieht daher in der Praxis nicht. Die von Schmertmann allgemein vorgeschlagenen Parameter (Tab. 6) wurden auf der Basis von 80 Kalibrierungsversuchen mit verschiedenen Sanden abgeleitet. Dabei handelte es sich sowohl um Materialien, die praktisch nicht bzw. stark zum Kornbruch neigen. Muschelkalkhaltige Sande wurden nicht untersucht.

In Abb. 12 (c) und (d) ist die Auswertung unserer Versuche nach Schmertmann gezeigt. Erwartungsgemäß liefert Gl.(8) eine sehr gute Übereinstimmung mit den für jedes Material einzeln kalibrierten Konstanten C_i (Tab. 6). Die von Schmertmann allgemein vorgeschlagenen Konstanten liefern nur für kleine $q_c \leq 8$ MPa für alle Materialien eine gute Übereinstimmung. Höhere q_c -Werte werden nur für Material M100 gut prognostiziert.

Bei Anwendung von Gl.(8) und den Konstanten aus Tab. 6 ist q_c und σ_v in kgf/cm² einzusetzen (1 kPa = 0,01019716 kgf/cm²).

Tabelle 6: Konstanten C_i für die Auswertung nach Schmertmann.

Material	C_0	C_1	C_2
Schmertmann (1976)	12,31	0,71	2,91
M0	16,6360	0,6531	3,4226
M30	49,6633	0,5689	1,8165
M100	14,7783	0,6668	2,6373

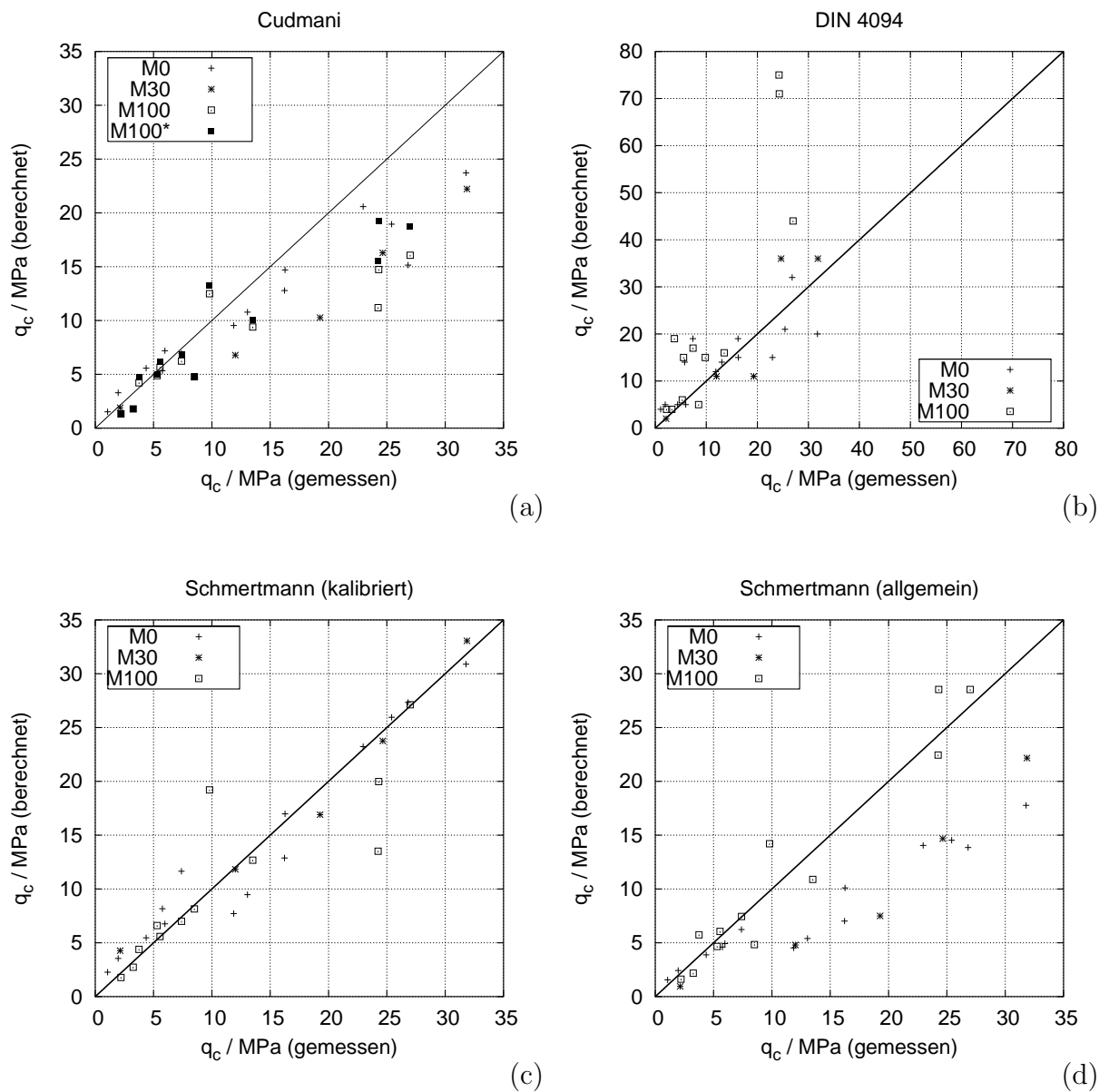


Abbildung 12: Vergleich: Versuch – Interpretationsverfahren.

5 Zusammenfassung

Es wurde eine Versuchsanlage präsentiert, die es ermöglicht, Drucksondierungen unter kontrollierten Rand- und Anfangsbedingungen im Labor durchzuführen. Die experimentellen Ergebnisse müssen allerdings korrigiert werden, um den Einfluss der Ränder der Kalibrierungskammer auf den gemessenen Drucksondierspitzenwiderstand zu berücksichtigen. Je weniger kompressibel bzw. je dichter die Probe, desto größer wird dieser Einfluss. Für die Korrektur eignet sich die Beziehung nach Mayne und Kulhawy [5]. Die erforderlichen Konstanten hängen von der Granulometrie ab und können experimentell oder mit Hilfe von FE-Berechnungen bestimmt werden.

Die gemessenen Drucksondierwiderstände im Quarzsand waren größer als die im Muschelsand. Allerdings ist das Verhältnis zwischen $q_c(M0)/q_c(M100)$ nicht konstant, sondern vom Bodenzustand (Dichte und Spannung) abhängig.

Die Interpretationsmethode nach Cudmani hat den Vorteil, dass sowohl die Granulometrie als auch der Zustand des Bodenmaterials berücksichtigt werden können. Es wurde eine gute Übereinstimmung für den Quarz- und den Muschelsand (M0 und M100) nicht aber für die Mischung (M30) erreicht. Kornbruch limitiert die Anwendbarkeit der Methode auf lockere bis dichte Zustände. Die noch genauere Bestimmung aller hypoplastischen Parameter im für Drucksondierungen relevanten Druckbereich könnte es ermöglichen, den Anwendungsbereich zu erweitern. Die Methode nach DIN 4094 liefert für M0 und M30 eine etwas schlechtere Übereinstimmung als die nach Cudmani und Schmertmann. Für das Material M100 funktioniert sie gar nicht. Das Verfahren nach Schmertmann ist sehr gut, wenn die Konstanten C_i experimentell bestimmt werden. Erwartungsgemäß hätten die Konstanten, die Schmertmann 1976 vorschlug, für den Quarzsand (M0) gut funktionieren müssen. Stattdessen wurde für M100 die beste Übereinstimmung erzielt. Das zeigt, dass es gefährlich ist, empirische Beziehungen dieser Art ohne Experimente auf andere Böden zu übertragen.

Literatur

- [1] E. Bauer. *Zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe unter vorwiegend oedometrischer Beanspruchung*. PhD thesis, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe, 1992. Heft 130.
- [2] K. Been, M. Jeffries, J. Crooks, and L. Rothenburg. The cone penetration test in sands: part ii, general inference of state. *Géotechnique*, 3(37):285–299, 1987.
- [3] R. Cudmani. *Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden*. PhD thesis, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe, 2001. Heft 152.
- [4] I. Herle. *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*. PhD thesis, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe, 1997. Heft 142.
- [5] P. W. Mayne and F. H. Kulhawy. Calibration chamber database and boundary effects correction for CPT data. In A.-B. Huang, editor, *Calibration Chamber Testing*, pages 257–264, Proc. 1st Int. Symp. Calibration Chamber Testing/ISOCCT1, Potsdam, New York, 1991. Elsevier.
- [6] Andrzej Niemunis. *Extended hypoplastic models for soils*. Politechnika Gdanska, Monografia nr 34, 2003.
- [7] N. R. F. Nutt. *Development of the cone pressuremeter*. PhD thesis, St. Catherine College, University of Oxford, 1993.
- [8] J. H. Schmertmann. An updated correlation between relative density, d_r , and Fugro-type electric cone bearing, q_c . Technical Report Contract Report DACW 39-76 M6646, Waterways Experimental Station, U.S.A., WES, Vicksburg, MS, 1976.
- [9] R. Verdugo and K. Ishihara. The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(2):81–91, 1996.
- [10] P.A. von Wolffersdorff. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mech. Cohes.-Fric. Mater.*, 1:251–271, 1996.

Hypoplastische Beschreibung zweidimensionaler Reibungskontakte

M. Arnold, Institut für Geotechnik, TU Dresden

Kurzfassung Bei der Berechnung von Boden-Bauwerk-Interaktionen mit der Finiten-Elemente-Methode findet für den Boden zunehmend das hypoplastische Stoffgesetz Verwendung. Zur konsistenten Modellierung nicht völlig rauher Reibungskontakte wird eine hypoplastische Beschreibung des Kontaktverhaltens zwischen Boden und Bauteil benötigt. Die Ableitung eines derartigen Kontaktgesetzes wird dargestellt. Das neue Kontaktgesetz ist in der Lage, für zweidimensionale Kontakte neben der Druck- und der Dichteabhängigkeit des Scherverhaltens auch unterschiedliche Kontaktrauhigkeiten wiederzugeben. Es erfolgt die Nachrechnung von Laborversuchen die Vorstellung eines Anwendungsbeispiels.

1 Einleitung

Hypoplastische Stoffgesetze erfreuen sich bei Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode aufgrund ihrer guten Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Böden zunehmender Beliebtheit. Als weiterer Grund ihrer Popularität darf die strikte Trennung zwischen den vergleichsweise einfach zu bestimmenden Stoffgesetzparametern [6] und den das Korngerüst kennzeichnenden Zustandsgrößen gelten.

Eine Vielzahl grundbaulicher Randwertprobleme beinhaltet die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk. Eine moderne Beschreibung dieser Interaktion erfolgt auf der Basis von Kontaktflächen. Für die Ermittlung der Tangentialspannungen aufgrund der Reibung wird dabei meist vom MOHR-COULOMBSchen Bruchkriterium ausgegangen (s. Abb. 1a). Ein derartiger Ansatz stellt eine sehr starke Vereinfachung des mechanische Kontaktverhalten dar. Vor allem sind die verwendeten Parameter Grenzverschiebung und Scherfestigkeit von den Zustandsgrößen des Korngerüsts Druck und Dichte abhängig (s. Abb. 1b), dies bedingt folglich eine Inkonsistenz zwischen der Modellierung des Bodenverhaltens und der Modellierung des Kontaktverhaltens.

Diese unbefriedigende Situation bildete den Anlass, nach einem mit dem hypoplastischen Stoffgesetz konsistenten Kontaktgesetz zu suchen. Derartige Gesetze für den ebenen Verzerrungszustand (eindimensionaler Kontakt) wurden von HERLE [7] und GUTJAHR [4, 5]

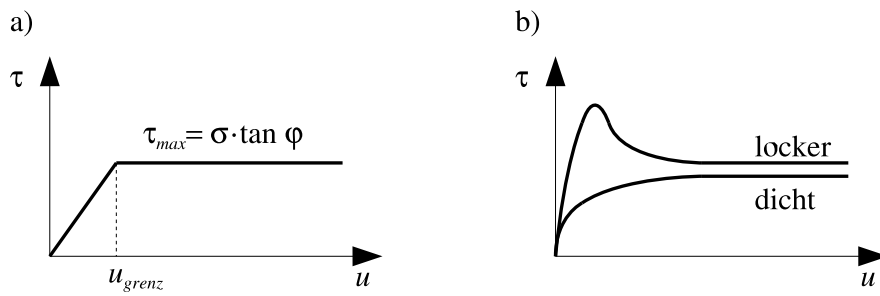


Abbildung 1: Mobilisierung der tangentialen Kontaktspannung (Prinzipisozzen) a) Mohr-Coulomb-Kontaktmodell b) Versuch

vorgestellt. Für den allgemeinen räumlichen Verzerrungszustand (zweidimensionaler Kontakt) musste eine Beschreibung erst gefunden werden.

2 Beschreibung des Boden-Bauteil-Kontakts mittels Kontaktflächen

Die klassische Variante, einen nicht völlig rauhen Kontakt in der FE-Methode zu modellieren, stellen Kontaktelemente dar. Solange die Relativverschiebung zwischen Boden und Bauteil gering ist, gelingt dies. Bei endlichen Verschiebungen führt dies infolge der Beschränkung der FE-Formulierung auf kleine Verzerrungen zu Ungenauigkeiten.

Allgemeingültiger stellt sich eine Modellierung mit Kontaktflächen dar. Das vom Autor verwendete FE-System *ABAQUS* [1] implementiert dieses Prinzip mit einem Master-Slave-Konzept. Hierbei werden Oberflächen aus Knotenmengen gebildet. Zwei Oberflächen sind sich als Master-Slave-Paar zugeordnet.

In jedem Zeitinkrement erfolgt die Prüfung der Kontaktbedingung des Eindringens eines Slave-Knotens in einen beliebigen Teil der Master-Oberfläche. Wird Kontakt festgestellt, ergibt sich daraus die kontaktnormale Spannung. Bei einer Verwendung der Option *endliche Gleitverschiebungen* kann sowohl die Master- als auch die Slave-Oberfläche deformiert sein. Der Normalenvektor eines Kontaktpunkts wird als Lot des betreffenden Slave-Knotens auf die Master-Oberfläche gefunden. Bei Boden-Bauteil-Kontakten empfiehlt es sich, die Bauteiloberfläche als Master und die Bodenoberfläche als Slave definieren.

Damit stehen in jedem Knotenkontakt die kontaktnormale Spannung σ sowie der Vektor der relativen Tangentialverschiebungen $[u_x \ u_y]$ eines Slave-Knotens gegenüber der Master-Oberfläche sowie die Raten dieser Größen fest. Es bedarf nun einer Formulierung, daraus unter Beachtung der Zustandsgrößen des Bodens im Kontakt den Vektor der tangentialen Kontaktspannungsraten $[\dot{\tau}_x \ \dot{\tau}_y]$ zu berechnen.

3 Entwicklung des Kontaktgesetzes

3.1 Verwendete Stoffgesetzformulierung

Das Kontaktgesetz wird direkt aus dem das Kontinuum beschreibenden Stoffgesetz abgeleitet. Als Basis dafür kam die bekannte Formulierung des Stoffgesetzes nach VON WOLFFERSDORFF [13] zum Einsatz, welche das Verhalten nichtbindiger Böden bei monotonen Spannungspfaden sehr gut wiedergibt. Es lautet in tensorieller Schreibweise:

$$\dot{\mathbf{T}} = f_b f_e \frac{1}{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \hat{\mathbf{T}})} \left[F^2 \mathbf{D} + a^2 \hat{\mathbf{T}} \text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \mathbf{D}) + f_d a F (\hat{\mathbf{T}} + \hat{\mathbf{T}}^*) \|\mathbf{D}\| \right] \quad (1)$$

mit $\hat{\mathbf{T}} = \frac{\mathbf{T}}{\text{tr}\mathbf{T}}$, $\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3}\mathbf{1}$ und $a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c}$.

Der Spannungsfaktor F ergibt sich unter Berücksichtigung der Grenzbedingung nach MATSUOKA-NAKAI zu

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\vartheta} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi} \quad (2)$$

mit $\cos 3\vartheta = -6 \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)}{\left[\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)\right]^{\frac{3}{2}}}$ und $\tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\|$.

Die Eigenschaften der Druck- und Dichteabhängigkeit werden mit den Faktoren

$$f_e = \left(\frac{e_c}{e}\right)^\beta \quad (3)$$

$$f_d = \left(\frac{e - e_d}{e_c - e_d}\right)^\alpha \quad (4)$$

$$f_b = \frac{h_s}{n} \left(\frac{e_{i0}}{e_{c0}}\right)^\beta \frac{1 + e_i}{e_i} \left(\frac{-\text{tr}\mathbf{T}}{h_s}\right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (5)$$

berücksichtigt, wobei die druckabhängigen charakteristischen Porenzahlen durch

$$\frac{e_i}{e_{i0}} = \frac{e_c}{e_{c0}} = \frac{e_d}{e_{d0}} = \exp \left[- \left(\frac{-\text{tr}\mathbf{T}}{h_s} \right)^n \right] \quad (6)$$

beschrieben werden.

3.2 Ableitung der Kontaktformulierung

Eine durch das Kontaktkoordinatensystem (x, y) aufgespannte Kontaktebene wird derart in das Globalkoordinatensystem $(1, 2, 3)$ des Kontinuums gelegt, dass $x \parallel 2$ und $y \parallel 3$ (s. Abb. 2) sind.

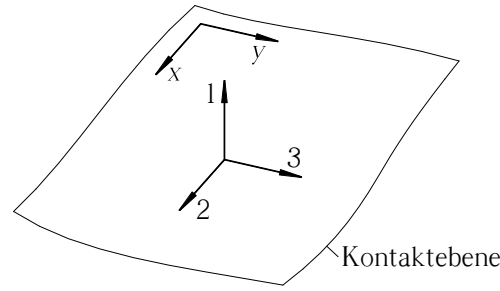


Abbildung 2: Hauptachsen- und Kontaktkoordinatensystem

Es ergeben sich für den Spannungstensor \mathbf{T} die Spannungen $\sigma_{11} = \sigma$, $\sigma_{12} = \tau_x$ und $\sigma_{13} = \tau_y$, wobei σ die mit negativem Vorzeichen behaftete Kontaktnormalspannung ist und τ_x sowie τ_y die Schubspannungen im zweidimensionalen Kontaktfall darstellen. Für die weiteren Hauptspannungen wird ein isotroper Spannungszustand $\sigma_{22} = \sigma_{33} = \sigma$ angenommen. Die Schubspannung in der Kontaktebene sei $\sigma_{23} = 0$. Damit ergibt sich

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \stackrel{\text{def}}{=} \begin{bmatrix} \sigma & \tau_x & \tau_y \\ \tau_x & \sigma & 0 \\ \tau_y & 0 & \sigma \end{bmatrix}. \quad (7)$$

Analog wird für den Verzerrungsgeschwindigkeitsvektor \mathbf{D} vorgegangen. Alle Dehnungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_{ii}$ mit $i \in \{1, 2, 3\}$ werden gleich der Dehnungsgeschwindigkeit in kontaktnormaler Richtung $\dot{\epsilon}$ gesetzt. Die Schubverzerrungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_{12}$ und $\dot{\epsilon}_{13}$ ergeben sich als Geschwindigkeiten der halben Gleitungen $\frac{\dot{\gamma}_x}{2}$ bzw. $\frac{\dot{\gamma}_y}{2}$. Nach Gl. 1 muss $\dot{\epsilon}_{23} = 0$ gelten. Man erhält

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{11} & \dot{\epsilon}_{12} & \dot{\epsilon}_{13} \\ \dot{\epsilon}_{12} & \dot{\epsilon}_{22} & \dot{\epsilon}_{23} \\ \dot{\epsilon}_{13} & \dot{\epsilon}_{23} & \dot{\epsilon}_{33} \end{bmatrix} \stackrel{\text{def}}{=} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon} & \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & \frac{\dot{\gamma}_y}{2} \\ \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & \dot{\epsilon} & 0 \\ \frac{\dot{\gamma}_y}{2} & 0 & \dot{\epsilon} \end{bmatrix}. \quad (8)$$

Die JAUMANNsche Spannungsrate lautet dabei

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \begin{bmatrix} \dot{\sigma} & \dot{\tau}_x & \dot{\tau}_y \\ \dot{\tau}_x & \dot{\sigma} & 0 \\ \dot{\tau}_y & 0 & \dot{\sigma} \end{bmatrix}. \quad (9)$$

Mit $\bar{\tau}_x \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\tau_x}{3\sigma}$ und $\bar{\tau}_y \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\tau_y}{3\sigma}$ ergeben sich die Tensoren für die bezogene Spannung $\hat{\mathbf{T}}$ und deren Deviatoranteil $\hat{\mathbf{T}}^*$ zu

$$\hat{\mathbf{T}} = \frac{\overset{\circ}{\mathbf{T}}}{\text{tr}(\mathbf{T})} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \bar{\tau}_x & \bar{\tau}_y \\ \bar{\tau}_x & \frac{1}{3} & 0 \\ \bar{\tau}_y & 0 & \frac{1}{3} \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\hat{\mathbf{T}}^* = \hat{\mathbf{T}} - \frac{1}{3}\mathbf{1} = \begin{bmatrix} 0 & \bar{\tau}_x & \bar{\tau}_y \\ \bar{\tau}_x & 0 & 0 \\ \bar{\tau}_y & 0 & 0 \end{bmatrix}. \quad (11)$$

Weiterhin können die skalarwertigen Größen

$$\text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \hat{\mathbf{T}}) = \frac{1}{3} + 2\bar{\tau}_x^2 + 2\bar{\tau}_y^2, \quad (12)$$

$$\text{tr}(\hat{\mathbf{T}} \cdot \mathbf{D}) = \dot{\epsilon} + \bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y, \quad (13)$$

$$\|\mathbf{D}\| = \sqrt{\text{tr}(\mathbf{D} \cdot \mathbf{D})} = \sqrt{3\dot{\epsilon} + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2}} \quad (14)$$

ermittelt werden.

Den sich aus der Fließfunktion nach MATSUOKA-NAKAI ergebenden Spannungsfaktor F erhält man mit

$$\cos 3\vartheta = -6 \frac{\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)}{\left[\text{tr}(\hat{\mathbf{T}}^* \cdot \hat{\mathbf{T}}^*)\right]^{\frac{3}{2}}} = 0 \quad \text{und} \quad \tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\mathbf{T}}^*\| = \sqrt{2}\sqrt{3} \sqrt{\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2}$$

zu

$$\begin{aligned} F &= \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\vartheta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \\ &= \sqrt{1 - \frac{9}{4} (\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2)} - \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{\bar{\tau}_x^2 + \bar{\tau}_y^2}. \end{aligned} \quad (15)$$

Die Faktoren zur Beschreibung von Pyknotropie f_e und f_d sowie Barotropie f_b sind mit $\text{tr}\mathbf{T} = 3\sigma$ zu ermitteln.

Mit Hilfe des noch nicht bestimmten Faktors a ist es nach HERLE [7] möglich, ein korrektes Verhalten des Kontaktgesetzes im kritischer Zustand sicherzustellen. Das Korngerüst wird durch die kritische Porenzahl $e = e_c$ charakterisiert, wodurch sich $f_d = 1$ ergibt. Eine Scherung muss volumenkonstant ablaufen, d. h. $\dot{\epsilon}_v = 3\dot{\epsilon} = 0$. Die Spannungen bleiben dabei ebenfalls konstant, alle Spannungsrate ergeben sich zu $\dot{\sigma} = \dot{\tau}_x = \dot{\tau}_y = 0$.

Unter diesen Voraussetzungen und unter Berücksichtigung der Gleichungen 7–15 stellt sich Gl. 1 als

$$\begin{aligned} \mathbf{0} &= \frac{f_b f_e}{\frac{1}{3} + 2\bar{\tau}_x^2 + 2\bar{\tau}_y^2} \left\{ F^2 \begin{bmatrix} 0 & \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & \frac{\dot{\gamma}_y}{2} \\ \frac{\dot{\gamma}_x}{2} & 0 & 0 \\ \frac{\dot{\gamma}_y}{2} & 0 & 0 \end{bmatrix} + a^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \bar{\tau}_x & \bar{\tau}_y \\ \bar{\tau}_x & \frac{1}{3} & 0 \\ \bar{\tau}_y & 0 & \frac{1}{3} \end{bmatrix} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) \right. \\ &\quad \left. + \frac{aF}{\sqrt{2}} \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & 2\bar{\tau}_x & 2\bar{\tau}_y \\ 2\bar{\tau}_x & \frac{1}{3} & 0 \\ 2\bar{\tau}_y & 0 & \frac{1}{3} \end{bmatrix} \sqrt{\dot{\gamma}_x^2 + \dot{\gamma}_y^2} \right\} \quad (16) \end{aligned}$$

dar. Die identischen Gleichungen auf der Hauptdiagonalen lauten dabei

$$0 = \frac{a^2}{3} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) + \frac{aF}{3\sqrt{2}} \sqrt{\dot{\gamma}_x^2 + \dot{\gamma}_y^2}.$$

Im Fall eindimensionaler Scherung in x -Richtung mit $\bar{\tau}_y = \dot{\varepsilon}_y = 0$ ergibt sich

$$a = -\frac{F}{\sqrt{2}\bar{\tau}_x} = \sqrt{\frac{1}{2\bar{\tau}_x^2} - \frac{9}{8} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}}} . \quad (17)$$

Im kritischen Zustand beträgt das Verhältnis aus Scher- und Normalspannung für völlig raue Oberflächen — wie bei Bruchflächen im Sand — im Falle eindimensionaler Scherung

$$\left| \frac{\tau_x}{\sigma} \right| = \tan \varphi_c = 3|\bar{\tau}_x| . \quad (18)$$

Setzt man dieses in Gl. 17 ein, so erhält man

$$a = 3\sqrt{\frac{1}{2 \tan^2 \varphi_c} - \frac{1}{8} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}}} . \quad (19)$$

Im Fall weniger rauher Oberflächen ist der Reibbeiwert $\mu < \tan \varphi$. In der bodenmechanischen Praxis ist es üblich, in solchen Fällen einen Verhältniswert zwischen maximal mobilisierbarer Kontaktreibung und Reibungswinkel

$$\kappa = \frac{\delta_{max}}{\varphi} , \quad (20)$$

hier als κ mit $0 < \kappa \leq 1$ bezeichnet, zu verwenden. In Analogie zum Vorgehen von GUTJAHR in [4] sei davon ausgegangen, dass dieses Verhältnis auch im kritischen Zustand gilt:

$$\left| \frac{\tau_x}{\sigma} \right| = \tan(\kappa\varphi_c) = 3|\bar{\tau}_x| . \quad (21)$$

Damit ergibt sich an Stelle von Gl. 19

$$a = 3\sqrt{\frac{1}{2 \tan^2(\kappa\varphi_c)} - \frac{1}{8} - \frac{\sqrt{3}}{2\sqrt{2}}} . \quad (22)$$

Infolge Gl. 22 wird das Kontaktverhalten für $\kappa \leq 1$ weicher. Um das Mobilisierungsverhalten der Schubspannungen den Ergebnissen von Kontaktscherversuchen (z. B. [8, 12]) anzupassen, wird ein zusätzlicher Faktor

$$f_c = \frac{1}{\kappa} \quad (23)$$

eingeführt.

Damit sind alle für das Kontaktgesetz erforderlichen Faktoren beschrieben. Die drei zur Beschreibung des Kontaktverhaltens notwendigen Gleichungen können damit in vektorieller Form angeschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma} \\ \dot{\tau}_x \\ \dot{\tau}_y \end{bmatrix} = \frac{f_b f_e f_c}{\frac{1}{3} + 2\bar{\tau}_x^2 + 2\bar{\tau}_y^2} \left\{ F^2 \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon} \\ \frac{\dot{\gamma}_x}{2} \\ \frac{\dot{\gamma}_y}{2} \end{bmatrix} + a^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{3} \\ \bar{\tau}_x \\ \bar{\tau}_y \end{bmatrix} (\dot{\varepsilon} + \bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) + f_d a F \begin{bmatrix} \frac{1}{3} \\ 2\bar{\tau}_x \\ 2\bar{\tau}_y \end{bmatrix} \sqrt{3\dot{\varepsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2}} \right\} . \quad (24)$$

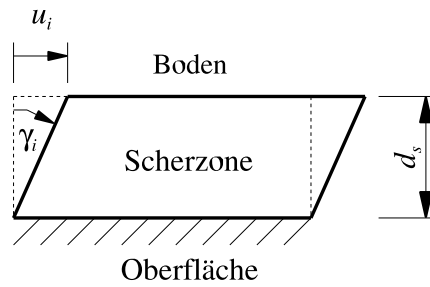


Abbildung 3: Zusammenhang zwischen Verzerrungen und Verschiebungen

Gl. 24 beinhaltet aufgrund des kontinuumsmechanischen Ursprungs die Schubverzerrung γ_i mit $i \in \{x; y\}$. Reibungskontakte werden jedoch durch die Relativverschiebungen u_i zwischen Boden und Oberfläche gekennzeichnet. Beide sind über die Dicke der Scherzone d_s verknüpft (Abb. 3), welche sich bezüglich der Modellierung mit Kontaktflächen als virtuelle Dicke darstellt. Es ergibt sich

$$\tan \gamma_i = \frac{u_i}{d_s} \quad (25)$$

bzw. als Verzerrungsrate

$$\tan \dot{\gamma}_i = \frac{\dot{u}_i}{d_s} \quad (26)$$

Die Dicke der Scherzone hängt von der Rauigkeit der Oberfläche sowie vom mittleren Korndurchmesser d_{50} ab und beträgt $2 \cdot d_{50} \dots 6 \cdot d_{50}$ für den Sand-Stahl-Kontakt sowie $7 \cdot d_{50} \dots 20 \cdot d_{50}$ für Scherfugen in grobkörnigen Böden [10, 12].

Da die Scherzonendicke die Mobilisierung der Schubspannungen bezüglich der Relativverschiebungen skaliert, ist es möglich, mittels dieses Parameters die Mobilisierungsgeschwindigkeit der Schubspannungen an gegebenenfalls vorhandenen Daten der Schubspannungsentwicklung zu kalibrieren.

3.3 Bemerkungen zur Implementierung

Unter Zugrundelegung der StoffgesetZRoutine `umat.f` von NÜBEL [11] wurde das Kontaktgesetz für das Programmsystem *Abaqus* mit der Programmiersprache *Fortran* in der Routine `fric.f` implementiert.

Neben den acht hypoplastischen Stoffgesetzparametern benötigt die Routine als Kontaktkonstanten den Faktor der mobilisierbaren Kontaktreibung κ sowie die virtuelle Dicke des Kontaktscherzone d_s .

In jedem Zeitinkrement werden der Routine durch *Abaqus* als Eingabeparameter u. a. die Kontaktspannungsrate $\dot{\sigma}$ sowie die Raten der Verschiebungen \dot{u}_i übergeben. Gl. 24

stellt dadurch ein gemischtes Problem dar, da als Ausgabeparameter neben den Raten der Schubspannungen $\dot{\tau}_x$ und $\dot{\tau}_y$ die kontaktnormale Dehnungsrate $\dot{\epsilon}$ zu ermitteln ist. Zur Lösung dieser Problemstellung kann die erste Zeile aus Gl. 24 nach $\dot{\epsilon}$ aufgelöst werden. Durch Umstellen und quadrieren der Gleichung ergibt sich

$$0 = K_2 \dot{\epsilon}^2 + K_1 \dot{\epsilon} + K_0$$

mit

$$\begin{aligned} K_2 &= \left(F^2 + \frac{a^2}{3} \right)^2 - 3 \left(\frac{f_d a F}{3} \right)^2, \\ K_1 &= 2 \left[\frac{a^2}{3} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) - \frac{\dot{\sigma} \left(\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2 \right)}{f_b f_e f_c} \right] \cdot \left(F^2 + \frac{a^2}{3} \right) \quad \text{und} \\ K_0 &= \left[\frac{a^2}{3} (\bar{\tau}_x \dot{\gamma}_x + \bar{\tau}_y \dot{\gamma}_y) - \frac{\dot{\sigma} \left(\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2 \right)}{f_b f_e f_c} \right]^2 - \left(\frac{f_d a F}{3} \right)^2 \left(\frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right). \end{aligned}$$

In der Lösung dieser quadratischen Gleichung

$$\dot{\epsilon} = -\frac{K_1}{2K_2} \pm \sqrt{\frac{K_1^2}{4K_2^2} - \frac{K_0}{K_2}} \quad (27)$$

liefert nur das negative Vorzeichen eine gültige Lösung, wie durch Einsetzen gezeigt werden kann. Die gesuchten Schubspannungsraten lassen sich nun einfach durch Auswerten der Zeilen zwei und drei der Gl. 24 bestimmen.

Weiterhin werden bei der Implementierung in der Routine verschiedene Ableitungen des Kontaktgesetzes benötigt. Es ergeben sich die partiellen Ableitungen der Schubspannungsraten nach den Schubverzerrungsraten für die Richtungen $i, j \in \{x, y\}$ zu:

$$\frac{\partial \dot{\tau}_i}{\partial \dot{\gamma}_j} = \begin{cases} \left[\frac{f_b f_e f_c}{\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2} \left[\frac{F^2}{2} + a^2 \bar{\tau}_i^2 + f_d a F \bar{\tau}_i \dot{\gamma}_j \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}} \right] \right] & : \quad i = j \\ \left[\frac{f_b f_e f_c}{\frac{1}{3} + 2\tau_x^2 + 2\tau_y^2} \left[a^2 \bar{\tau}_i \bar{\tau}_j + f_d a F \bar{\tau}_i \dot{\gamma}_j \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}} \right] \right] & : \quad i \neq j. \end{cases} \quad (28)$$

Die partiellen Ableitungen der Schubspannungsraten $\dot{\tau}_i$ mit $i \in \{x, y\}$ nach der Normalspannungsrate betragen

$$\frac{\partial \dot{\tau}_i}{\partial \dot{\sigma}} = \left(\frac{\partial \dot{\tau}_i}{\partial \dot{\epsilon}} \right) \cdot \left(\frac{\partial \dot{\sigma}}{\partial \dot{\epsilon}} \right)^{-1} = \frac{a^2 \bar{\tau}_i + 6 f_d a F \dot{\epsilon} \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}}}{F^2 + \frac{a^2}{3} + f_d a F \dot{\epsilon} \left(3\dot{\epsilon}^2 + \frac{\dot{\gamma}_x^2}{2} + \frac{\dot{\gamma}_y^2}{2} \right)^{-\frac{1}{2}}}. \quad (29)$$

4 Vergleich mit Versuchsergebnissen

Das Kontaktscherverhalten wurde im Labor mit unterschiedlichen, zum Teil an die spezielle Problemstellung angepassten Standardversuchsgeräten untersucht, z. B. Rahmen-Kreisring- und Einzelschergerät. KISHIDA und UESUGI [8] verwendeten ein spezielles Einzelschergerät mit einer Probengrundfläche von 100×400 mm, welches insbesondere in der Lage ist, auftretende Scherverformungen im Sand von den eigentlich gesuchten Gleitverschiebungen zwischen Boden und Kontaktfläche zu separieren.

Als Versuchsmaterial fand Toyura-Sand Verwendung, welcher die Grenzporozahlen e_{max} und e_{min} von 0,98 bzw. 0,60 und einen mittleren Korndurchmesser d_{50} von 0,19 mm aufweist. Bei den Versuchen wurde mit einer bezogenen Lagerungsdichte I_D im Ausgangszustand von ca. 0,9 und einer Normalspannung von 78 kN/m^2 gearbeitet. Die verwendeten Stahlplatten wiesen Oberflächenrauigkeiten R_{max} von 2,4; 20,5 und $46 \mu\text{m}$ bezogen auf eine Betrachtungslänge von 2,5 mm auf. Die Ergebnisse der Versuche sind als Scherspannungsverhältnis τ/σ in Abb. 4a dargestellt.

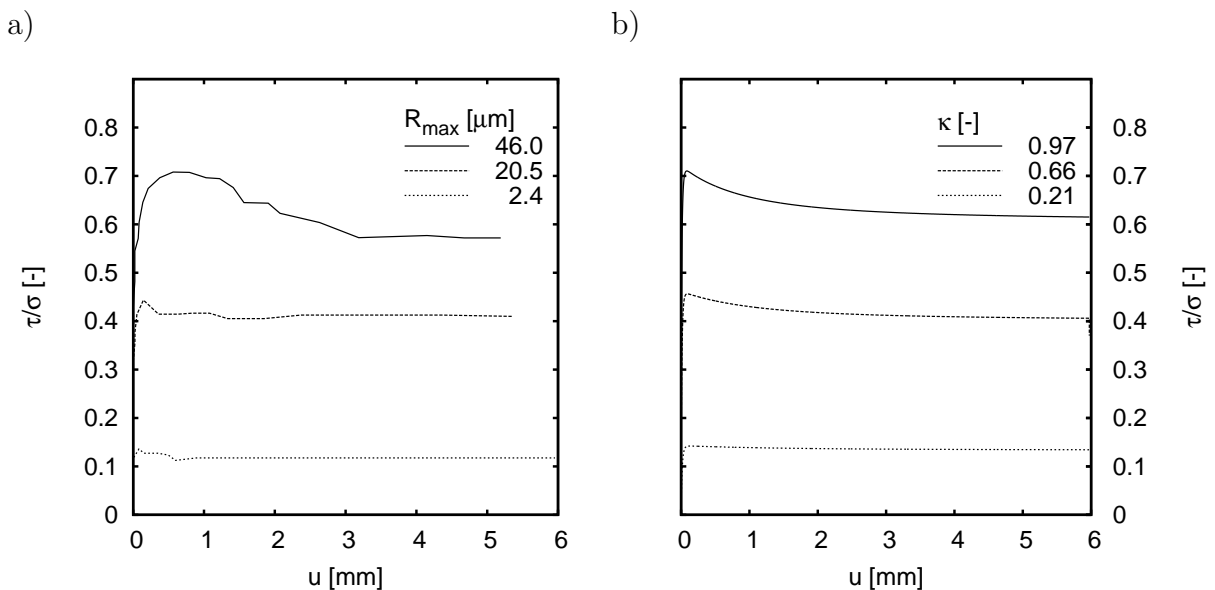


Abbildung 4: Mobilisierung des Scherspannungsverhältnisses a) Versuchsergebnisse von KISHIDA und UESUGI [8] b) Simulation

Für die Berechnungen mit dem hypoplastischen Kontaktgesetz wurden die hypoplastischen Parameter des Toyura-Sandes [6] entnommen. Es wurde von einer Dicke der Scherzone von $10 \cdot d_{50}$ ausgegangen. Dies liegt im oberen Bereich der unter 3.2 angegebenen Werte. Der Parameter κ ergibt sich nach Gl. 20, wobei sich der Kontaktreibungswinkel δ_{max} aus dem Maximalwert des jeweiligen Scherspannungsverhältnisses im Versuch ergibt und der Spitzenreibungswinkel φ auf der Basis der hypoplastischen Simulation mit $\kappa = 0$ erhalten wird.

Abb. 4a zeigt, dass das Kontaktreibungsverhalten unabhängig von der Rauigkeit der Oberfläche von einer sehr schnellen Mobilisierung des Spitzenwertes der Scherspannung gekennzeichnet ist. Das weitere Verhalten ist von einem relativ schnellen Übergang in den residuellen Zustand gekennzeichnet, es wirkt eine Restscherspannung. Sowohl der Spitzenwert als auch der Restwert der Scherfestigkeit sind von den Zustandsvariablen des Korngerüsts und der Rauigkeit der Oberfläche abhängig.

Es ist in Abb. 4b gut zu erkennen, dass die hypoplastische Simulation sehr gut in der Lage ist, die genannten Eigenschaften wiederzugeben. Dies trifft nicht nur auf die Spitzenwerte der Kontaktreibung zu, sondern insbesondere auf den bei Reibungskontakten oftmals auftretenden Bereich großer Relativverschiebungen.

5 Anwendungsbeispiel

Das vorgestellte hypoplastische Kontaktgesetz fand im Rahmen eines Forschungsprojekts zur Ausbildung des Erddrucks auf Winkelstützwände eine erste Anwendung [2]. Zur Überprüfung der Eignung des dabei verwendeten numerischen Modells wurden die durchgeführten Modellversuche nachgerechnet.

Das Ziel der Versuchsnachrechnungen bestand in der Untersuchung verschiedener, in den Versuchen vorhandener Randeinflüsse sowie in der Überprüfung des gewählten FE-Modells hinsichtlich weiterer Berechnungen. Neben der Brauchbarkeit der in Standardversuchen ermittelten hypoplastischen Parameter interessierte besonders die Eignung der konstitutiven Beschreibung des Kontaktverhaltens sowie der gewählten Modellierung für die lagenweise Hinterfüllung.

5.1 Modellbildung

Das Augenmerk bei der Modellierung lag auf einer möglichst realistischen Abbildung der Versuche. Dazu sollte der Großteil der im Versuch vorhandenen Randeinflüsse, von denen einige durch räumliche Effekte gekennzeichnet sind, einbezogen werden. Aus diesem Grund war eine räumliche Modellierung zwingend erforderlich, wobei Seitenwände und Bodenplatte des Versuchskastens als Grenzen des FE-Modells Berücksichtigung fanden.

Die Diskretisierung von Wand und Boden erfolgte jeweils als Kontinuum (s. FE-Netz in Abb. 5). Dazu wurden quaderförmige bzw. dreiseitig-prismatische Spannungs-Verschiebungselemente mit acht bzw. sechs Knoten genutzt. Den isoparametrischen Elementen liegt ein linearer Verschiebungsansatz zugrunde. Für die Wandelemente kamen speziell, durch inkompatible Modi verbesserte Elemente zum Einsatz. Durch die zusätzlichen Freiheitsgrade kann die biegebeanspruchte Wandstruktur mit einer Reihe dieser Elemente modelliert werden, ohne die Biegesteifigkeit zu überschätzen.

Boden Die Porenzahl stellt neben dem Spannungszustand die zweite Zustandsvariable im verwendeten hypoplastischen Stoffgesetz dar und muss bei Berechnungsbeginn initialisiert werden. Die Ausgangsporenzahl wurde für alle Elemente derart gewählt, dass die mittlere Porenzahl am Ende der Berechnung der im Versuch realisierten Endporenzahl entspricht.

Dem Boden wurde weiterhin eine vertikale Volumenkraft in der Größe der Wichte im Endzustand zugeordnet.

Tabelle 1: Hypoplastische Konstanten für den Dresdner Sand 98 nach [9]

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
°	MPa	-	-	-	-	-	-
32	5330	0,32	0,444	0,803	0,923	0,18	1,2

Kontinuumsränder Die Versuchseinrichtung ist in der Ebene senkrecht zur Versuchswand symmetrisch. Diese Eigenschaft konnte zur Verringerung des Berechnungsaufwands ausgenutzt werden. Die Knoten an der Unterseite des Kontinuums wurden in allen Verschiebungsrichtungen fixiert.

Da die Versuchswand mit einem Wert von $\frac{B}{H} \approx 1$ nach [3] ein relativ geringes Seitenverhältnis besitzt, muss die Reibung an den Seitenwänden des Versuchskastens berücksichtigt werden. Dazu wurde ein Kontakt zwischen den Randknoten des Bodenkontinuums und einer unverschieblichen Oberfläche eingeführt. Diesem Kontakt wurde der Parameter für den Kontakt Acrylglas/Dresdner Sand 98 nach Tab. 2 zugeordnet. In allen Kontaktflächen zwischen Wand und Boden kam der Parameter für poliertes Aluminium/Dresdner Sand 98 zum Einsatz, welcher mit der gemessenen Erddruckneigung kalibriert wurde.

Tabelle 2: Kontaktbeiwert κ für den Kontakt zwischen verwendeten Materialien und Dresdner Sand 98

Material	κ
Acrylglas	1,0
Aluminium, poliert	0,9

Wandkonstruktion Die äußere Geometrie der Wand wurde von der Versuchswand übernommen. Damit konnte die Eigenlast der Wand einschließlich deren Schwerpunktslage mittels Volumenkräften genau abgebildet werden. Aufgrund der geringen Beanspruchung der stählernen Wandkonstruktion ist der Ansatz linear-elastischen Materialverhaltens gerechtfertigt.

Einen weiteren Schwerpunkt bildete die Untersuchung der Wirksamkeit der Dreiteilung der Versuchswand. Die Intention bei dieser Ausführung besteht in einer Minimierung der Seitenwandeinflüsse.

Die Steifigkeit der verwendeten Messdosen ist sowohl in normaler als auch in tangentialer Richtung zur Wand geringer als die der seitlichen Wandbereiche der Versuchswand. Dies wurde durch die Einführung zusätzlicher „weicher“, die Oberfläche abbildender Kontinuums-elemente mit linear-elastischem Verhalten modelliert. Die Elastizitätsparameter ergaben sich aus der mechanischen Äquivalenz der finiten Elemente mit den Messdosen.

Berechnungsablauf Der Versuchsverlauf wurde in der Berechnung nachgebildet. Dazu erfolgt zunächst eine Deaktivierung aller Elemente mit Ausnahme der Bettung der Wand. Diese konsolidiert durch Aufbringen der volumetrischen Eigengewichtskräfte. Anschließend wird die Wand auf die Bettung gestellt. Die Hinterfüllung wird lagenweise durch schichtweises Aktivieren von zunächst am unteren Rand vertikal sowie seitlich horizontal gestützten, im Ruhedruckzustand befindlichen Elementen hergestellt. Durch Freigeben der Stützungen tragen diese Elemente ihre Eigenlast dann an die darunter liegenden Elemente sowie an die seitlichen Kontaktflächen ab.

Die Berechnungen erfolgten geometrisch nichtlinear, so dass die Auswirkungen der auftretenden Deformationen, insbesondere auch in den Kontaktflächen, eine vollständige Berücksichtigung erfahren.

5.2 Ausgewählte Berechnungsergebnisse

Nachfolgend werden einige Ergebnisse vorgestellt, welche den Einfluss der Kontaktreibung verdeutlichen. Dargestellt ist jeweils der Endzustand der Hinterfüllung anhand typischer Beispiele.

Spannungen im Boden Zur Veranschaulichung der Spannungsverhältnisse im Boden sind in Abb. 5 die Vertikalspannungen σ_z im Versuch EWS15 mit ($u = 0,50\text{ m}$, $b_e = 0,440\text{ m}$) dargestellt. In dieser sowie in den folgenden beiden Abbildungen stellt die vordere Ansichtsfläche die in der Mitte des Versuchskastens verlaufende Symmetrieebene dar. Alle weiteren senkrechten Begrenzungsflächen des Bodenkontinuums werden von den Seitenwänden gebildet.

Gut sichtbar ist die Ausbildung von Spannungskonzentrationen auf dem erdseitigen Ende des Horizontalschenkels sowie am luftseitigen Wandfuß. Beide resultieren vornehmlich aus der Verdrehung der Wand zur Luftseite.

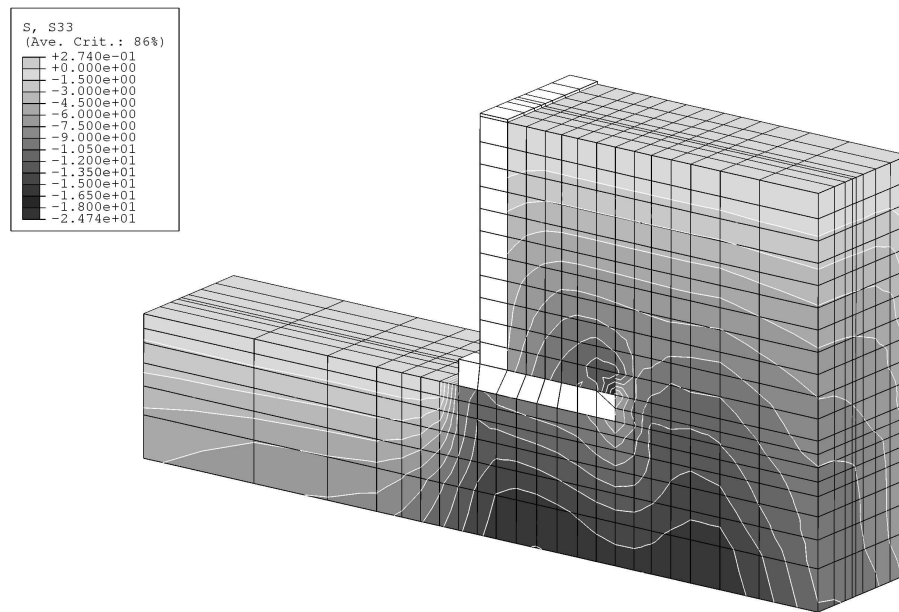


Abbildung 5: Vertikalspannungen im Boden, Versuch EWS15, in kN/m^2

Im mit Eigenlast behafteten isotropen Halbraum wächst die Vertikalspannung als natürlicher Überlagerungsdruck linear mit der Tiefe. Dieses Verhalten sollte im Idealfall an den Rändern des Versuchskastens auch gegeben sein. Tatsächlich ist jedoch ein als Siloeffekt bekannter deutlicher Abfall der Vertikalspannungen an den Seitenflächen zu verzeichnen, was in Abb. 5 besonders gut an der äußeren rechten Kante zu erkennen ist.

Dies resultiert aus der an den Seitenflächen auftretenden Reibung. Infolge der bei der Hinterfüllung zunehmenden Auflast setzt sich der Modellboden. Die entstehenden Relativverschiebungen zwischen Boden und Wänden des Versuchskastens mobilisieren die Schubspannungen an den nicht reibungsfreien Seitenflächen. Aufgrund der Geometrie des Versuchskastens wirkt sich dieser Effekt besonders an den Längswänden auf die Winkelstützwand aus.

Ein ähnliches Verhalten ist zwischen Boden und Modellwand festzustellen. Auch hier kommt es zur Mobilisierung von Schubspannungen, welche den Tangentialanteil des Erd-drucks bilden. Dadurch verringert sich die Vertikalspannung im Zwickelbereich zwischen Vertikal- und Horizontalschenkel.

Erddruck Das Hauptaugenmerk bei der Nachrechnung der Modellversuche lag auf den Ergebnissen des Erddrucks. Die typische räumliche Erddruckverteilung am Vertikalschenkel der Versuchswand läßt sich in Abb. 6 erkennen. Die Verteilung ist bzgl. der Mittelebene $y = 0,5 \text{ m}$ symmetrisch. Der Erddruck steigt mit zunehmender Tiefenlage z an. Betrachtet man eine beliebige horizontale Ebene, so ist ein starker Abfall hin zu den Kastenseitenwänden ($y \rightarrow 0$ bzw. $y \rightarrow 1 \text{ m}$) festzustellen. Dadurch tritt unmittelbar am Rand der

Versuchswand nur ein sehr geringer Erddruck auf. Dies ist eine Folge des oben beschriebenen Abfalls der Vertikalspannungen infolge der Reibung an den Kastenseitenwänden.

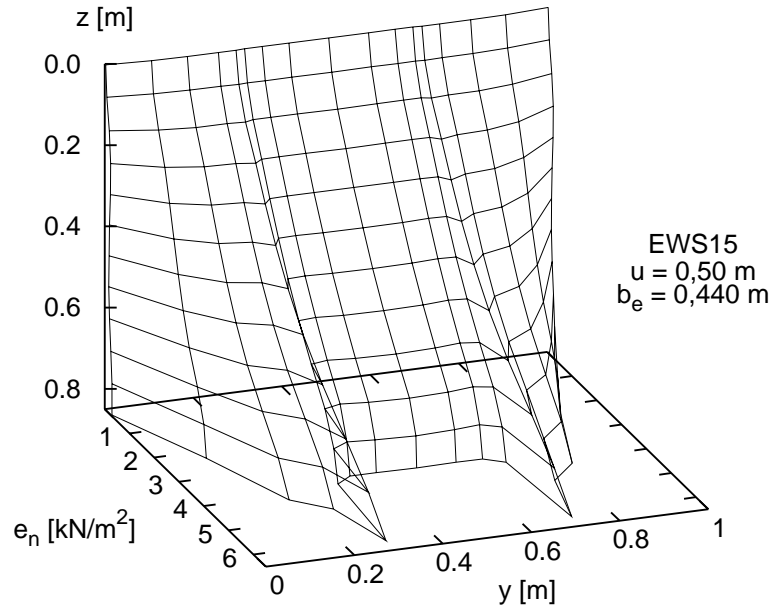


Abbildung 6: Räumliche Erddruckverteilung am Wandquerschnitt

Weiterhin charakteristisch ist der im Messwandbereich ($0,3\text{ m} < y < 0,7\text{ m}$) im Vergleich zu den Seitenflächen deutlich geringere Erddruck. Dieses Verhalten verstärkt sich mit zunehmender Tiefe. Es resultiert aus der gegenüber den Seitenflächen deutlich größeren Nachgiebigkeit der Messdosen. Diese verformen sich unter dem Erddruck, wodurch es zu horizontalen Spannungsumlagerungen von den Messdosen auf die starren Seitenflächen kommt. An den Kanten zwischen den Wandbereichen ergibt sich deshalb ein Sprung in der Größe des Erddrucks.

Abb. 7 zeigt die Verteilung der Kontaktschubspannung über den Wandquerschnitt. Der lagenweise Einbau bedingt die Verdichtung der jeweils vorher eingebauten Bodenschichten, es kommt zu vertikalen Relativverschiebungen zwischen Wand und Boden. Diese induzieren vertikal gerichtete Kontaktschubspannungen, welche mit zunehmendem Überlagerungsdruck größer werden. Es zeigt sich deutlich, dass aus den o. g. Gründen in den Zwickeln zwischen Wand und Kastenseitenwänden ($y \rightarrow 0$ bzw. $y \rightarrow 1\text{ m}$) neben dem Normalanteil des Erddrucks auch der Tangentialanteil sehr stark abnimmt.

Weiterhin ist zu erkennen, dass die Verformung des nachgiebigen Messwandbereiches ($0,3\text{ m} \leq y \leq 0,7\text{ m}$) horizontale Verformungen und damit horizontale Kontaktschubspannungen hervorruft. Diese sind jeweils zum nachgiebigen Bereich hin gerichtet.

Aus der Kontaktschubspannung (tangentialer Erddruck) und dem Normalanteil des Erddrucks lässt sich die räumliche Neigung δ' des Erddrucks zur Wandnormalen bestimmen.

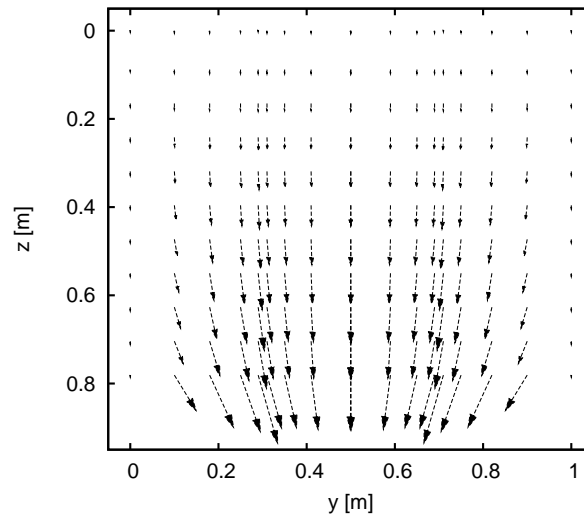


Abbildung 7: Verteilung der Kontaktschubspannung (tangentialer Erddruckanteil) über den Wandquerschnitt

Diese ergibt sich zu

$$\tan \delta' = \frac{\sqrt{e_{ty}^2 + e_{tz}^2}}{e_n} \quad (30)$$

und ist in Abb. 8 dargestellt. Die Erddruckneigung reicht dabei von 0° am Wandfuß bis zu etwa 45° in einigen Bereichen des Wandkopfs. Die geringe Neigung am Wandfuß geht auf die fehlenden Relativverschiebungen im Wandzwickel zurück, die hohen Werte am Wandkopf resultieren aus dem oberflächennah geringen Druckniveau. Es wird deutlich, dass die Erddruckneigung kein konstanter Wert ist, sondern in Abhängigkeit von

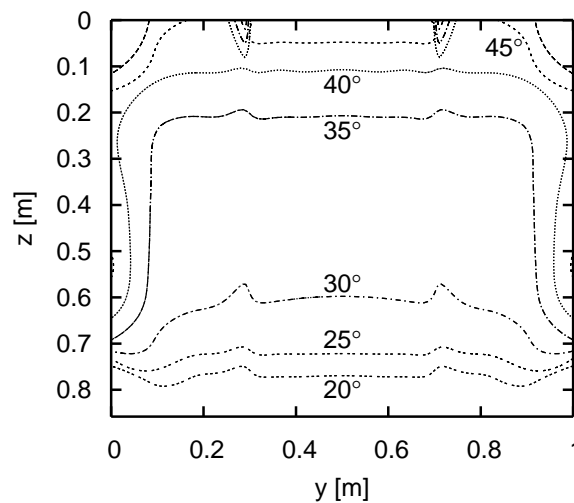


Abbildung 8: Verteilung des Kontaktneigungswinkel δ' über den Wandquerschnitt

Spannungsniveau und Relativverschiebung sehr unterschiedliche Werte annehmen kann. Nichtsdestotrotz wird im Messwandbereich überwiegend eine Neigung von ca. 30° erreicht.

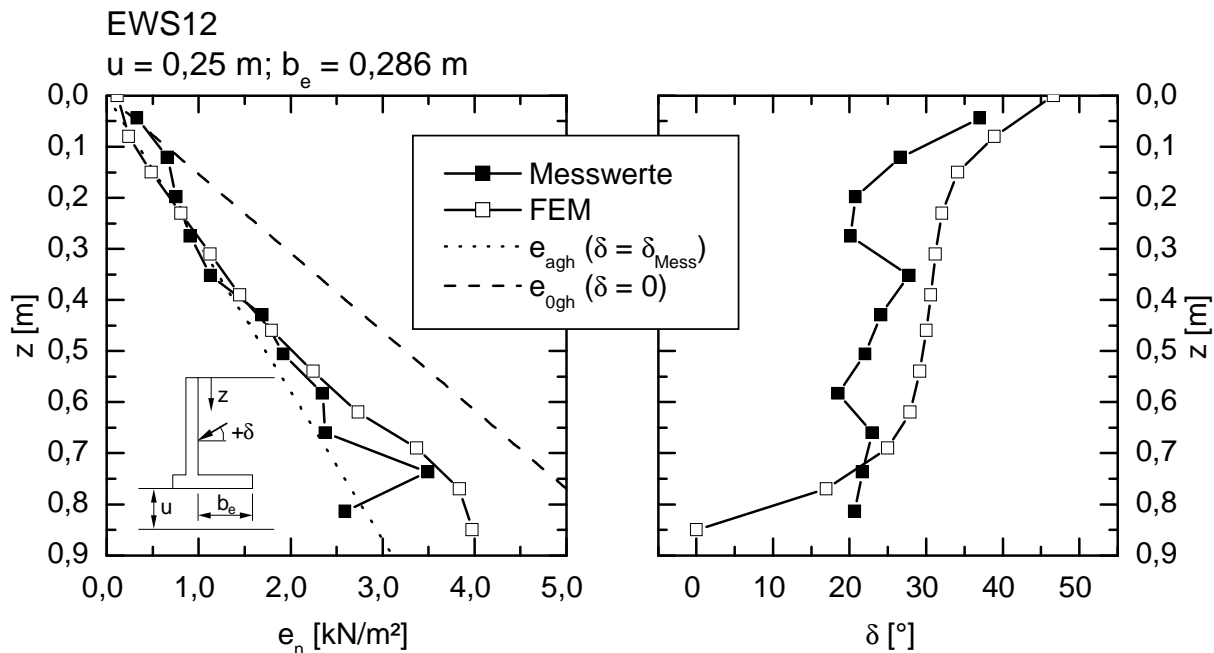


Abbildung 9: Erddruck und Erddruckneigung. Messwerte und Nachrechnungsergebnisse

In Abb. 9 sind Messwerte und Nachrechnungsergebnisse für Erddruck und Erddruckneigung gegenübergestellt. Die Werte der Nachrechnungen ergeben sich dabei als Mittelwerte über die Breite der Messdosen. Als Vergleich dienen der aktive Erddruck sowie der Erdruhedruck, ausgehend von dem im Versuch realisierten Neigungswinkel der Erddruckresultierenden. Die im Versuch ermittelten Erddruckverteilungen können mit den FE-Berechnungen generell recht gut nachvollzogen werden.

Im oberen Wandbereich bis zu einer Tiefenlage von $z = 0,15 \dots 0,25$ m wird in den Nachrechnungen nahezu der aktive Erddruck mobilisiert, was auf die Horizontalbewegung des Wandkopfs beim Einbringen der letzten Bodenschichten zurückzuführen ist. Demgegenüber stehen Messwerte in der Größe des Erdruhedrucks. Die Ursachen dafür liegen in der Technologie des Sandeinbaus begründet.

In mittleren Tiefenlagen bis hin zu $z = 0,70$ m ist in Messung und Versuch übereinstimmend ein leicht überproportionaler Anstieg des Erddrucks mit der Tiefe festzustellen, wobei die Messergebnisse aufgrund der imperfekten Bedingungen eines Versuchs im Vergleich zur Nachrechnung streuen.

Charakteristisch für den unteren Wandbereich ist das unterproportionale Anwachsen des Erddrucks gefolgt von einem geringen Abfall. Dieses Verhalten ist in den Versuchen sehr ausgeprägt und wird von den Nachrechnungen tendenziell bestätigt. Als Ursache für dieses Verhalten kommt die konstruktive Ausbildung der Versuchswand im Zwickel zwischen

Horizontal- und Vertikalschenkel in Betracht, wodurch sich die wirksame Steifigkeit einzelner Messdosen verringert und der Erddruck etwas abfällt.

Die vom Wandkopf nach unten zu abnehmende Erddruckneigung kann mittels des hypoplastischen Kontaktgesetzes von der Tendenz her nachvollzogen werden. Somit gelingt eine realitätsnähere Beschreibung der Mobilisierung dieser Art von tangentialen Kontaktspannungen, als dies mit der Annahme eines konstanten Wandreibungswinkels möglich gewesen wäre. Im überwiegenden Teil der Wand liefern die Nachrechnungen dabei etwas größere Neigungen, lediglich im unteren Wandfünftel ergeben sich geringere.

6 Zusammenfassung

Bei der Berechnung von Boden-Bauwerk-Interaktionen mit der Finiten-Elemente-Methode findet für den Boden zunehmend das hypoplastische Stoffgesetz Verwendung. Mit dem vorgestellten hypoplastischen Kontaktgesetz wird es möglich, nicht völlig rauhe Reibungskontakte auch bei zweidimensionaler Kontaktflächen konsistent zur Bodenmodellierung zu beschreiben. Dafür werden die beiden zusätzlichen Parameter Dicke der Scherzone und Verhältniswert zwischen maximal mobilisierbarer Kontaktreibung und Reibungswinkel erforderlich. Für beide Parameter finden sich Anhaltswerte in der Literatur, wobei aufgrund der schnellen, durch die Scherzonendicke beeinflussten Mobilisierung der Kontaktschubspannung der Verhältniswert den größeren Einfluss auf die Ergebnisse aufweist.

Der besondere Vorteil der vorgestellten Lösung besteht darin, das druck- und dichteabhängige Reibungsverhalten von grobkörnigen Böden auf festen Oberflächen mit einem Parametersatz beschreiben zu können.

Anhand von Simulationen von Einzelscherversuchen konnte die gute Eignung des Kontaktbeschreibung gezeigt werden.

Im Rahmen von numerischen Untersuchungen zum Erddruck auf Winkelstützwände erfolgte eine Anwendung des Kontaktgesetzes. Der Vergleich der Ergebnisse der Versuche mit denen der Berechnungen verdeutlicht, dass damit verschiedene, auf das Kontaktverhalten zurückzuführende Phänomene gut nachvollzogen werden können.

Literatur

- [1] ABAQUS/STANDARD: *User's Manual, Version 5.8*
- [2] ARNOLD, M.: *Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand*. Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 13, 2004

- [3] BRANSBY, P. L. ; SMITH, I. A.: Side friction in model retaining-wall experiment. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 101 (1975), Nr. 7, S. 615–632
- [4] GUTJAHR, S.: Ein hypoplastisches Reibungsgesetz zur Modellierung von Kontaktflächen zwischen Boden und Bauwerk. In: FRANKE, D. (Hrsg.): *OHDE-Kolloquium 2001*, Institut für Geotechnik der TU Dresden, Heft 9, 2001, S. 49–64
- [5] GUTJAHR, S.: *Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand*. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 25, 2003
- [6] HERLE, I.: *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 142, 1997
- [7] HERLE, I. ; NÜBEL, K.: Hypoplastic description of the interface behaviour. In: PANDE, G. (Hrsg.) ; PIETRUSZCZAK, S. (Hrsg.) ; SCHWEIGER, H. (Hrsg.): *Int. Symp. Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VII, Graz*, A.A.Balkema, 1999, S. 53–58
- [8] KISHIDA, H. ; UESUGI, M.: Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. *Géotechnique* 37 (1987), Nr. 1, S. 45–52
- [9] LAUER, C.: *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Konzept der Referenzzustände für nichtbindige und gemischtkörnige Böden*, TU Dresden, Diplomarbeit, 2000, unveröffentlicht
- [10] MAIER, T.: *Numerische Modellierung der Entfestigung im Rahmen der Hypoplastizität*. Schriftenreihe des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 24, 2002
- [11] NÜBEL, K. ; NIEMUNIS, A. *Hypoplastische Stoffgesetzroutine umatibf.f.* URL: www.rz.uni-karlsruhe.de/~gn25/ibf/lbg/forschung/hypoplasticity/umatibf.zip, 1999
- [12] TEICHMANN, J.: *Scherzonenbildung und Verspannungseffekte in Granulaten unter Berücksichtigung von Korndrehungen*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 117, 1989
- [13] VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: *Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 141, 1997

Eurocodes und DIN-Normen als Grundlage für den geotechnischen Entwurf

B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Kurzfassung *In den letzten Jahren sind zwei wichtige geotechnische Normen, die Neufassungen der DIN 1054 Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau (2005-01) und die DIN 4020 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke (2003-09) im Weißdruck erschienen. Gleichzeitig wurde der Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1 Allgemeine Regeln vom CEN veröffentlicht. Nach einer Kalibrierungsperiode von 2 Jahren und einer Koexistenzperiode von weiteren 3 Jahren müssen alle deutschen Normen zurückgezogen werden, die Regelungen der Eurocodes enthalten. In etwa 5 Jahren wird daher die neue DIN 1054 in der jetzigen Form nicht mehr existieren und vom Eurocode abgelöst werden. Es wird dargestellt, welche inhaltlichen und formalen Anpassungen für die zukünftigen deutsch-europäischen geotechnischen Normen erforderlich werden und wie die in den deutschen Normen enthaltenen speziellen deutschen Erfahrungen im Erd- und Grundbau in das neue Normenwerk integriert werden.*

1 Einleitung

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaft in einem von der EU finanzierten und kontrollierten Programm, Bemessungsnormen für das Bauwesen zu erarbeiten. Ziel des Eurocode-Programms der Harmonisierung technischer Normen war nicht nur die Beseitigung technischer Handelshemmnisse innerhalb Europas, sondern auch die Sicherung der Wettbewerbs- und Zukunftsfähigkeit der Unternehmen. Die Arbeit an den Eurocodes ist weitgehend abgeschlossen. Die letzten Eurocodes werden voraussichtlich 2005 durch die nationalen Normungsinstitute der Mitgliedsstaaten ratifiziert.

Parallel zu den Eurocodes sind in den letzten Jahren in Deutschland neue nationale Bemessungsnormen für den konstruktiven Ingenieurbau und die Geotechnik erarbeitet worden, um das Teilsicherheitskonzept der Eurocodes mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren zu verbinden und dem Anwender für eine Übergangszeit eine verbindliche normative Regelung zur Verfügung zu stellen. Diese nationalen Normen sind zum großen Teil mittlerweile in Deutschland auch bauaufsichtlich eingeführt worden.

Im Rahmen der Europäischen Verträge haben sich die Mitgliedsländer der Europäischen Union zur Harmonisierung der nationalen und europäischen Baunormen folgende normenrechtliche Ziele gesetzt:

- Die Eurocodes des Bauwesens sind von allen Mitgliedsstaaten der EU einzuführen und anzuwenden.
- Konkurrierende nationale und europäische Normen sind nicht zulässig. Deshalb sind nationale Normen, für die es europäische Normen gibt, nach einer Übergangsfrist zurück zu ziehen.
- Nationale Normen sind nur in den Bereichen zulässig, in denen es keine europäischen Normen gibt. Sie dürfen europäischen Normen nicht widersprechen.

Für die Umsetzung dieser Ziele wurde folgender Zeitplan zur Umsetzung der Eurocodes nach ihrer Veröffentlichung durch das CEN festgelegt:

- Während einer Kalibrierungsperiode von 2 Jahren sind die sog. Nationalen Anhänge für die Eurocodes zu erstellen.
- Nach einer Koexistenzperiode von weiteren 3 Jahren sind dann die nationalen Normen zurückzuziehen, für die es Eurocodes gibt.

In etwa 5 Jahren werden daher die neuen Bemessungsnormen des konstruktiven Ingenieurbaus und der Geotechnik in der jetzigen Form nicht mehr existieren und von den Eurocodes und den nationalen Anhängen abgelöst werden. Es wird dargestellt, welche inhaltlichen und formalen Anpassungen erforderlich sind, um die in den deutschen Normen enthaltenen speziellen deutschen Erfahrungen im Erd- und Grundbau in das neue Normenwerk zu integrieren.

2 EC 7-1 und DIN 1054

Zur Bemessung liegen in der Geotechnik zum einen

- der Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln (2004-11) und zum anderen
- die neue DIN 1054 (2005-01) "Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau"

vor. Die DIN 1054 wurde parallel zum EC 7-1 erarbeitet, um das Teilsicherheitskonzept der Eurocodes mit den speziellen deutschen Erfahrungen und Verfahren zu verbinden und dem Anwender für eine Übergangszeit eine verbindliche normative Regelung zur Verfügung zu stellen. Der Inhalt des EC7-1 und der DIN 1054 ist in Abbildung 1 durch zwei Kreisflächen dargestellt, die sich überschneiden, weil der größte Teil Regelungen der beiden Normen gleich ist.

Die Schnittmenge des Überschneidungsbereichs enthält die wichtigsten und grundlegenden Festlegungen, z. B. die Definition der Grenzzustände und das Teilsicherheitskonzept. Sie entspricht dem normativen Teil des EC 7-1. Daneben gibt es eine Reihe von Festlegungen im EC 7-1, die nicht in der DIN 1054 enthalten sind. Dazu gehören z. B. die Nachweisverfahren, für die wir uns in Deutschland nicht entschieden haben, und die informativen Anhänge mit erdstatischen Berechnungsverfahren, für die wir eigene Normen haben. Als letztes, aber als wichtigstes ist der Bereich der DIN 1054 zu erwähnen, der nicht im EC 7-1 enthalten ist. Dieser Bereich umfasst alle speziellen deutschen Erfahrungen, die wir natürlich auch in Zukunft weiter verwenden wollen.

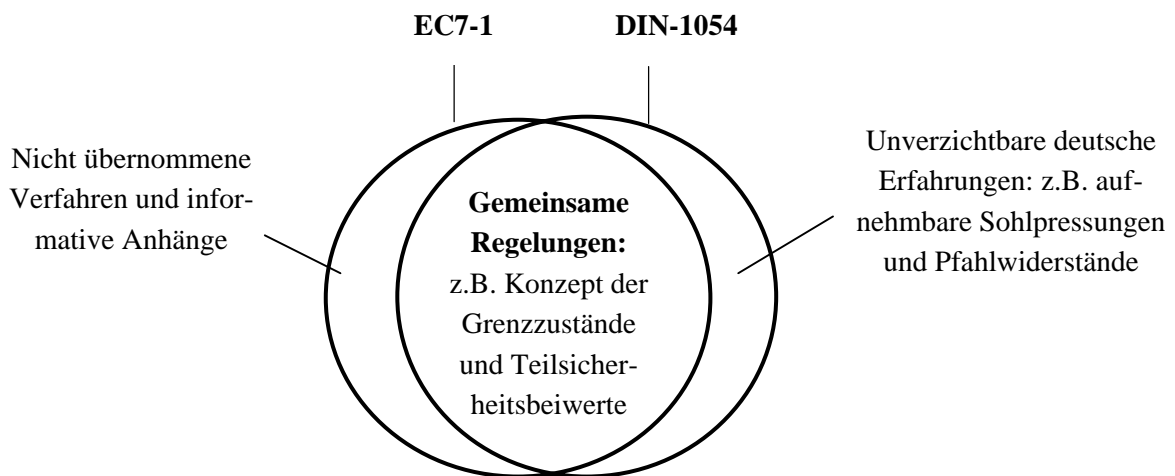


Abbildung 1: Regelungsbereiche des EC 7-1 und der DIN 1054

Die DIN 1054 und EC 7-1 sind zum großen Teil inhaltlich gleich. Die DIN ist daher eine mit dem EC 7-1 konkurrierende nationale Norm, die in ihrer jetzigen Form nach einer Übergangsfrist zurückgezogen werden muss. Die Übergangsfrist hat zwei Phasen. In einer sogenannten Kalibrierungsperiode von 2 Jahren ist eine nationale Fassung des EC 7-1 herzustellen. Nach einer Koexistenzperiode von 3 Jahren, während derer sowohl die alten nationalen Normen als auch die Eurocodes gelten dürfen, müssen die konkurrierenden nationalen Normen zurückgezogen werden.

Die deutsche Fassung des Eurocodes 7-1 als DIN EN 1997-1 wird aus

- dem vollständigen deutschen Text des Eurocodes einschließlich aller Anhänge,
- einer nationalen Titelseite, einem nationalen Vorwort und
- einem sog. Nationalen Anhang

bestehen. In dem *Leitpapier Anwendung der Eurocodes* hat die Europäische Kommission Vorschriften darüber erlassen, was in den Nationalen Anhang aufzunehmen und wie er aufgebaut ist. Darin wird zunächst noch einmal bekräftigt:

„2.1.1 Die Bestimmung von Sicherheitsniveaus für Hoch- und Ingenieurbauwerke und für Teile davon einschließlich der Aspekte der Dauerhaftigkeit und der Wirtschaftlichkeit ist und bleibt in der Zuständigkeit der Mitgliedstaaten.“

Gleichzeitig werden jedoch dem nationalen Entscheidungsspielraum Grenzen gesetzt:

„2.3.4 Ein nationaler Anhang kann den Inhalt eines EN Eurocodes in keiner Weise ändern, außer wo angegeben wird, dass eine nationale Wahl mittels national festzulegender Parameter vorgenommen werden kann.“

„2.1.6 Es sollte in nationalen Vorschriften vermieden werden, Bestimmungen der EN Eurocodes, z. B. Anwendungsregeln, durch nationale Regelungen zu ersetzen. Wenn jedoch nationale Vorschriften vorsehen, dass der Tragwerksplaner von den EN Eurocodes oder bestimmten Vorschriften davon (z.B. Anwendungsregeln) abweichen kann oder sie nicht anwenden muss - auch nach Ablauf der Koexistenzperiode - werden Entwurf und Bemessung nicht als "Entwurf und Bemessung gemäß der EN Eurocodes" bezeichnet.“

Ein Entwurf, der auf Grundlage von Vorschriften aufgestellt wurde, die nicht den Eurocodes entsprechen, hat also nicht mehr das Gütesiegel „Entwurf und Bemessung gemäß der EN Eurocodes“.

In den Nationalen Anhang der DIN EN 1997-1, der als gesondertes Dokument (DIN EN 1997-1- NA-1) erscheinen wird, darf nach dem *Leitpapier Anwendung der Eurocodes* nur folgendes aufgenommen werden:

- die Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte,
- die Entscheidung für ein Bemessungsverfahren, wenn mehrere Verfahren zur Wahl gestellt sind,
- die Entscheidungen bezüglich der Anwendung informativer Anhänge,
- länderspezifische Angaben (geografischer, klimatischer Art usw.), z. B. eine Schneekarte und
- Verweise auf nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen.

Der Nationalen Anhang darf also keinerlei zusätzliche nationale normative Regelungen enthalten. Für die spezifisch nationalen Regelungen sind aber weiterhin nationale Normen möglich, auf die im Nationalen Anhang verwiesen wird.

Um die speziellen deutschen Erfahrungen der DIN 1054 zu erhalten, muss die DIN 1054 also überarbeitet werden, indem alle Regelungen gestrichen werden, die schon im Eurocode enthalten sind. Die so überarbeitete DIN 1054 stellt keine Konkurrenz mehr zum EC 7-1 dar. Sie ist eine nationale Ergänzung des EC 7-1, deren Regelungen dem EC 7-1 nicht widersprechen, so dass sie als nationale Norm bestehen bleiben kann. Parallel zum Nationalen Anhang muss daher eine neue DIN 1054 erarbeitet und ebenso zum Jahr 2007 fertig gestellt werden, denn ohne die nationalen ergänzenden Regelungen der neuen DIN 1054 können die Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nach dem EC 7-1 nicht durchgeführt werden.

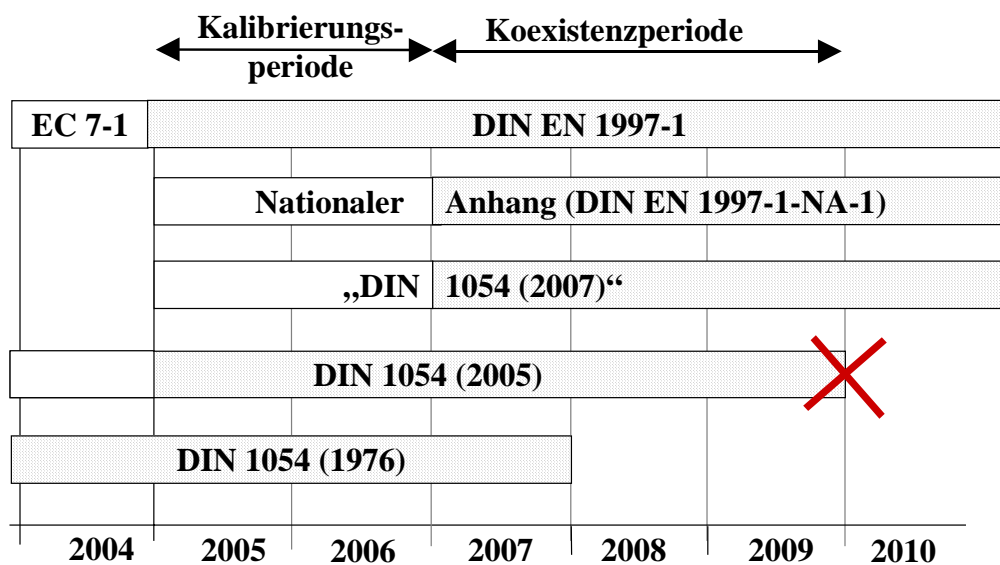


Abbildung 2: Zeitplan für die Einführung des Eurocode DIN EN 1997-1

Der ungefähre Zeitplan der weiteren Entwicklung des EC 7-1 und der verschiedenen Fassungen der DIN 1054 ist in Abbildung 2 dargestellt. Zur Zeit gilt noch die alte DIN 1054 von 1976. Nachdem die neue DIN 1054 (2005) Ende 2004 von der Fachkommission Bautechnik bauaufsichtlich eingeführt wurde, ist sie noch weitere 3 Jahre parallel gültig. Die offizielle deutsche Fassung des EC 7-1 ist Ende 2004 erschienen, so dass nach einer Kalibrierungsperiode von 2 Jahren und einer Koexistenzperiode von 3 Jahren etwa im Jahr 2009 die DIN EN 1997-1 "Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik - Allgemeine Regeln" mit dem Nationalen Anhang der DIN EN 1997-1-NA-1 gültig sein wird.

In dem Nationalen Anhang wird allerdings nicht nur auf die DIN 1054 (2007) verwiesen, sondern auch auf alle anderen in der Geotechnik zu beachtenden Normen wie z. B. die Berechnungsnormen DIN 4017 *Grundbruchberechnung*, DIN 4084 *Gelände- und Böschungsberechnungen* und DIN 4085 *Berechnung des Erddrucks* sowie die Herstellungsnormen des Spezialtiefbau.

Wie die bauaufsichtliche Einführung der DIN EN 1997-1, des Nationalen Anhangs der DIN EN 1997-1-NA-1 und der DIN 1054 (2007) geregelt wird, ist zur Zeit noch nicht klar.

Die drei Normen, die DIN EN 1997-1, Nationalen Anhang DIN EN 1997-1-NA-1 und die DIN 1054 (2007) sind leider alles andere als anwenderfreundlich, denn der Nutzer muss bei der Arbeit immer zwischen 3 Papieren hin- und herblättern. Deshalb wird möglicherweise als letzter Schritt ein DIN-Fachbericht erstellt, in dem alle drei Normen in einem Dokument zusammengefasst werden. Dabei könnte man drucktechnisch deutlich machen, welche Regelung aus welcher Norm stammen. Dies wäre für den Anwender sicherlich die beste Lösung.

3 DIN 4020 und EC 7-2

Eine ähnliche Situation wie bei den Bemessungsnormen ergibt sich in der Geotechnik bei den Normen für die Erkundung und Beurteilung des Baugrunds. Es liegt zum einen die überarbeitete DIN 4020 *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke* (2003-09) vor, die Ende 2003 als Weißdruck erschienen ist. Zum anderen wurde im letzten Jahr der Teil 2: *Erkundung und Untersuchung des Untergrunds* des Eurocodes 7 fertiggestellt und in einer Vorabstimmung positives Votum sichergestellt. Er wird z. Z. übersetzt, so dass auch der Teil 2 des Eurocodes 7 im Herbst 2005 ratifiziert werden kann.

Grund für die Überarbeitung der DIN 4020 war weniger die Anpassung an das neue Sicherheitskonzept der Eurocodes als die Tatsache, dass die alte DIN 4020 (1990) im Gegensatz zur DIN 1054 bauaufsichtlich nicht eingeführt war. Eine bauaufsichtlich eingeführte Norm unterscheidet sich von den sonstigen Normen dadurch, dass ihre Einhaltung im Baugenehmigungsverfahren vom Prüfstatiker oder der Bauaufsicht zu überprüfen ist. Damit wird baurechtlich die Anwendung des „Vier-Augen-Prinzip“ sichergestellt. Beim Baugrund bestand daher eine Sicherheitslücke, als Art und Umfang sowie die Bewertung der Baugrunduntersuchungen nicht überprüft und Baugrunduntersuchungen deshalb in der Praxis oft genug entsprechend schlampig durchgeführt wurden.

Die bauaufsichtliche Einführung der alten DIN 4020 (1990) war damals von der Bauaufsicht der Länder abgelehnt worden, weil die Norm Regelungen enthielt, die nicht Gegenstand einer Prüfung durch die Bauaufsicht oder den Prüfstatiker sein können. Die Überarbeitung der DIN 4020 sollte daher vor allem eine bauaufsichtliche Einführung ermöglichen. Sie bestand zu einem wesentlichen Teil in einer Neugliederung:

- Den Kern der überarbeiteten DIN 4020 (2003) bildet das Normblatt, das die prüfbaren normativen Regelungen zu den geotechnischen Untersuchungen enthält. Dieser Teil sollte bauaufsichtlich eingeführt und in die Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen werden.

- Die nicht bauaufsichtlich zu prüfenden Teile sind in vier normativen und informativen Anhängen zusammengefasst.
- Darüber hinaus gibt es ein Beiblatt, das Anwendungshilfen und Erläuterungen enthält.

Leider hat sich die Bauaufsicht der Länder auch nach dieser Überarbeitung nicht entschließen können, die DIN 4020 bauaufsichtlich einzuführen. Sie hat das u. a. damit begründet, dass in der eingeführten DIN 1054 mehrfach auf die DIN 4020 verwiesen wird. Das ist gut und richtig, doch ist ein Verweis in einer DIN für einen Prüfer keine zwingende Verpflichtung, zu kontrollieren, ob die zitierte DIN auch beachtet wurde. Gerade das sollte erreicht werden. Insofern bleibt die Sicherheitslücke bestehen, weil das „Vier-Augen-Prinzip“ bei den Baugrunduntersuchungen baurechtlich nicht verbindlich verankert wird. Der Bauherr wurde von der Bauaufsicht der Länder mit dem Baugrundrisiko allein gelassen!

Die Vereinigung von DIN 4020 (2003) mit dem EC 7-2 wird formal genauso erfolgen wie bei der DIN 1054 und dem EC 7-1. Mit dem Nationalen Anhang zum Eurocode wird auch die DIN 4020 überarbeitet werden müssen. Dabei werden alle Regelungen in der DIN 4020 gestrichen, die schon im Eurocode enthalten sind.

Nach der Kalibrierungsperiode und der Koexistenzperiode wird dann etwa im Jahr 2010 die DIN EN 1997-2 „Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik - Erkundung und Untersuchung des Untergrunds“ mit dem Nationalen Anhang der DIN EN 1997-2-NA-1 gültig sein. In dem Nationalen Anhang wird nicht nur auf eine überarbeitete DIN 4020 verwiesen, die die zusätzlich erforderlichen nationalen Regelungen zur Planung, Durchführung und Bewertung der Baugrunduntersuchungen enthält, sondern auch auf alle anderen bei Baugrunduntersuchungen zu beachtenden Normen wie z. B. die DIN 4094 *Baugrund - Erkundung durch Sondierungen*, die DIN 4021 *Aufschlüsse durch Schürfe und Bohrungen sowie die Entnahme von Proben*, die Normen für bodenmechanische Laborversuche wie z. B. DIN 18137 *Baugrund – Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit* sowie die Herstellungsnormen des Spezialtiefbau sowie die DIN 18196 *Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*. Ein Teil dieser Normen wird möglicherweise in den nächsten Jahren durch entsprechende europäische Normen ersetzt werden.

Ob und wie die bauaufsichtliche Einführung der DIN EN 1997-2, des nationalen Anhangs der DIN EN 1997-2-NA-1 und der neuen DIN 4020 geregelt wird, ist zur Zeit noch nicht klar.

4 Schlussbetrachtung

Bei der Diskussion der Eurocodes wird immer wieder die kritische Frage gestellt, ob denn der große Aufwand der jetzt über zwanzigjährigen Arbeit einer großen Zahl von Fachleuten des

Bauwesens in einem angemessenen Verhältnis zu dem erzielten Nutzen der Harmonisierung der Normen steht, insbesondere wenn man berücksichtigt, dass in wesentlichen Fragen noch kein verbindliches und einheitliches Vorgehen – wie bei den Standsicherheitsnachweisen – festgeschrieben wurde und auch die Größe der anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte in jedem Mitgliedsland anders festgesetzt werden kann.

Dieser Frage muss man sich offen stellen. Auf der Habenseite ist festzustellen, dass mit der Einführung des Teilsicherheitskonzepts der Eurocodes auch die deutschen technischen Baubestimmungen wesentlich vereinheitlicht wurden. So haben als Nebenprodukt die deutschen Baunormen, die EAU, die EAB und viele anderen Merkblätter ein einheitliches Nachweisformat bekommen, was alle Nutzer sicher begrüßen werden. Was die Harmonisierung innerhalb Europas anbetrifft, haben sich alle Beteiligten sicher eine weitergehende Vereinheitlichung erhofft. Wir haben unterschätzt, wie stark die unterschiedlichen Traditionen in Europa sind. Daher müssen wir akzeptieren, dass es im ersten Schritt zunächst noch drei konkurrierende Nachweisverfahren in Europa gibt. Es müssen jetzt weitere Schritte folgen, weil Normen Türöffner sind, um Technologien und Innovationen erfolgreich am Markt zu etablieren, und damit für Unternehmen ein wertvolles Instrument zur Sicherung ihrer Wettbewerbs- wie ihrer Zukunftsfähigkeit. Dies gilt insbesondere auch für die deutsche Bauindustrie, wo gerade die großen Konzerne z. Z. Gewinne fast ausschließlich im Ausland machen. Diese Offenheit der Eurocodes hat im Übrigen auch einen großen strategischen Vorteil. Weltweit stehen sich das amerikanische Normensystem der ASTM und die Eurocodes als Konkurrenten gegenüber. Gerade wegen ihrer Offenheit und Flexibilität ist eine Übernahme der Eurocodes für viele Länder attraktiv, weil es ihnen problemlos erlaubt, ihre eigenen Erfahrungen und Sicherheitsanforderungen zu integrieren. Zu einer positiven Bilanz kommt man daher, wenn man über die Grenzen Deutschlands hinaus schaut und sich vergegenwärtigt, welche Anforderungen die Zukunft und die globalisierten Märkte für die Bauindustrie stellen.

Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen

T. Holfelder & J. Kayser, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Kurzfassung *An Böschungen und Gewässersohlen der Bundeswasserstrassen können bei einem schnellen Wasserspiegelabsink infolge Schiffswellen kurzzeitig große Porenwasserüberdrücke und hohe hydraulische Gradienten auftreten. Die Ursache hierfür ist in fein verteiltem Gas zu sehen, welches das Porenwasser auch im permanent überstauten Bereich enthält. Schon geringe Gasanteile von weniger als 1% verändern vor allem die Kompressibilität der Porenwassers signifikant. Durch die Porenwasserüberdrücke werden die effektiven Spannungen im Boden reduziert, wodurch die Standsicherheit des Deckwerks und der Kanalböschung verringert wird. Der Beitrag stellt dar, inwiefern das Bodenverhalten durch die Porenwasserüberdrücke beeinflusst wird und welche Konsequenzen sich daraus für den geotechnischen Entwurf von Deckwerken und Böschungen an Wasserstraßen ergeben.*

1 Einleitung

Die Böschungen und Gewässersohlen der Schifffahrtskanäle und Flüsse müssen gegen zahlreiche hydraulische Einwirkungen geschützt werden. Als Böschungs- bzw. Sohlensicherung wird je nach den lokalen Gegebenheiten eine durchlässige oder dichte Auskleidung des Gewässers ausgeführt, das sogenannte Deckwerk. Ein durchlässiges Deckwerk ermöglicht den ungehinderten Wasseraustausch zwischen Untergrund und Wasserstraße. Es besteht meist aus einer Deckschicht aus Wasserbausteinen und einem darunter liegenden geotextilen oder mineralischen Filter, welcher die Filterstabilität zwischen Untergrund und Deckschicht gewährleisten muss. Ein dichtes Deckwerk verhindert den Wasseraustausch zwischen Wasserstraße und Untergrund. Die Abdichtung erfolgt entweder über eine dichte Deckschicht mit einer darunter liegenden geotextilen Trennlage oder durch eine Weichdichtung, oft aus Ton, welche zusätzlich unter dem durchlässigen Deckwerk eingebaut wird. Der geotextile oder mineralische Filter hat in diesem Fall lediglich die Funktion einer Trennlage (s. Abbildung 1).

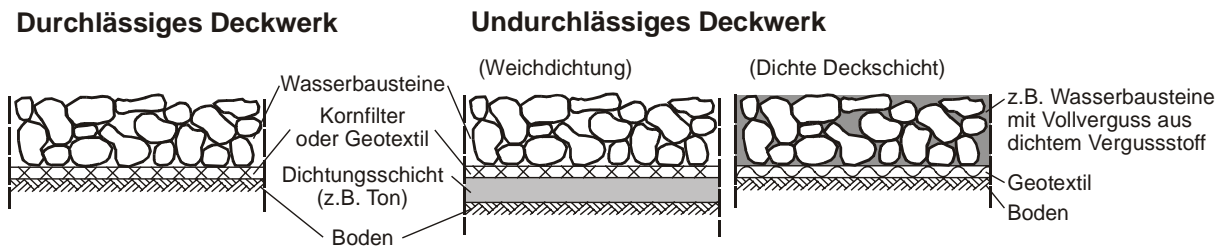


Abbildung 1: Grundsätzlicher Aufbau von Deckwerken an Kanälen

Bemessungsrelevant sind an den Kanälen meist die schiffahrtsinduzierten Einwirkungen. Hierbei treten Belastungen aus der Rückströmung des vom Schiff verdrängten Wassers neben dem Schiff, aus dem Schraubenstrahl, aus den Schiffswellen sowie aus dem schnellen Wasserspiegelabsenk auf (s. Abbildung 2). Ein Wasserspiegelabsenk kann auch durch Wehr-, Schleusen- und Kraftwerksbetrieb oder durch ablaufenden Hochwasser- und Tidewellen hervorgerufen werden.

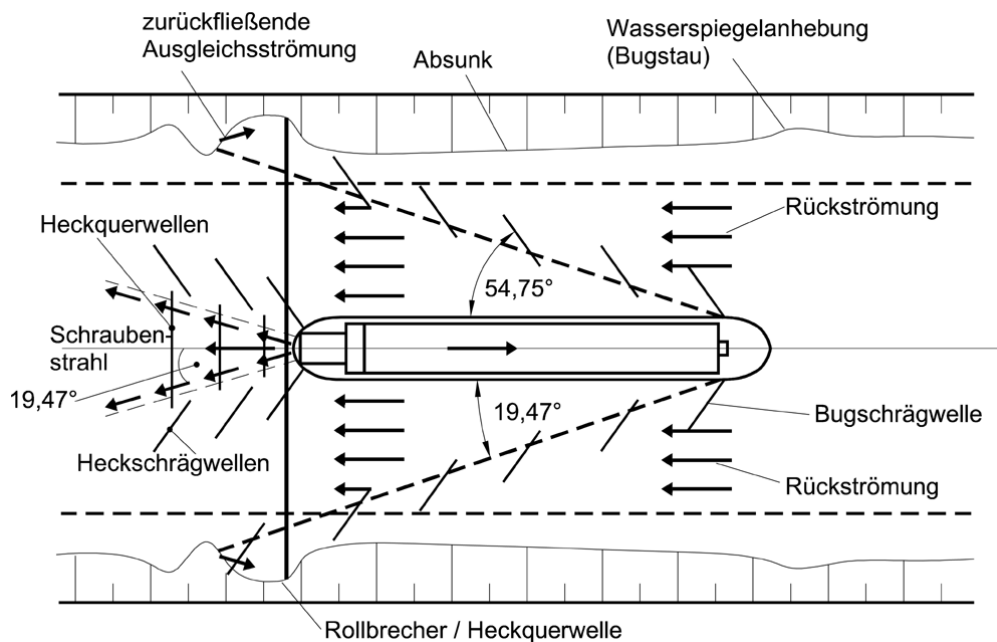


Abbildung 2: Belastungen auf Böschung und Gewässersohle durch die Schifffahrt [1]

Diese hydraulischen Einwirkungen müssen bei der Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen sowohl aus hydraulischer als auch aus geotechnischer Sicht berücksichtigt werden. Die hydraulische Belastung (direkte Wellen- und Strömungsbelastung) kann zu einer Verlagerung der einzelnen Wasserbausteine führen, und ihre Ermittlung dient dementsprechend der

Dimensionierung der aus hydraulischer Sicht erforderlichen Steingröße. Durch den schnellen Wasserspiegelabsenk hingegen können Porenwasserüberdrücke im Baugrund hervorgerufen werden, welche das erforderliche Flächengewicht für ein aus geotechnischer Sicht standsicheres Deckwerk maßgeblich beeinflussen.

Für den Bereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes wurde für die Standardanwendungen der Regelaufbau von Deckwerken in einem Merkblatt in Form von Regelbauweisen festgelegt [2]. Diese Regelbauweisen spiegeln die langjährigen Erfahrungen mit Deckwerken an Binnenwasserstraßen wider. Als solche sind sie als Mindestwerte anzusehen. Da jedoch zukünftig größere und leistungsstärkere Schiffe auf den Kanälen fahren werden ist eine Übertragung dieser Erfahrungen in die Zukunft nur bedingt möglich. Die Möglichkeit einer Bemessung in Abhängigkeit von den lokalen Gegebenheiten und den zukünftigen maximalen hydraulischen Einwirkung war bisher noch nicht vorhanden. Mit dem Mitteilungsblatt Nr. 87 der BAW „Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB)“ wurde diese Lücke nun geschlossen, und ein Handbuch erstellt, welches ein umfangreiches Formelwerk für die Ermittlung der hydraulischen Einwirkungen sowie die geotechnische Bemessung zu Verfügung stellt [1]. Ein wesentlicher neuer Aspekt der geotechnischen Bemessung ist die Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken, welche durch den schnellen Wasserspiegelabsenk hervorgerufen werden können.

Dieser Beitrag stellt zunächst die Entstehung der Porenwasserüberdrücke und ihre Auswirkungen auf die Deckwerke dar, um dann im nächsten Abschnitt auf die Berücksichtigung der Porenwasserüberdrücke in den Bemessungsformeln des GBB überzuleiten. Abschließend folgt eine Diskussion zur Sensitivität einzelner Parameter auf die Deckwerksbemessung.

2 Entstehung von Porenwasserüberdrücken durch den schnellen Wasserspiegelabsenk und ihre Auswirkung auf die Stabilität der Deckwerke an Wasserstraßen

2.1 Ursache des Porenwasserüberdruckes durch den schnellen Wasserspiegelabsenk

Der Porenraum im Boden unterhalb des Grundwasserspiegels wird in der Regel als vollständig wassergesättigt angesehen. Besteht ein unmittelbarer hydraulischer Kontakt zwischen

Gewässer und Porenwasser, so müsste eine Wasserspiegeländerung im Gewässer, wie sie z.B. durch eine Welle hervorgerufen wird, eine unmittelbare Druckänderung im Porenwasser bewirken, da das vollständig gesättigte Porenwasser inkompressibel ist.

Bei Naturmessungen konnte jedoch ein gedämpfte Druckreaktion beobachtet werden [4]. Die Ursache hierfür sind im natürlichen Porenwasser eingeschlossene, mikroskopisch kleine Gasblasen, die sowohl aus Luft als auch aus Gasen von bakteriellen Abbauprozessen bestehen können. Hierdurch verändert sich das physikalische Verhalten von Wasser schon ab einem Gasanteil von 1% erheblich, da nun die Gaseigenschaften mitberücksichtigt werden müssen. Maßgeblich wird zum Einen das Gesetz von Boyle-Mariotte, welches aussagt, dass das Produkt aus Gasdruck und Gasvolumen eines idealen Gases bei isothermen Randbedingungen konstant ist. D.h. bei einem Druckabfall, wie er z.B. bei einem Wasserspiegelabsink stattfindet, dehnt sich das Gas aus. Zum Anderen muss das Gesetz von Henry berücksichtigt werden, welches die Löslichkeit eines Gases in einer Flüssigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur und dem Druck beschreibt. Bei konstanter Temperatur reduziert sich bei einem geringer werdenden Druck die gelöste Gasmenge, d. h. bei einem Wasserspiegelabsink wird ebenfalls Gas frei. Die Konsequenz daraus ist, dass das Porenwasser nicht mehr als ideale, inkompressible Flüssigkeit betrachtet werden kann, sondern als Gas-Wassergemisch eine deutlich höhere Kompressibilität hat.

Betrachtet man nun eine Bodenpore, die eine kleine Gasblase enthält, so will sich diese Gasblase bei einer Druckreduktion im Porenwasser ausdehnen. Die Ausdehnung der Gasblase wiederum bewirkt eine Verdrängung von Porenwasser aus der Bodenpore (s. Abbildung 3). Deshalb ist der Druckausgleich im Porenwasser stets mit einem Massentransport verbunden, d. h. einer zum geringeren Druckpotenzial gerichteten Porenwasserströmung. Aufgrund der Wechselwirkung zwischen dem Massentransport und dem Druckpotenzial sind diese Strömungsvorgänge stark instationär.

Die Volumenausdehnungsgeschwindigkeit der Gasblase ist nach Boyle-Mariotte direkt proportional zur Druckänderungsgeschwindigkeit. Dementsprechend muss der Wassertransport aus der Pore mindestens der Druckänderungsgeschwindigkeit entsprechen, um einen Porenwasserüberdruck zu vermeiden. Ist die Druckänderungsgeschwindigkeit v_{za} ($v_{za} = \text{Absink } z_a / \text{Absinkzeit } t_a$) also höher als die hydraulische Durchlässigkeit des Bodens ($v_{za} \geq k$), entsteht

ein Porenwasserüberdruck (s. Abbildung 3). Der Porenwasserüberdruck ist der über den hydrostatischen Porenwasserdruck hinausgehende Wasserdruck in den Poren eines Erdstoffes. Die Entstehung des Porenwasserüberdrucks ist in hohem Maße instationär, d. h. die maximalen Drücke treten räumlich und zeitlich nur sehr kurz auf. In Abbildung 3 (rechts) ist bereits erkennbar, dass die Größe des Porenwasserüberdruckes wesentlich von der Durchlässigkeit des Bodens abhängig ist.

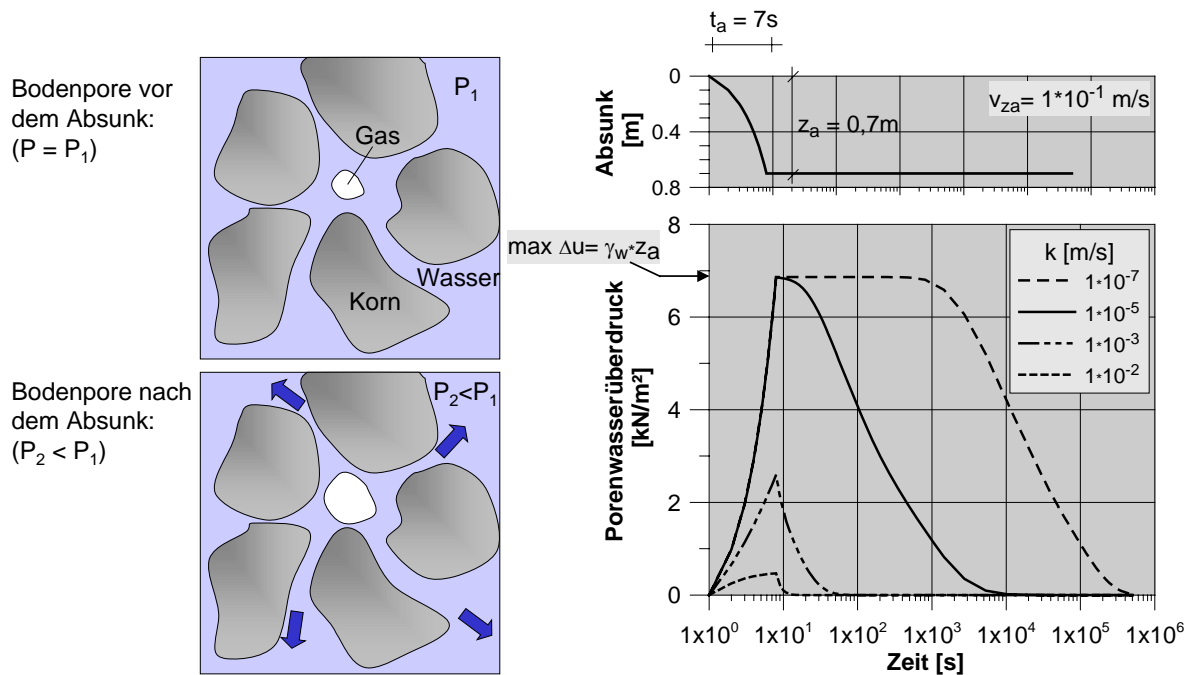


Abbildung 3: Entstehung des Porenwasserüberdruckes und Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit des Bodens

2.2 Zeitpunkt des maximalen Porenwasserüberdruckes

Der Höhe des Porenwasserüberdruckes ist sowohl zeitlich als auch räumlich veränderlich. Für die geotechnische Bemessung muss der maximale Porenwasserüberdruck in Ansatz gebracht werden, sowie die entsprechende Tiefe, in der dieser auftritt. Der maximale Porenwasserüberdruck tritt bei einem einfachen Absinkereignis aus einer Welle, wie es in Abbildung 4 (links) dargestellt ist, unmittelbar am Ende des schnellen Absinkes auf ($t=76s$). Tritt nach dem ersten Absink zusätzlich noch ein Heckabsink auf (z.B. bei hecklastig getrimmten Schiffen, s. Abbildung 4) sind Ort und Zeit des maximalen Porenwasserüberdruckes nicht immer eindeutig. Ein Teil des Porenwasserüberdruckes infolge des Bugabsinkes kann sich bis zum Auftreten des Heckabsinkes bereits abbauen. Die Geschwindigkeit dieses Abbaus ist jedoch stark von der hydraulischen Durchlässigkeit des Bodens abhängig. Während bei einer

Durchlässigkeit von $k=1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ der maximale Porenwasserüberdruck unmittelbar nach dem ersten Absink erreicht wird (Abbildung 4, Mitte), ist bei einer um 2 Zehnerpotenzen geringeren Durchlässigkeit die Heckwelle maßgeblich (Abbildung 4, Rechts).

Für die im Folgenden in Abschnitt 2.4 dargestellte Ermittlung des maximalen Porenwasserüberdruckes müssen deshalb bei einer Bug- und Heckwelle beide Absinkzeiten t_a mit den jeweiligen Absinktiefen z_a berücksichtigt werden.

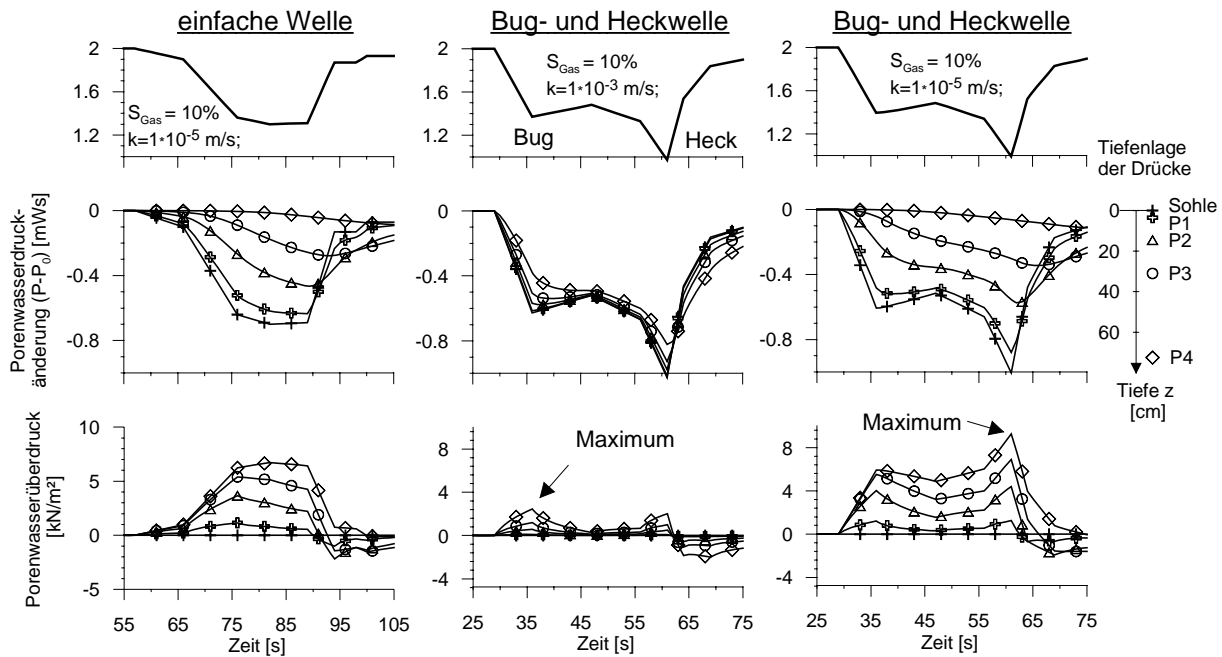


Abbildung 4: Porenwasserdruckreaktion einer numerischen Berechnung bei der einfachen Welle (Links) sowie einer Bug- und Heckwelle bei einer Durchlässigkeit von $k=1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ (Mitte) und $k=1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (Rechts)

2.3 Größe und Verlauf des Porenwasserüberdruckes

Die Größe und der Verlauf des Porenwasserüberdruckes infolge eines schnellen Wasserspiegelsunkes werden im Wesentlichen vom Absink z_a und von der Absinkzeit t_a (s. Abbildung 3, rechts) sowie von der Durchlässigkeit des Bodens k und der Kompressibilität des Wasser-Boden-Gemisches (inkl. Gasanteil) in der oberflächennahen Zone des Gewässerbetts bestimmt.

Der Porenwasserüberdruck nimmt im Boden mit der Tiefe z reziprok exponentiell zu und nähert sich maximal asymptotisch an den Wasserdruck aus dem maximalen Wasserspiegelabsink z_a an ($\max \Delta u = \gamma_w \cdot z_a$; s. Abbildung 5). In gering durchlässigen Böden entsteht der ma-

ximale Porenwasserüberdruck in geringer Tiefe z von wenigen Zentimetern, dementsprechend können die hydraulischen Gradienten $i = \Delta u / \Delta z$ dort auch sehr groß werden. Bei durchlässigeren Böden wird der maximale Porenwasserüberdruck erst in einigen Metern Tiefe erreicht und die hydraulischen Gradienten sind deutlich geringer, jedoch wirken sie auch in größerer Tiefe.

Bei den an den Wasserstraßen üblichen Wassertiefen von 4 bis 10m sind Sättigungsgrade zwischen 80% und 99% häufig anzutreffen. Die Bestimmung des tatsächlichen Gasgehaltes im Boden ist ausgesprochen schwierig. Bisher ist keine direkte Bestimmungsmethode bekannt und eine indirekte Bestimmung, z.B. durch Messung der Kompressibilität des Porenwassers im Triaxialgerät bedarf einer Probenentnahme, bei der eine Störung der Probe nahezu nicht zu vermeiden ist. Wie die Ergebnisse einer numerischen Berechnung zeigen (s. Abbildung 5), ist der Einfluss des Gasanteils auf den Porenwasserüberdruck letztlich nicht größer als der Fehler, der durch eine ungenaue Abschätzung der hydraulischen Durchlässigkeit um eine Zehnerpotenz entsteht. Aufgrund der Inhomogenität des Baugrundes ist der Durchlässigkeitsbeiwert häufig mit Ungenauigkeiten in dieser Größenordnung belegt. Der tatsächliche Gasgehalt im Boden ist demgegenüber nicht so entscheidend.

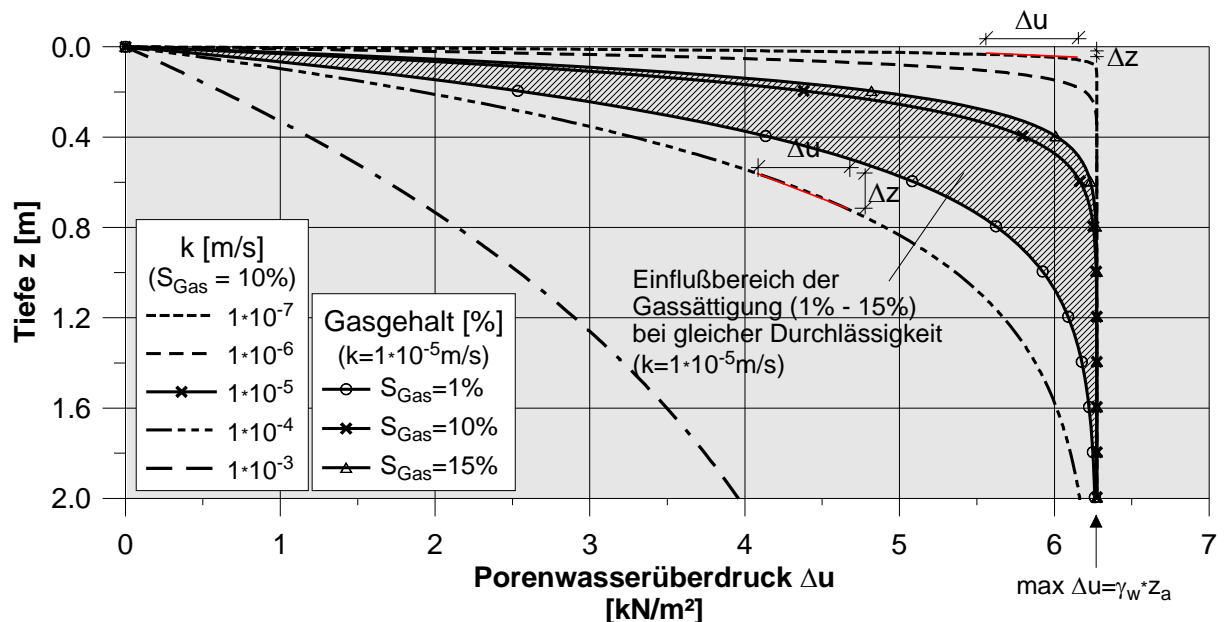


Abbildung 5: Verlauf des maximalen Porenwasserüberdruckes bei unterschiedlichen Durchlässigkeiten und Gasgehalten (Ergebnisse numerischer Simulationen für die einfache Welle zum Zeitpunkt $t = 76\text{s}$, s. Abbildung 4 links)

2.4 Mathematische Beschreibung des Porenwasserüberdruckes

Modellversuche und numerische Berechnungen von KÖHLER haben gezeigt, dass die eindimensionale Konsolidationsgleichung benutzt werden kann, um die instationäre Porenwasserdruckreaktion im Untergrund zu beschreiben [4]. Die maßgebende Gleichung zur Beschreibung dieses Porenwasserdruckphänomens kann wie folgt angegeben werden:

$$k \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = n\beta' \gamma_w \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (1)$$

mit:

- β' = Kompressibilität des Porenwassers (Wasser-Luft-Gemisch) [m²/kN]
- ε = volumetrische Dehnung im Boden [-]
- n = Porenvolumen des Bodens [-]
- z = Bodentiefe unterhalb des Wassers [m]
- t = Zeit [s]
- φ = piezometrische Druckhöhe [m]
- k = hydraulische Durchlässigkeit [m/s]
- γ_w = Wichte des Wassers [kN/m³]

Gleichung 1 beschreibt sowohl den Einfluss der Kompressibilität des Wasser-Luft Gemisches auf die instationäre Änderung des Porenwasserdruckes als auch die Wechselwirkung mit dem Korngerüst in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Bodens, welche zu Volumenänderungen im Boden führen können.

Für praktische Anwendungen wie z.B. die Bemessung von Deckwerken bzw. die Berücksichtigung des Porenwasserüberdruckes beim instationären Nachweis des hydraulischen Grundbruches (s. EAU 2004; E 115) wurde von KÖHLER [4] eine Funktion ermittelt, welche die Verteilung des Porenwasserüberdruckes Δu über die Tiefe z in Abhängigkeit von der Größe des Absunkes z_a sowie eines Porenwasserdruckparameters $b(k, t_a)$ beschreibt:

$$\Delta u(z) = \gamma_w \cdot z_a \cdot \left(1 - e^{-b \cdot z}\right) \quad (\text{GBB Gl. 5-107}) \quad (2)$$

Der Porenwasserdruckparameter b [1/m] berücksichtigt den Einfluss der Bodenluft bei einem mittleren Gasgehalt als auch die Steifigkeit des Bodens und kann in Abhängigkeit von der

hydraulischen Durchlässigkeit k sowie der maßgebenden Absinkzeit t_a nach der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$b = 0,166 \cdot k^{-0,327} \sqrt{\frac{5}{t_a}} \quad (3)$$

3 Bemessungsansätze für die Dicke von Deckwerken nach dem GBB

Bei der geotechnischen Bemessung einer Deckschicht ist zwischen der lokalen und der globalen Standsicherheit durchlässiger und dichter Deckwerke zu unterscheiden. Durch den Porenwasserüberdruck werden Sickerströmungen in Richtung der Bodenoberfläche ausgelöst, welche die lokale Standsicherheit einer Böschung bzw. Sohle vermindern (s. Abbildung 6). Bei der lokalen Standsicherheit ist das hierfür mindestens erforderliche Flächengewicht bzw. die Mindestdicke des Deckwerks zu ermitteln. Zudem ist die globale Standsicherheit der wasserseitigen Böschung nach DIN 4084 nachzuweisen.

Der Nachweis der lokalen Standsicherheit basiert auf dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054 (2005-01), bei dem die mit einem Teilsicherheitsfaktor erhöhten Einwirkungen kleiner sein müssen, als die mit einem Teilsicherheitsbeiwert reduzierten Widerstände. Die Sicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und für die Widerstände werden bei der Deckwerksbemessung mit 1,0 angesetzt, d. h. es ist keine Sicherheit eingerechnet. Die Begründung hierfür ist, dass ein Versagen des Deckwerks, welches zu einer Gefährdung der Standsicherheit führt, frühzeitig erkennbar ist und deshalb noch genügend Zeit für Unterhaltungsmaßnahmen vorhanden ist. Größere Katastrophen sind durch ein lokales Versagen deshalb nicht zu erwarten.

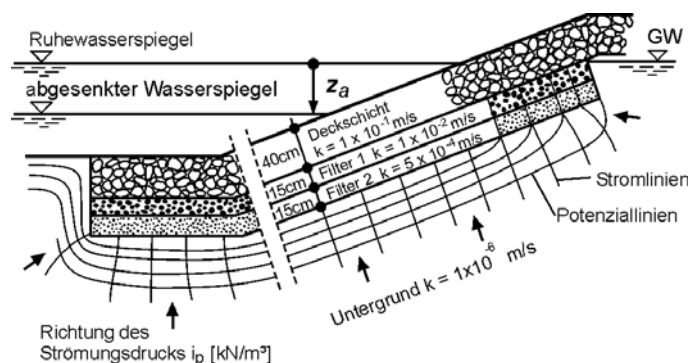


Abbildung 6: Strom- und Potenziallinien im Boden unter einer durchlässigen Böschungssicherung bei schnellem Wasserspiegelabsenkung [1]

In Abbildung 7 sind die effektiven Spannungen ohne den Porenwasserüberdruck (d.h. im Ruhezustand ohne Absink) und der Porenwasserüberdruck selbst über die Tiefe in einem Bodenelement an der Sohle dargestellt, das direkt unterhalb der Grenzfläche Wasser-Boden beginnt. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem der Porenwasserüberdruck sein Maximum erreicht hat. Die effektiven Spannungen σ' ohne den Porenwasserüberdruck sind in den oberen 55 cm geringer als der Porenwasserüberdruck Δu , dementsprechend würde sich der Boden, sofern er keine Kohäsion hat, in diesem Bereich wie eine viskose Flüssigkeit verhalten und aufschwimmen, er fluidisiert [5]. Findet hierbei eine Verlagerung von Bodenteilchen statt, so wird dies als hydrodynamische Bodenverlagerung bezeichnet.

Zur Vermeidung dieser Instabilität im Boden muss eine Auflast auf den Boden aufgebracht werden. An den Bundeswasserstraßen erfolgt dies meist nur an den Böschungen durch das durchlässige Deckwerk, welches i.d.R. aus einer Filterlage und Wasserbausteinen besteht (vgl. Abbildung 1). Das Deckwerk muss so mächtig gewählt werden, dass die effektiven Spannungen im Boden in jeder Tiefe größer als der maximale Porenwasserüberdruck sind. Wird die Auflast zu gering gewählt, so sind langfristig Schäden am Deckwerk durch lokale Bodenverlagerungen nicht auszuschließen.

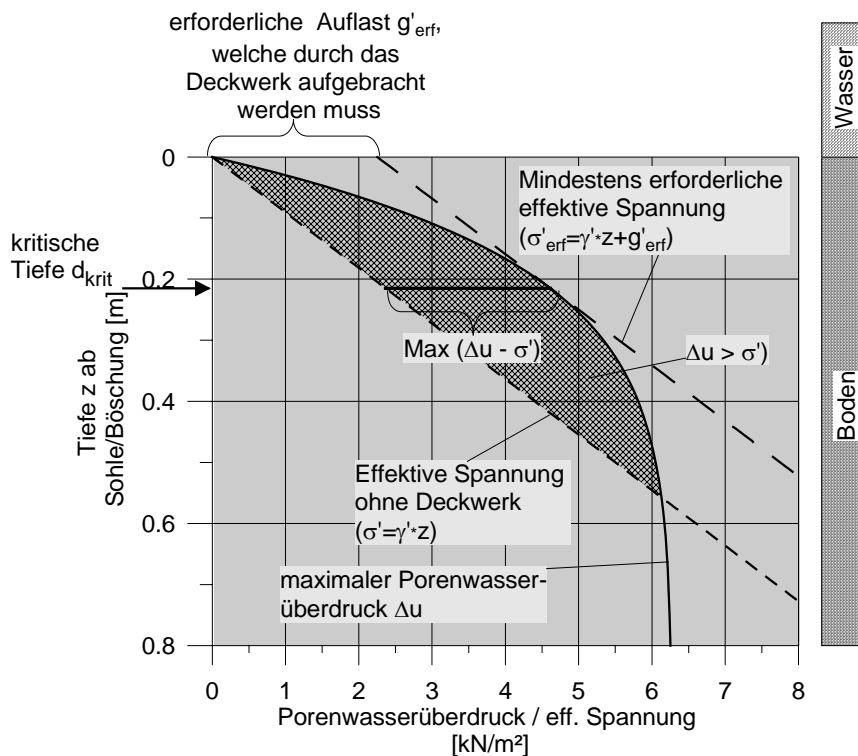


Abbildung 7: Verlauf der effektiven Spannungen (ohne Absink) und des maximalen Porenwasserüberdruckes (bei einem Absink) in einem Bodenelement unter der Sohle

Für die Bemessung eines Deckwerkes muss die maximale Differenz zwischen dem Porenwasserüberdruck und den effektiven Spannungen ohne Auflast ermittelt werden ($\text{Max}(\Delta u - \sigma')$). Diese tritt in der sogenannten „kritischen Tiefe“ d_{krit} auf, die durch Gleichgewichtsbetrachtungen ermittelt werden kann. Hierbei müssen je nach betrachtetem Versagensmechanismus die entsprechend auftretenden Kräfte und geometrischen Randbedingungen Berücksichtigung finden (Böschungneigung, Reibungswinkel des Bodens).

Grundsätzlich können beim Nachweis der lokalen Standsicherheit zwei Versagensmechanismen unterschieden werden. Einerseits muss nachgewiesen werden, dass es in keiner Tiefe zu einer hydrodynamischen Bodenverlagerung kommt, welche die Stabilität des Deckwerkes langfristig schädigen könnte. Andererseits muss das Deckwerk ausreichend gegen ein Abgleiten in einer böschungparallelen Bruchfuge des Bodens in der kritischen Tiefe d_{krit} unterhalb des Deckwerks bemessen sein. Der Nachweis beider Versagensmechanismen nach dem GBB wird nachfolgend kurz erläutert. Die Herleitung der Gleichungen sowie weitergehende Informationen sind dem GBB zu entnehmen [1].

3.1 Nachweis der Bemessung gegen hydrodynamische Bodenverlagerung nach dem GBB

Der Nachweis gegen hydrodynamische Bodenverlagerung entspricht dem in der Geotechnik üblichen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch, bei dem die haltenden Gewichtskräfte den treibenden Strömungskräften aus einem Porenwasserüberdruck gegenübergestellt werden.

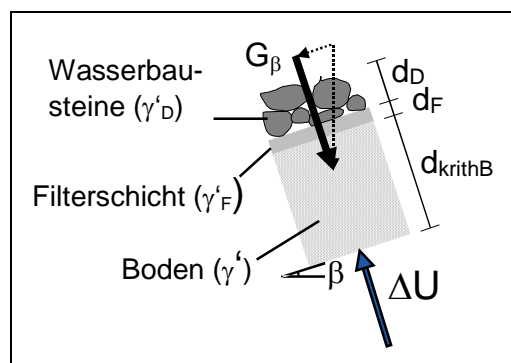


Abbildung 8: Kräftegleichgewicht für den Nachweis der hydrodynamischen Bodenverlagerung

Die kritische Tiefe für den Nachweis der hydrodynamischen Bodenverlagerung d_{kritB} lässt sich unter Berücksichtigung des Böschungswinkels β nach folgender Gleichung ermitteln:

$$d_{kritB} = \frac{1}{b} \ln \left(\frac{\gamma_w z_a b}{\gamma' \cos \beta} \right) \geq 0 \quad (\text{GBB Gl. 7-6}) \quad (4)$$

Aus dem Kräftegleichgewicht folgt der Zusammenhang:

$$g' = \gamma'_D d_D \geq \frac{\Delta u}{\cos \beta} - (\gamma'_F d_F + \gamma' d_{kritB}) \quad (\text{GBB Gl. 7-5}) \quad (5)$$

3.2 Erforderliches Flächengewicht der Deckschicht gegen Abgleiten des Deckwerks nach dem GBB

Die Porenwasserüberdruck baut sich senkrecht zur Böschungsoberfläche hin auf, so dass eine böschungsparelle Potentialverteilung entsteht. Diese bewirkt in der kritischen Tiefe d_{krit} ein Minimum in den effektiven Spannungen, d. h. hier werden die haltenden Reibungskräfte minimal. Der Nachweis gegen Abgleiten des Deckwerkes nach dem GBB basiert auf einem Kräftegleichgewicht in der kritischen Tiefe im plastischen Grenzzustand nach dem Rankine'schen Sonderfall. Die Gewichtskraft G' muss im Gleichgewicht stehen mit der durch den Porenwasserüberdruck in der kritischen Tiefe $\Delta U(d_{krit})$ reduzierten Reibungskraft Q , falls vorhanden der Kohäsionskraft C' sowie den haltenden Kräften F aus einer Fußstützung (τ_F) bzw. einer Aufhängung der Deckschicht (τ_A) (s. Abbildung 9).

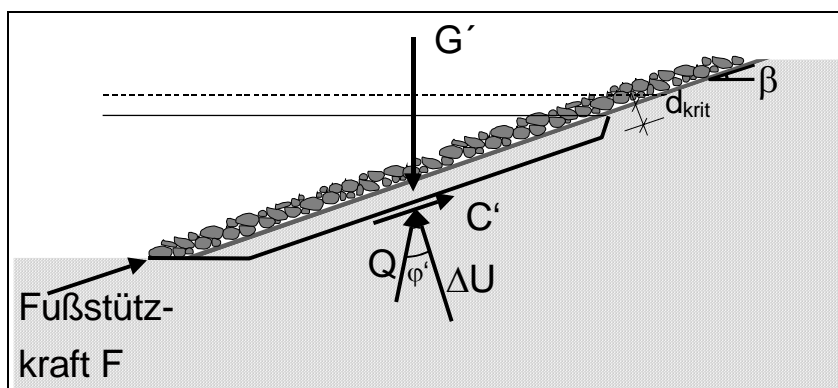


Abbildung 9: Kräftegleichgewicht für den Nachweis gegen Abgleiten der Böschung

Aus diesem Kräftegleichgewicht lässt sich die Formel für das erforderliche Flächengewicht der durchlässigen Deckschicht gegen Abgleiten herleiten:

$$g' = \gamma'_D d_D = \frac{\Delta u \tan \varphi' - c' - \tau_F - \tau_A}{\cos \beta \tan \varphi' - \sin \beta} - (\gamma'_F d_F + \gamma' d_{krit}) \quad (\text{GBB Gl. 7-2}) \quad (6)$$

gültig für $\varphi' > \beta$ mit

- c' effektive Kohäsion des Bodens [kN/m^2]
- φ' effektiver Reibungswinkel des Bodens [$^\circ$]
- τ_A Zusatzspannung [kN/m^2] aus einer Aufhängung der Deckschicht
- τ_F Zusatzspannung [kN/m^2] aus einer Fußstützung

Zur Ermittlung der kritischen Tiefe ist der Reibungswinkel zu berücksichtigen, da dieser über die Neigung der resultierenden Reibungskraft Q einen Einfluss auf das Kräftegleichgewicht hat. Die Tiefenlage der kritischen Bruchfuge d_{krit} lässt sich entsprechend berechnen zu:

$$d_{krit} = \frac{1}{b} \ln \frac{\tan \varphi' \gamma_W z_a b}{\cos \beta \gamma' (\tan \varphi' - \tan \beta)} \geq 0 \quad (\text{GBB Gl. 7-1}) \quad (7)$$

Üblicherweise erfolgt die Ausbildung des Deckwerks am Böschungsfuß mit einer Fußvorlage oder einer Fußeinbindung, seltener durch eine Fußspundwand [2]. Bei der Ermittlung des Flächengewichts der Deckschicht kann deshalb am Bruchkörper eine Fußstützkraft F angesetzt werden, die über die Fußkonstruktion aus dem Deckwerk in den Boden eingeleitet wird. Diese Fußstützkraft ist in Gleichung (6) als äquivalente Schubspannung in der Gleitfläche enthalten. Die Größe der mobilisierbaren Fußstützkraft ist einerseits abhängig von der Dicke des Deckwerkes als auch andererseits von der Ausbildung des Böschungsfußes. Ziel der Bemessung ist die wirtschaftliche Optimierung des Deckwerkes durch Variation dieser beiden Kriterien.

3.2.1 Ermittlung der mobilisierbaren Fußstützkraft für den Bruchmechanismus 1 (BM1)

Dem Rechenansatz zur Ermittlung der mobilisierbaren Fußstützkraft wurden auf der sicheren Seite liegende Vereinfachungen der Bruchgeometrie und der Scherwiderstände zu Grunde gelegt. Im Bruchmechanismus 1 (BM 1) wird ein Abscheren des Deckwerkes in einer horizontalen Fuge durch den Böschungsfußpunkt betrachtet, d.h. die mobilisierbare Fußstützkraft entspricht der Kraft die maximal von dem Deckwerk in den Böschungsfuß eingeleitet werden kann (s. Abbildung 10). Im Bruchmechanismus 1 ist diese abhängig vom Deckwerksaufbau und unabhängig vom Porenwasserüberdruck.

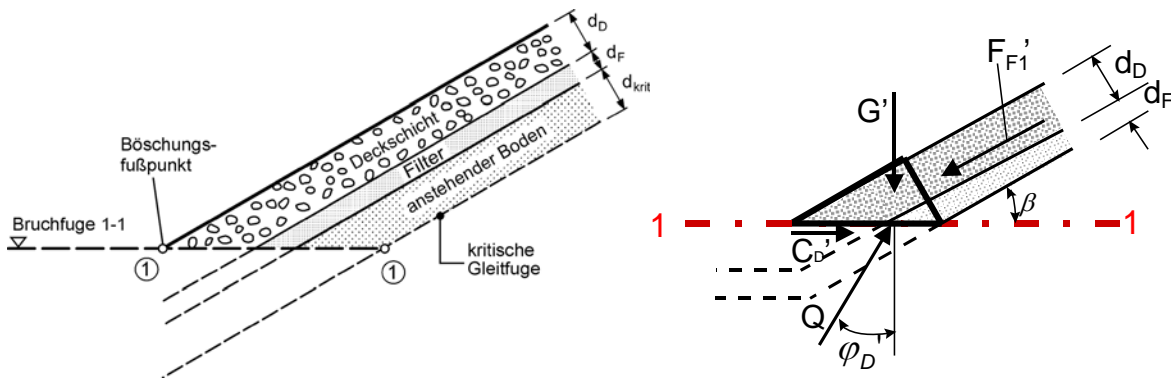


Abbildung 10: Bruchfuge im Bruchmechanismus 1 einer Fußstützung und Kräftegleichgewicht zur Ermittlung der maximalen Fußstützkraft F_{F1} [1]

3.2.2 Ermittlung der mobilisierbaren Fußstützkraft für den Bruchmechanismus 2 (BM2)

Der Bruchmechanismus 2 (BM 2) geht von einem Versagen der Fußstützung selbst aus. Dementsprechend müssen die unterschiedlichen Arten der Fußstützung unterschieden werden.

Bei einer Fußvorlage verläuft im Bruchmechanismus 2 die kritische Gleitfläche unmittelbar unterhalb der Filterschicht entlang der Grenze zwischen Untergrund und Fußvorlage und keilt unter dem passiven Erddruckkörper vor der Fußvorlage in Höhe der Gewässersohle aus (s. Bruchfuge 2-2 in Abbildung 11). Die aus der Fußvorlage mobilisierbare Fußstützkraft berechnet sich aus den zu fordernden Gleichgewichtsbedingungen aller angreifenden Kräfte sowohl innerhalb als auch außerhalb des Böschungsfußstützkörpers. Gegebenenfalls ist zusätzlich ein Kolk vor der Fußvorlage zu berücksichtigen. Zudem ist sicherzustellen, dass die Dicke der Fußvorlage ausreichend ist, um eine hydrodynamische Bodenverlagerung unter der Fußvorlage zu vermeiden (s. 3.1).

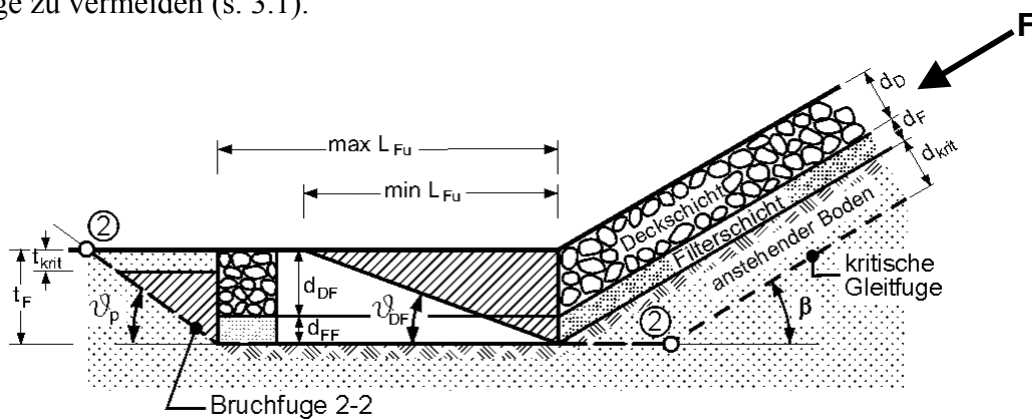


Abbildung 11: Bruchmechanismus 2 bei einer Böschungssicherung mit Fußvorlage [1]

4 Einfluss einzelner Parameter auf die Deckwerksdicke

In der geotechnischen Bemessung wird die erforderliche Deckwerksdicke ermittelt. Das Ergebnis wird durch eine Vielzahl an Parametern beeinflusst:

- hydraulische Parameter: Absink z_a , Absinkgeschwindigkeit t_a
- Bodenparameter: Durchlässigkeit k (\rightarrow Porenwasserdruckparameter b)
Reibungswinkel φ' , Kohäsion c' , Wichte γ
- Deckwerksparameter: Reibungswinkel φ_D' , Wichte γ_D
- Konstruktionsparameter: Fußeinspannung, Wassertiefe h_w , Böschungsneigung m

Zur Ermittlung der Sensitivität der Berechnungsergebnisse bezüglich dieser Parameter wurde ein Standardfall ($z_a = 0,6$ m, $t_a = 5$ s, $k = 1,5 \cdot 10^{-5}$ m/s, $\varphi' = 30^\circ$, $c' = 0$, $\gamma' = 9$ kN/m², $\varphi_D' = 55^\circ$, $\gamma_D = 8,25$ kN/m², Fußeinbindung $t = 1,5$ m bzw. Fußvorlage $l_{Fu} = 2$ m, $h_w = 4,0$ m, $m = 3$) unter Variation verschiedener Parameter berechnet. Es wurden die hydrodynamische Bodenverlagerung und das Abgleiten des Deckwerks für den Bruchmechanismus 1 (BM1) sowie für den Bruchmechanismus 2 (BM2, getrennt für Fußeinbindung und Fußstützung) berechnet.

4.1 Variation des Porenwasserdruckparameters b

Ein wesentlicher Parameter ist der b -Wert (Porenwasserdruckparameter). Abbildung 13 zeigt die für unterschiedlichen b -Werte erforderliche Deckwerksdicke d_D .

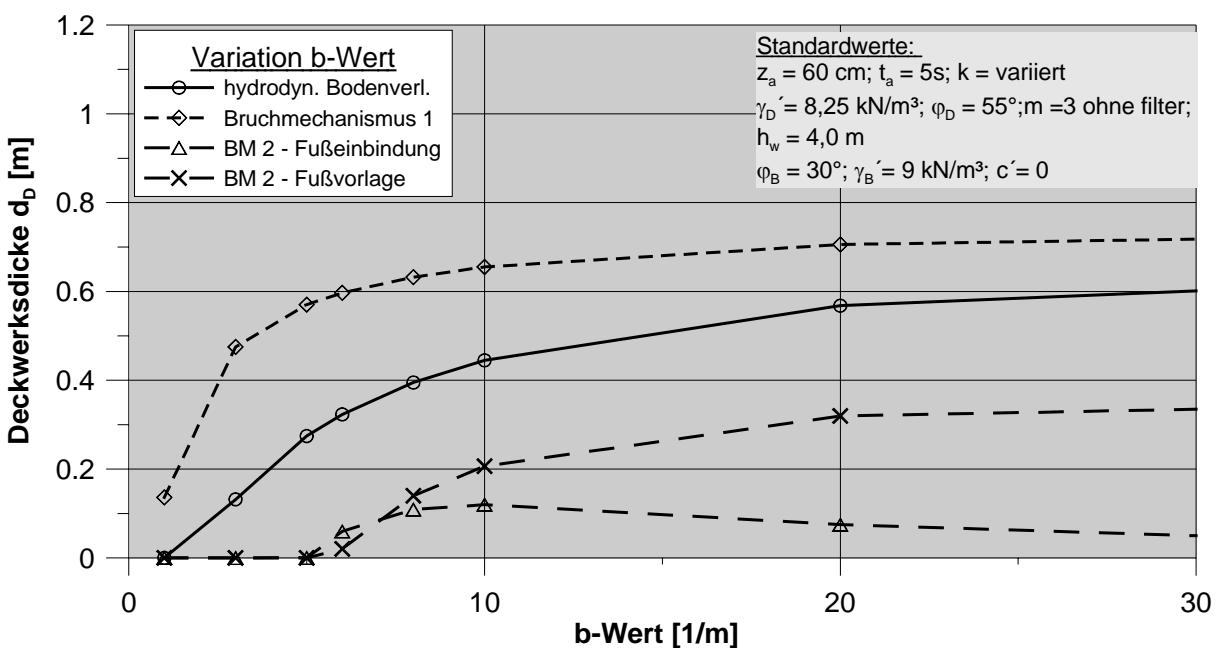


Abbildung 13: Einfluss des b -Wertes auf die Deckwerksdicke

Bei den meisten Nachweisen nimmt die erforderliche Deckwerksdicke mit steigendem b -Wert zu. Zu beachten ist jedoch, dass sich im Fall der Fußeinbindung ein Maximum der Deckwerksdicke einstellt. Dies ist in zwei gegenläufigen Effekten begründet. Bei ansteigendem b -Wert erhöht sich der Porenwasserüberdruck und damit die Belastung auf das gesamte Deckwerk. Andererseits reduziert sich die kritische Tiefe mit steigendem b -Wert, wodurch sich die fluidisierte Zone über der Fußeinbindung verringert. Dementsprechend steigt die vom Deckwerksfuß aufnehmbare Kraft F .

Bezüglich des b -Wertes existiert also kein auf der sicheren Seite liegender Wert. Daher ist es hier nicht möglich, den b -Wert als „vorsichtigen Mittelwert“ im Sinne eines charakteristischen Wertes anzusetzen. Vielmehr sollte der b -Wert möglichst sorgfältig ermittelt werden.

4.2 Variation des Absunkes z_a

Aus Abbildung 14 ist der Einfluss des Absunkes auf die erforderliche Deckwerksdicke ersichtlich.

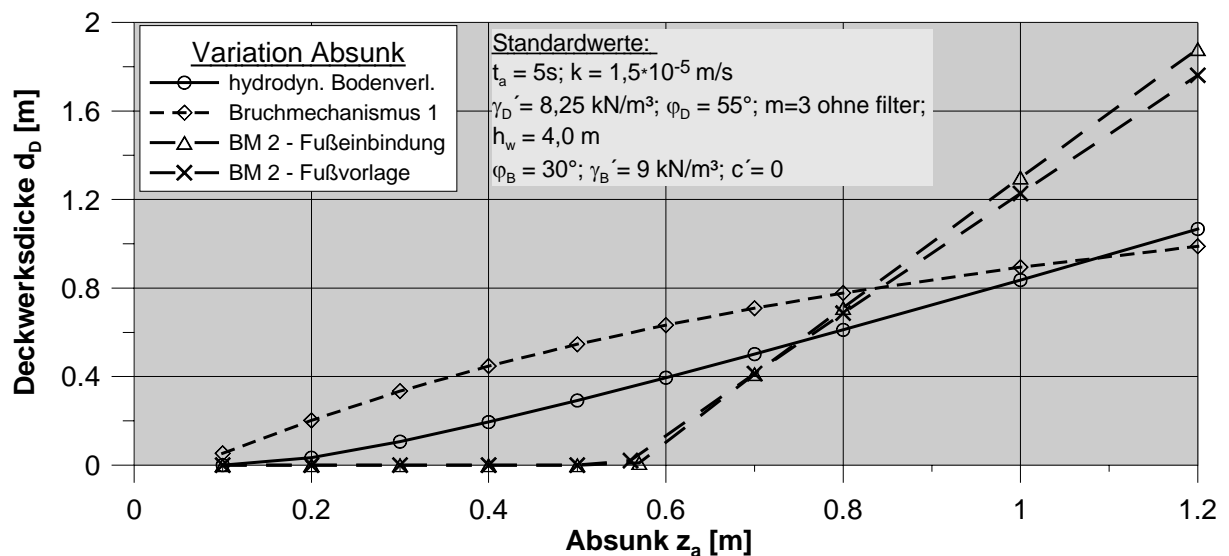


Abbildung 14: Einfluss des Absunkes auf die Deckwerksdicke

Aufgrund des linear in den Porenwasserüberdruck eingehenden Absunkes erhöht sich die erforderliche Deckwerksdicke d_D mit zunehmendem Absunk z_a . Für den Bruchmechanismus 2 ist diese Erhöhung ab einem Grenzwert (hier $z_a \sim 0,55$ m) sehr deutlich. Bei hohen Absunkmaßen ist es daher i. d. R. wirtschaftlicher, die Tiefe der Fußeinbindung bzw. der Dicke der Fußvorlage zu vergrößern.

Die Auswirkung weiterer Parameter ist in der nachfolgenden Tabelle aufgeführt.

Tabelle 1: Parameter und deren Auswirkung auf die erforderliche Deckwerksdicke

Parameter	Auswirkung
Kohäsion Boden c'	bereits ab einer geringen Kohäsion sind keine Deckwerke über den Mindestabmessungen erforderlich
Durchlässigkeitsbeiwert Boden k	wird i. w. durch den b -Wert abgebildet, somit sehr großer Einfluss
Reibungswinkel Boden φ'	in den üblichen Variationen $\varphi' = 27,5^\circ - 40^\circ$ nur geringer Einfluss auf die Deckwerksdicke
Wichte Deckwerk γ_D	linearer Einfluss
Böschungsneigung m	in den üblichen Variationen von $m = 2 - 4$ geringer Einfluss
Dimension der Fußstützung	oberhalb eines Grenzwertes sehr großer Einfluss

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Durchlässigkeit des Bodens und der schnelle Wasserspiegelabsink einen sehr großen Einfluss auf die Dimensionierung des Deckwerkes haben. Dementsprechend ist auf deren Bestimmung besonderes Augenmerk zu legen. Durch geschickte Dimensionierung der Fußstützung können häufig sehr große Deckwerksdicken vermieden werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Deckwerke an Binnenwasserstraßen können nach dem GBB bemessen werden [1]. Die Deckwerksdicke wird hierbei durch die geotechnische Bemessung festgelegt. Die entsprechenden Nachweise wurden vorgestellt. Die Standsicherheit der Deckwerke wird maßgeblich von einem im Boden auftretenden instationären Porenwasserüberdruck gefährdet.

Der wesentliche Bodenparameter bei der Dimensionierung von Deckwerken ist die Durchlässigkeit des anstehenden Bodens. Weitere Bodenparameter sowie der genaue Luftgehalt im Grundwasser sind hier von untergeordneter Bedeutung. Die hydraulische Einwirkung wird durch das Maß und die Geschwindigkeit des schnellen Wasserspiegelabsinkes bestimmt.

Zum Phänomen des Porenwasserüberdrucks als Folge der Kompressibilität des Grundwassers besteht noch weiterer Untersuchungsbedarf. Insbesondere ist der räumliche und zeitliche Verlauf der Bodenverflüssigung infolge Porenwasserüberdruck (Fluidisierung) als hoch instationärer Vorgang zu untersuchen. Weiterhin ist das Filterverhalten von Böden und Geotextilfiltern bei z.T. hohen Gradienten, die der Porenwasserüberdruck oberflächennah erzeugen kann, zu untersuchen. Beide Fragestellungen sind derzeit Forschungsgegenstand in der Bundesanstalt für Wasserbau.

Literatur

- [1] GBB: Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen, Mitteilungsblatt Nr. 78, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2004
- [2] MAR: Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe 1993
- [3] MAG: Merkblatt Anwendungen von geotextilen Filtern an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe 1993
- [4] Köhler, H.-J.: Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 66, S. 155 – 174, Karlsruhe 1989
- [5] Köhler, H.-J.; Koenders, M. A.: Direct visualization of underwater phenomena in soil-fluid interaction and analysis of the effects of an ambient pressure drop on unsaturated media, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 41, Issue 1 (2003), pp. 69 – 78

Inklinometermessungen, Laborversuche und FE-Berechnungen Grundlage für die Entwurfsänderung einer Uferwand

Elfriede Ott, Bundesanstalt für Wasserbau – Dienststelle Hamburg
Stefan Lühr, Wasser- und Schifffahrtsamt Lauenburg

Kurzfassung: *Beim Neubau der Schleuse Lauenburg war geplant, die Uferwand im Oberen Vorhafen als einfach verankerte Spundwand herzustellen. Inklinometermessungen im Vorwege wiesen unerwartet plötzliche Verformungen in einer tiefen Bodenschicht auf. Es wurde eine Altrutschung erkannt. In diesem Bereich wurden ungestörte Bodenproben entnommen, an denen Triaxial- und KD-Versuche durchgeführt wurden. Daraus wurden Spannungs-Verformungs-Parameter abgeleitet. Mit einem modifizierten Baugrundmodell und den versuchstechnisch ermittelten Berechnungsparametern erfolgten sowohl analytische, als auch Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode. Zur sicheren Lastabtragung in den Baugrund, kommt eine tiefreichende überschnittene Bohrpfahlwand zur Ausführung.*

1 Allgemeines

Lauenburg ist ein historischer Schleusenstandort. Bereits um 1400 wurde an diesem Standort die älteste Kesselschleuse Europas, die Palmschleuse errichtet. Der laufende Betrieb wird durch die 1900 errichtete „alte“ Schleuse gesichert, die den Eingang zum Elbe – Lübeck – Kanal (ELK) bildet. Die alte Schleuse Lauenburg weist starke, nicht sanierungsfähige Bauwerksschäden auf und befindet sich am Ende Ihrer Nutzungsdauer. Derzeit wird als Ersatz für die alte Schleuse eine neue Schleuse in komplexen geologischen Verhältnissen gebaut. Im Rahmen der Beobachtungsmethode wurde bereits ein Jahr vor Baubeginn ein Monitoringsystem installiert. Aufgrund von aktuellen Messungen wurden während der Bauzeit mehrfach Bauteile, Bauverfahren und Bauabläufe modifiziert oder verändert. Nachfolgend wird am Beispiel der Uferwand des oberen Vorhafens der neuen Schleuse gezeigt, welchen Einfluss aktuelle Messergebnisse auf die Planung und die Bauausführung hatten.

2 Örtliche Situation und anstehender Baugrund

Die neue Schleuse Lauenburg befindet sich in unmittelbarer Nähe zur Bundesstraße B 209, neben einem ca. 40 m hohen Hang und Wohnbebauung. Bild 1 zeigt die Situation als Luftbild; in Bild 2 ist der Lageplan dargestellt. Nördlich der neuen Schleuse und der B 209 befindet sich ein sehr steiler Bereich im Hang, in dem das Monitoringsystem installiert ist. Zwi-

schen alter und neuer Schleuse flacht der Hang ab und die Wassertiefen bzw. die zu überbrückenden Geländesprünge werden geringer.

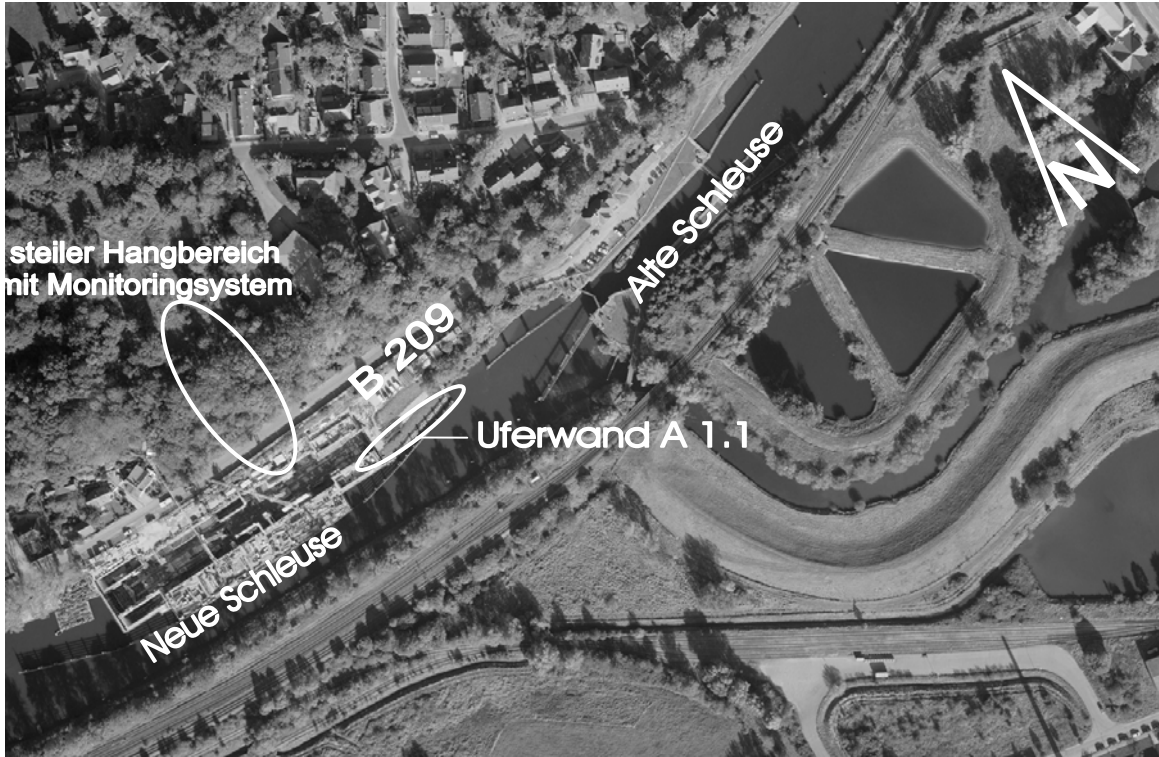


Bild 1: Luftbild – Bereich der vorhandenen und der neuen Schleuse Lauenburg

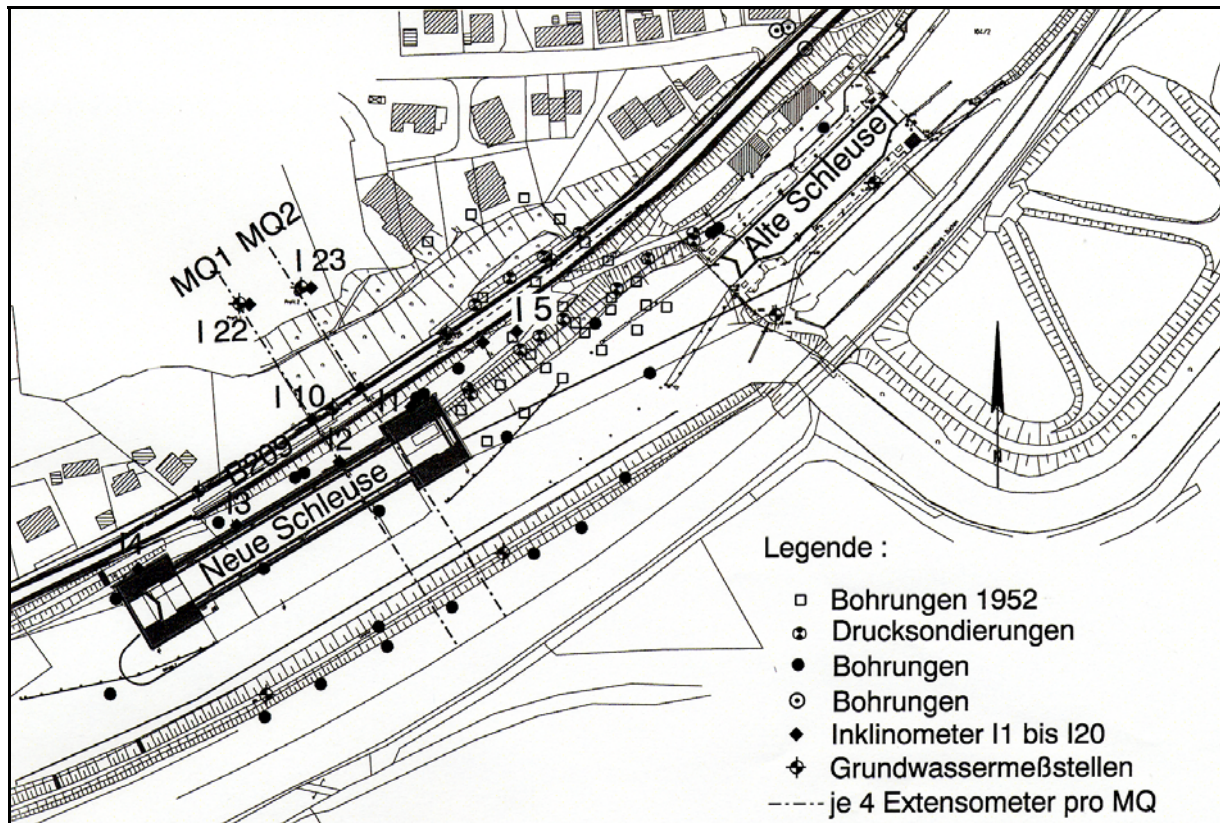


Bild 2: Lageplan – Bereich der vorhandenen und der neuen Schleuse Lauenburg

Zur Beweissicherung des Hanges und als Grundlage für die Beobachtungsmethode wurde ca. 1 Jahr vor Baubeginn das Monitoringsystem installiert und kontinuierlich nachgerüstet. Mit dem Monitoringsystem erfolgt die Beobachtung von:

- oberflächennahen Bewegungen des Hanges durch 8 Extensometer;
- tiefreichende Verformungen am Kopf und Fuß des Hanges durch 4 Inklinometer;
- tiefreichende Verformungen während der relevanten Bauzeit durch weitere 5 Inklinometer;
- Einflüsse auf Grundwasserstände durch 5 Grundwassermessstellen sowie je einen Elbe-, Schleusen- und Kanalpegel.

Der Untergrund im Bereich der neuen Schleuse Lauenburg und des Hanges wurde 1996 durch ein Baugrundgutachten beschrieben. Diese Kenntnisse wurden aus Untersuchungen und geotechnische Stellungnahmen 1999 und 2000 sowie durch die Erfahrungen aus dem Bau der neuen Schleuse bestätigt.

In größerer Tiefe steht unterer (tertiärer) Sand an. Darüber wurden Lauenburger Ton, Beckensedimente sowie geologische und anthropogene Auffüllungen erkundet. Weiterhin werden vereinzelt organische Schichten als überkonsolidierte Torfe/Braunkohle und als Mudde angetroffen. Bild 3 zeigt exemplarisch einen geotechnischen Querschnitt im Bereich des oberen Vorhafens im Istzustand. Aus den umfangreichen Untergrundaufschlüssen ergibt sich, dass im gesamten Erkundungsbereich keine der anstehenden Bodenarten horizontbeständig ist. Der Baugrund steht äußerst heterogen an. Allerdings konnte durch die Verdichtung der Baugrundaufschlüsse festgestellt werden, dass zwischen alter und neuer Schleuse Grenzen von Schichtpaketen in Richtung des Hanges örtlich ansteigen.

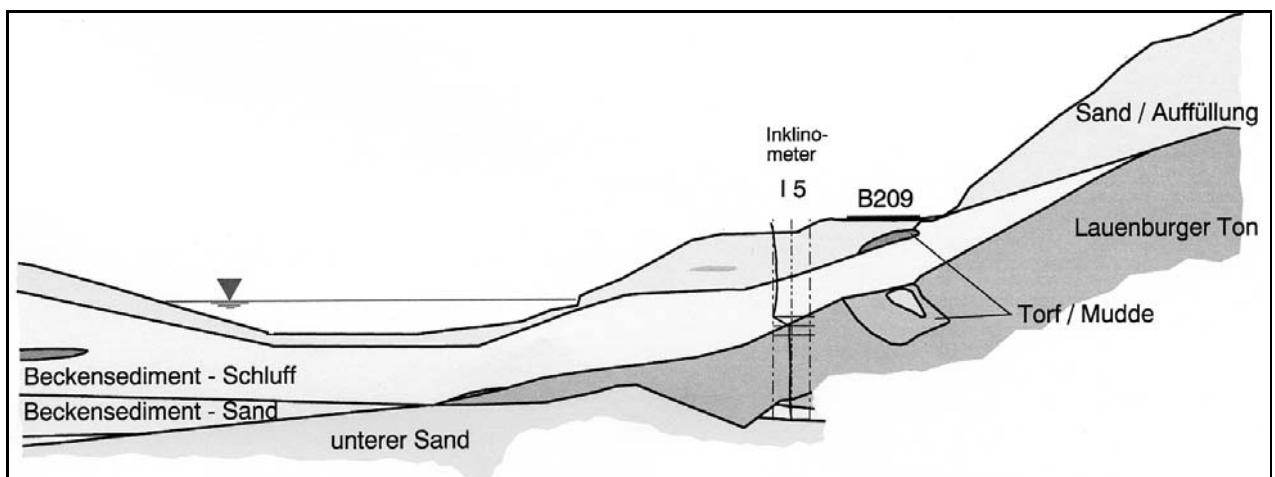


Bild 3: Geotechnischer Querschnitt im Bereich der Uferwand A1.1 – Oberer Vorhafen

Als unterer Sand wird ein Mittelsand mit großer Festigkeit angetroffen. Der Lauenburger Ton ist überkonsolidiert, halbfest, ausgeprägt plastisch und weist zahlreiche Harnischflächen infolge geologischer Vorbelastung auf. Das Beckensediment ist eine starke Wechsellagerung zwischen Feinsanden und Schluffen, überwiegend leicht plastisch, teilweise mittelplastisch in

steifer Konsistenz. Durch seine leicht plastischen Eigenschaften reagiert das Beckensediment empfindlich gegen Erschütterungen und Wasserdruckschwankungen. Als Auffüllungen stehen überwiegend Mittelsande, mittlerer bis geringer Festigkeit an. In den anthropogenen Auffüllungen werden Beton- und Ziegelreste sowie organische Beimengungen vorgefunden. Hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften werden geologische und anthropogene Auffüllungen zusammengefasst. Die Bodenkenngrößen sind in Abschn. 4 näher erläutert und in Tabelle 1 zusammengestellt.

3 Inklinometermessungen und daraus resultierender Handlungsbedarf

3.1 Inklinometermessungen und Interpretation

Aus Bild 2 ist die Lage der einzelnen Messstellen ersichtlich. Während der Bauarbeiten wurden kontinuierliche Messungen der Extensometer und der Grundwassermessstellen online zur Verfügung gestellt. Inklinometermessungen erfolgten in regelmäßigen, dem Bauablauf der neuen Schleuse angepassten Zeitintervallen. Während Herstellung und Betrieb der Baugrube für die neue Schleuse wurden die Inklinometermessungen wöchentlich danach 14-tägig durchgeführt. Innerhalb von 1 ½ Jahren ergaben sich maximale Verformungen der Inklinometer von ca. 20 mm, die auf Bauaktivitäten zurückgeführt werden konnten und im Herbst 2003 weitgehend abgeklungen sind.

Im September 2003 traten unerwartet plötzlich Verformungen in einer tiefen Bodenschicht im Inklinometer I 5 auf, auf die nachfolgend eingegangen wird. Inklinometer I 5 liegt im Bereich der Uferwand A 1.1 des oberen Vorhafens, ca. 30 m östlich des Oberhauptes der neuen Schleuse, siehe Bild 2. Bild 3 zeigt Inklinometer I 5 im Querschnitt. Die Messungen zeigen, dass Verschiebungen von I 5 konzentriert in der Tiefe von ca. 10 m unter GOK auftreten. Für den relevanten Tiefenbereich (9 m bis 11 m unter GOK) wurde in Bild 4 der Verformungsverlauf über die Bauzeit dargestellt. Zunächst zeigen sich große Verformungen zwischen Mitte Juni und Mitte Juli 2002. In diesem Zeitraum fanden die Schlitzwandarbeiten und der Aushub der Baugrube für die neue Schleuse statt. Danach sind die Verformungen weitgehend abgeklungen und betragen im September 2003 ca. 22 mm. Auffälligkeiten ergeben sich im September/Oktober 2003. Innerhalb einer Woche wurden in der tiefen Bodenschicht nicht erwartete Verformungszunahmen von 4 mm beobachtet, die sich innerhalb einer weiteren Woche auf 7 mm vergrößern. Ein Abklingen der Verformungen deutete sich *nicht* an. Als Ursache dieser Verformungen wurde eine Altrutschung vermutet, die durch aktuellen Baustellenverkehr in diesem Bereich und erhöhte Wasserstände wieder in Bewegung gesetzt wurde.

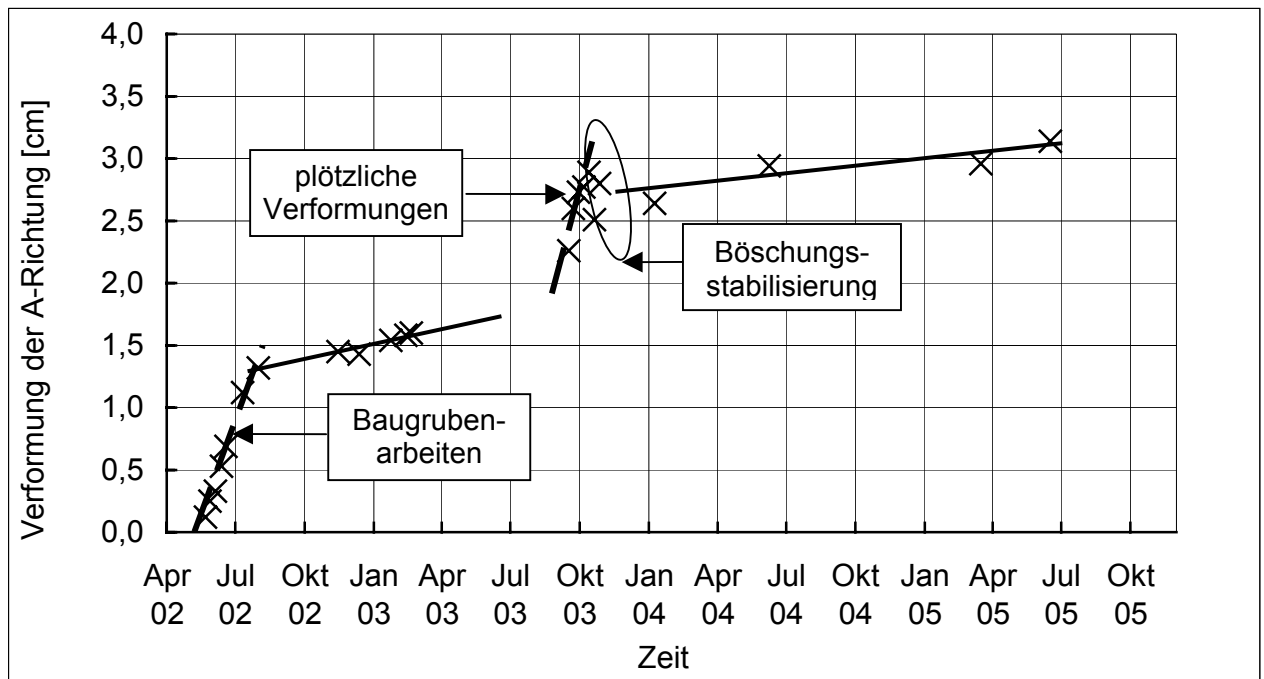


Bild 4: Verformungen von I 5 in Abhängigkeit von der Zeit (Tiefe ca. 10 m unter GOK)

3.2 Handlungsbedarf und Vorgehensweise

Ohne eine abschließende Erklärung zu haben, wurde als Sofortmaßnahme eine Vorschüttung mit BigBags und Deckwerkssteinen am Böschungsfuss realisiert, siehe Bild 5. Im nächsten Schritt wurden die Ursachen für die Verformungen in der tiefen Schicht geklärt. Die zunächst vermutete Altrutschung (gestrichelte Linie in Bild 5) konnte nach gezieltem Suchen im Gelände als geringfügige Böschungsabriss erkannt werden.

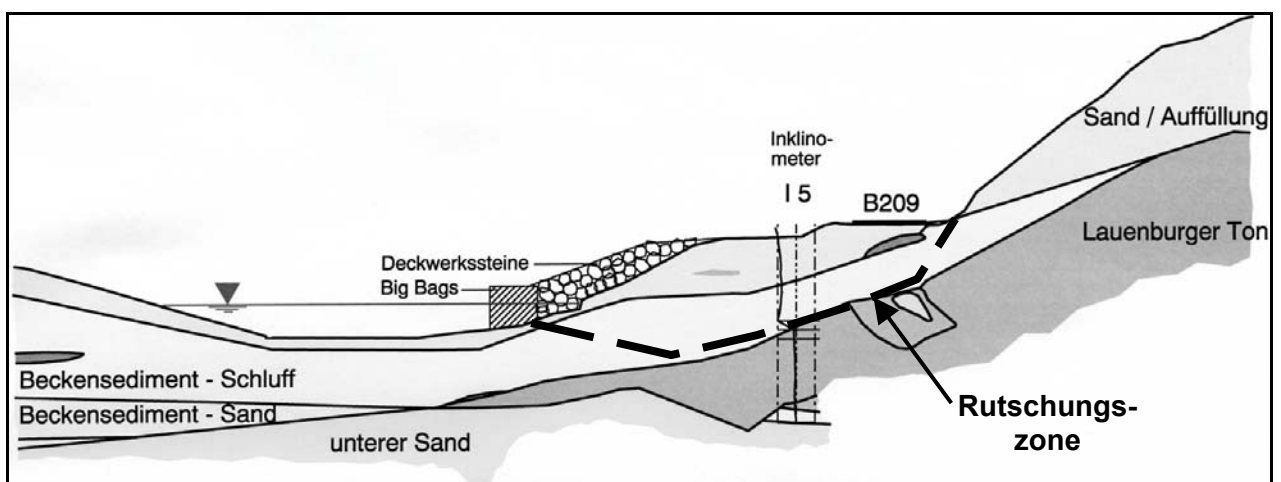


Bild 5: Sicherung des Böschungsfusses im Bereich der Anschlusswand A 1.1

Weiterhin stellte das Wasser- und Schifffahrtsamt Lauenburg historische Recherchen an, in denen ein Baugrund- und Schadensgutachten der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) von

1952 aufgefunden wurde. In den Unterlagen von 1952 wird über eine ca. 50 m lange Rutschung in genau diesem Bereich berichtet, bei der die B 209 um mindestens 80 cm abgesackt war. Als Ursache wurde damals der zunehmende Schwerverkehr auf der B 209 vermutet. Die Lage der Rutschung ist in Bild 6 eingetragen. Der Bereich wurde 1952 intensiv erkundet. Die ausgearbeiteten Sanierungsvorschläge wurden nicht umgesetzt und gerieten in Vergessenheit.

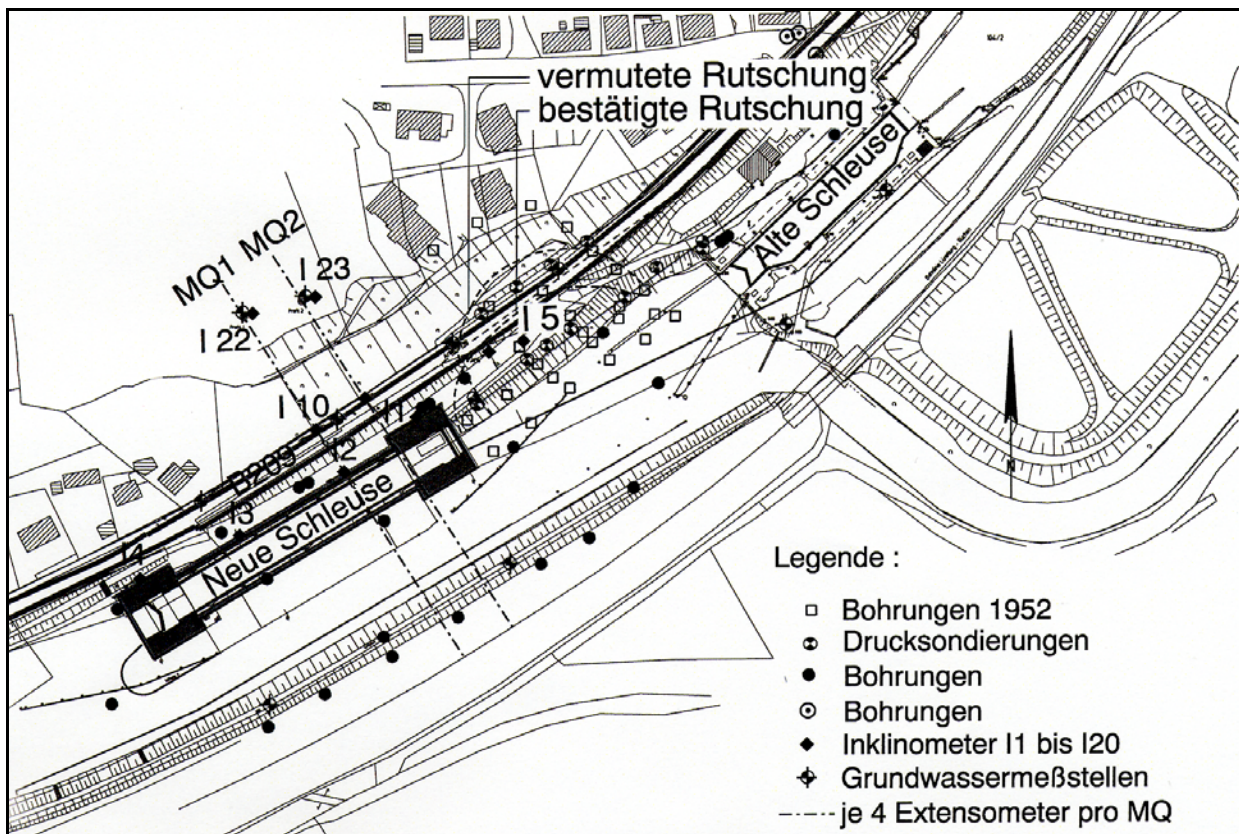


Bild 6: Lageplan – Bereich der Rutschung

In Kenntnis der Altrutschung und der aktuellen Inclinometermessungen ist davon auszugehen, dass sich der gesamte Rutschungsbereich im Grenzgleichgewicht befindet. Durch *geringe* zusätzlich Beanspruchungen, bspw. veränderte Grundwasserstände oder Schwingungen infolge Baustellenverkehr, sind zusätzliche Verformungen zu erwarten. Weiterhin ist davon auszugehen, dass in der Rutschungsfuge nur noch Restscherfestigkeit vorhanden ist bzw. gegenüber der Umgebung veränderte Scherparameter auftreten. Der Verlauf der Rutschungsfuge wurde basierend auf den tiefen Verformungen im Inclinometer I 5, den niedrigen Böschungsabrissen nördlich der B 209 und den Baugrundprofilen bzw. den Angaben von 1952 angenommen und ist in Bild 5 eingetragen. Weiterhin bestand die Notwendigkeit, die Scher- und Verformungsparameter in der Rutschungszone zu bestimmen. Dazu wurde eine weitere Bohrung direkt im Rutschungsbereich niedergebracht und es wurden ungestörte Bodenproben entnommen. An diesen wurden Triaxial- und KD-Versuche durchgeführt, um die Scher- und Verformungsparameter in der Rutschungszone zu bestimmen.

4 Bodenkenngrößen und Stoffmodellparameter

4.1 Allgemeines

Eine Zusammenstellung aller Bodenkenngrößen ist Tabelle 1 zu entnehmen. Die geologischen und anthropogenen Auffüllungen und Sande stellen in geotechnischer Hinsicht keine Probleme dar. Die Kenngrößen für die Auffüllungen wurden in Abhängigkeit vom Spitzendruck aus Drucksondierungen (CPT's) ermittelt. Gleiches gilt für die unteren Sande.

Tabelle 1: Zusammenstellung der Bodenkenngrößen

Gutachten	Zone	Wichte		Steifemodul	Anfangs-scherfestigkeit		End-scherfestigkeit	
		γ	γ'	E_s	φ_U	c_U	φ'	c'
		[kN/m ³]		[MN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]
Oberer Sand (mS, mittlere bis geringe Festigkeit)								
BAW 1996	Neubau	18-19	10-11	20-70	-	-	30-37,5	0
BAW 1999		18-19	10-11	100	-	-	37,5	0-55
BAW 2000		19	9-11	20-60	-	-	30-36	5-0
BAW 2004	Rutschung	18	11	20-60	-	-	35	1
Beckensediment (U, fs, t', leicht plastisch, steif)								
BAW 1996	Neubau	19	9	20-50	0	100-150	30	5
BAW 1999		19	9	20	-	40	30	5
BAW 2000		19	9	50	-	-	30	5
BaSt 1952	Rutschung	19	k.A.	-	-	-	24	15
BAW 2004		19	9	12-50	0	100-150	28	25
Lauenburger Ton (T, û, ausgeprägt plastisch)								
BAW 1996	Neubau	20	10	40	0	300	27,5	
BAW 1999		Keine Angaben						
BAW 2000		20	10	40	0	300	27,5	10
BaSt 1952	Rutschung	19	k.A.	-	-	-	18	25
BAW 2004		20	10	10-40	0	250-300	20	1

Zwischen den Scherparametern des Beckensedimentes und des Lauenburger Tons ergeben sich erwartungsgemäß wesentliche Unterschiede für den Gesamtbereich der neuen Schleuse und für die Rutschungszone. Zum leichteren Verständnis wurde in zwei Zonen: *Neubau* und *Rutschung* unterschieden.

4.2 Bodenkenngrößen im Baugrundgutachten für den Neubau – Zone: *Neubau*

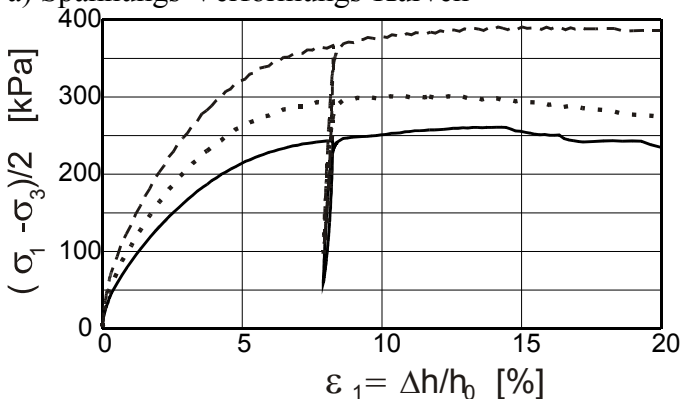
Das Baugrundgutachten von 1996 basiert auf 25 Bohrungen und 9 Drucksondierungen, die mit maximalem Abstand von 50 m im Bereich der neuen Schleuse und der Vorhäfen niedergebracht wurden. Spätere Untersuchungen und Berechnungen erfolgten 1999 und 2000 – immer im Bereich der neuen Schleuse und des hohen Hangbereiches. Alle Bodenkenngrößen, die zwischen 1996 und 2000 ermittelt wurden, entsprechen sich weitgehend und werden in Tabelle 1 der Zone: *Neubau* zugeordnet. Scher- und Verformungsparameter wurden aus ca. 20 isotrop konsolidierten undrännierten Triaxial- und KD-Versuchen ermittelt. Der heute bekannte Rutschungsbereich fand während der Planungsphase der neuen Schleuse keine besondere Beachtung, da sowohl Böschungshöhe als auch –neigung geringer sind, als im eigentlichen „Hangbereich“. Weiterhin sind die Veränderungen durch die Neubaumaßnahme im Bereich des oberen Vorhafens und der Uferwand A 1.1 relativ gering im Vergleich zu den Veränderungen des Schleusenneubaus. Keine der Bohrungen des 50 m – Erkundungsrasters liegt im Rutschungsbereich, der 2003 erkannt wurde.

Das Beckensediment – Zone: *Neubau* – wird als äußerst inhomogene Wechsellagerung aus sandigen Schluffen und schluffigen Sanden, mit leicht plastischen Eigenschaften und steifer Konsistenz beschrieben. Der Lauenburger Ton hat einen Tonanteil von > 50 %, weist infolge geologischer Vorbelastung Harnischflächen auf und ist überkonsolidiert. Er besitzt ausgeprägt plastische Eigenschaften und halbfeste Konsistenz. Die Bodenkenngrößen sind Tabelle 1, der Zone: *Neubau* zu entnehmen.

4.3 Bodenkenngrößen und Modellparameter im Rutschungsbereich – Zone: *Rutschung*

Nach Entnahme von ungestörten Bodenproben im identifizierten Rutschungsbereich, nahe Inklinometer I 5, wurden 3 Triaxialversuche am Lauenburger Ton und 4 Triaxialversuche am Beckensediment durchgeführt. Die Versuche wurden als isotrop konsolidierte, dränierete Triaxialversuche mit je einer Ent- und Wiederbelastungsstufe durchgeführt. Bild 7. zeigt exemplarisch das Ergebnis eines Versuchs.

a) Spannungs-Verformungs-Kurven



b) Volumen-Dehnungs-Kurven

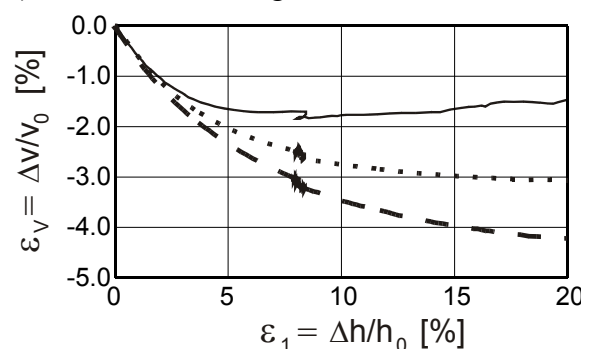


Bild 7: Triaxialversuch am Beckensediment

Tabelle 2 erfasst eine Zusammenstellung aller ermittelten Parameter, die wie folgt unterschieden werden:

- *Laborkenngrößen*: Ableitung aus dem Spannungs- Verformungs- und Volumen-Dehnungs-Verhalten; gekennzeichnet mit (o);
- *Modellparameter* für das Hardening-Soil-Modell: Nachrechnung der Versuchskurven und Kalibrierung der Parameter, um die bestmögliche Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungskurven zu erlangen; gekennzeichnet mit (a);
- *Variation der Modellparameter*: Im Rahmen der FE- Berechnungen wurden zwei Ziele verfolgt. In der ersten Variation wurden die Parameter so angepasst, dass im Gesamtsystem Standsicherheit erreicht werden konnte. Die zweite Variation erfolgte, um eine rechnerische „Rutschungsfuge“ im gewünschten Bereich zu erzeugen; gekennzeichnet mit (var_#).

Für alle Sande und Auffüllungen wurden die Modellparameter aus Korrelationen mit den Spitzendrucksondierungen abgeleitet.

Tabelle 2: Berechnungsparameter für HSM Böden in Plaxis

Bodenart	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	ν [1]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ψ [°]	m [1]	R_f [1]
Sand/Auffüllung ¹⁾	20	20	60	0,2	35	1	5	0,5	0,9
U, fs, t' (o)	11,5	5,8	46	0,4	28	25	0	0,58	0,9
U, fs, t' (a)	11,5	5,0	46	0,4	30	5	0	0,58	0,9
Lg_Ufs_var2 ²⁾	11,0	5,0	46	0,4	35	5	0	0,58	0,9
Lg T (o)	8,0	4,3	24,8	0,35	20	1	0	0,8	0,9
Lg T (a)	8,0	4,3	24,8	0,35	18	1	0	0,8	0,9
LgT_var_1 ²⁾	10,0	10,0	40	0,35	27,5	10	0	0,8	0,9
LgT_var_2 ²⁾	10,0	10,0	40	0,35	28,5	10	0	0,8	0,9
Lg T_18 ²⁾	8,0	5,0	24,8	0,35	18	1	0	0,8	0,9
untere Sande ¹⁾	80	80	100	0,2	37,5	1	7,5	0,5	0,9

1) Werte aus Korrelationen mit dem Spitzendruck abgeleitet

2) Werte, die sich aus der Standsicherheit des Ursprungsgeländes aus Rückrechnung ergeben

(o) Werte aus den Regressionen der durchgeführten Triaxial- und KD-Versuche

(a) angepasste Werte aus Gegenüberstellung der Versuchskurven und der Kalibrierungskurven (curve-fitting)

4.4 Bewertung der Scherfestigkeiten und der Gesamtsituation

Wesentliche Unterschiede werden für die Scherparameter der Zonen: *Neubau* und *Rutschung* für das Beckensediment und den Lauenburger Ton festgestellt. Der Reibungswinkel in der *Rutschungszone* ist um 2° bis $7,5^\circ$ niedriger, die Kohäsion um 20 kN/m^2 bzw. 15 kN/m^2 höher, als die Werte aus den Gutachten für den *Neubau*, siehe Tabelle 1. In der *Rutschungszone* entsprechen sich die Werte von 2004 und von 1952 weitgehend.

Nach Überarbeitung des Baugrundmodells mit ca. 30 Bohrungen von 1952 wird folgendes deutlich:

- im Rutschungsbereich steht der Grundwasserstand unter der B 209 abhängig von der Jahreszeit zwischen ca. 2 bis 4 m unter GOK;
- der Grundwasserstand unter der B 209 korrespondiert derzeit mit dem Wasserstand der Elbe;
- in den oberen Sandschichten fließt das Grundwasser problemlos ab;
- das Beckensediment kann aufgrund der geringeren Durchlässigkeit des Lauenburger Tones *nicht* nach unten entwässern;
- in einer Grenzsicht Beckensediment/Lauenburger Ton kommt es teilweise zur Aufsättigung und zur Änderung der Konsistenz;
- durch Verkehrsbelastung und Belastungen aus Baubetrieb werden Schwingungen in den bereichsweise wassergesättigten Baugrund eingetragen.

Kritisch bewertet wird die Grenzsicht zwischen Beckensediment und Lauenburger Ton im Rutschungsbereich. Insbesondere im hochsensiblen, leicht plastischen Beckensediment kann es zum Festigkeitsverlust durch Schwingungen infolge von Baustellenverkehr und/oder Wasserdruckschwankungen/Veränderung der Porenwasserdrücke kommen. Die Uferwand ist zumindest im Rutschungsbereich auf einen gewissen Hangschub zu bemessen. Die zu erwartende Horizontalbelastung der Uferwand wird unter Annahme der Bodenkenngrößen aus Tabelle 1, der Modellparameter gem. Tabelle 2 und der *Rutschungszone* nach Bild 5 durch FE – Berechnungen ermittelt.

5 FE – Berechnung zur Ermittlung der Horizontalbelastung der Uferwand

5.1 Berechnungsmodell

Die Berechnungen zur Ermittlung der horizontalen Belastung der Uferwand A1.1 im oberen Vorhafen der neuen Schleuse Lauenburg wurden mit dem Finite-Elemente Programm Plaxis, Version 8.2 durchgeführt. Bild 8 zeigt das den FE - Berechnungen zugrundegelegte Berechnungsnetz mit den Bodenschichten und konstruktiven Elementen. Die Breite des FEM - Modells betrug insgesamt 130 m. Von der Gewässerachse wurde ca. 35 m nach Südosten bis zum heutigen Ufer der Elbe und ca. 95 m nach Nordwesten bis zur Kuppe des Hanges modelliert. Der rechte Rand des Berechnungsmodells schließt an der Oberkante des Hanges ab und

wurde als horizontal gehalten angenommen. Die an diesem Rand berechneten Verformungen sind aufgrund der Randeinflüsse als nicht realistisch zu bewerten und wurden nicht berücksichtigt. Diese Randeinflüsse wurden als vernachlässigbar auf den Bereich der Uferwand A 1.1 eingestuft (Entfernung ca. 60 m).

In der vermuteten Rutschungsfuge wurde je eine zusätzliche Schicht im Beckensediment und im Lauenburger Ton eingeführt, in denen die Scher- und Verformungsparameter variiert und gezielt reduziert wurden, um eine Rutschungsfuge auf einer Grenzschicht zwischen dem Beckensediment und dem Lauenburger Ton zu simulieren, siehe Abschn. 4.4. Als Stoffmodell wurde für alle vorhandenen Bodenarten das Hardening Soil Modell (HSM) verwendet. Zwischen Boden und konstruktiven Elementen sind Interfaces eingeführt, die die Wandreibung berücksichtigen. Zum Ansatz kam:

- für die Bodenschichten: $R_{inter} = \frac{2}{3} \varphi$
- für den Bereich der Verpressstrecken: $R_{inter} = \varphi$.

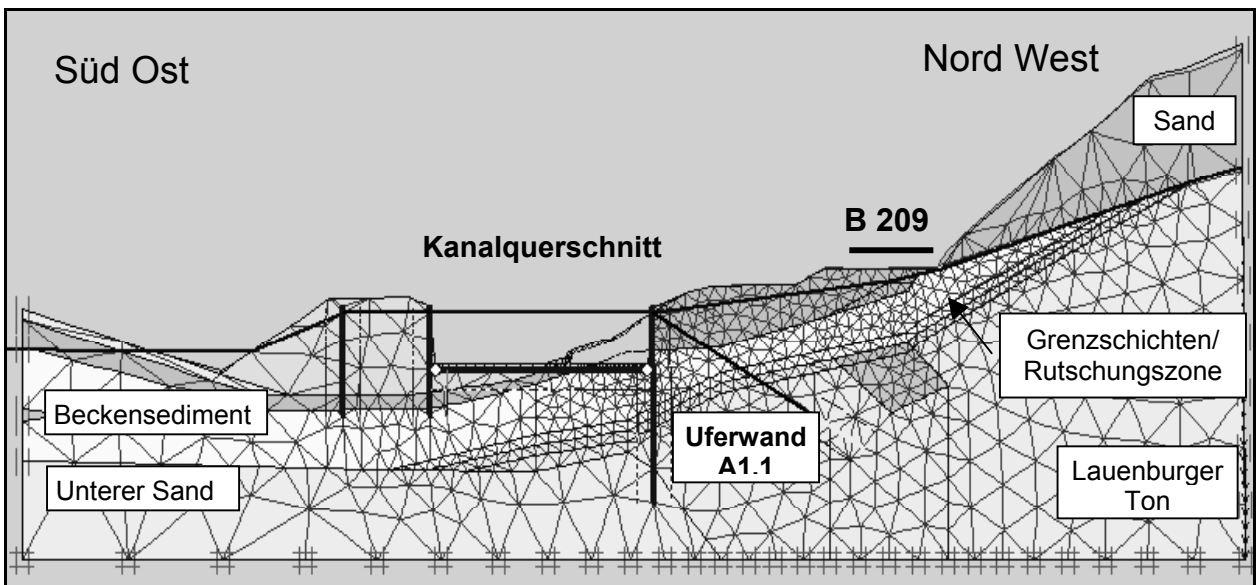


Bild 8: Berechnungsmodell zur Ermittlung der Horizontalbelastung auf die Uferwand A1.1

Die Verpressanker wurden als Knoten-zu-Knoten Elemente modelliert, die Verpressstrecke als 6 m langes Geotextil. Der Angriffspunkt des Knoten-zu-Knoten Elementes wurde im oberen Drittelspunkt des Geotextils gewählt, wodurch die Lasteintragung ungefähr im Schwerpunkt der Lastabtragungsstrecke erfolgt. Um die Verpressstrecke (Geotextil) wurden Interfaces angeordnet, die relative Bewegungen zwischen Verpressstrecke und Boden ermöglichen. Uferwand, Sohlaussteifung und Fangedammwände wurden als Plattenelemente modelliert, Werte siehe Tabelle 3. Der Anschluss der Sohlaussteifung an die Wände wurde als vollständiges Gelenk berücksichtigt. Eine Zusammenstellung der Berechnungsparameter erfolgt in Tabelle 4.

Tabelle 3: Berechnungsparameter für Wandbalken in Plaxis

Bezeichnung	Abkürzung	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
Bohrpfahlwand	A1.1 BPfW	1,525E7	3,18E5	8,30	0,15	1E15	1E15
Fangedamm- spundwände	A 2.1/A 3 SpW	3,15E6	71000,00	8,40	0,15	1E15	1E15
Sohlaussteifung	UWBet Sohle	3,05E7	2,54E6	8,30	0,15	1E15	1E15

Tabelle 4: Berechnungsparameter für Anker in Plaxis

Bezeichnung	EA [kN]	Fmax,comp [kN]	Fmax,tens [kN]	Ankerabstand [m]
Verpressanker A1.1	29400	1E15	1E15	1,50
TM Anker A2.1/3	660000	1E15	1E15	2,50

5.2 Bauablauf und Berechnungsphasen

Zur Bestimmung der Horizontalspannungen auf die Uferwand wurden verschiedene Phasen berechnet. Es ergaben sich bereits Schwierigkeiten, den Eigenspannungszustand im heutigen Zustand zu berechnen. Mit den gewählten Modellparametern konnte kein Gleichgewicht erzielt werden. Selbst die höheren Scherparameter aus der Zone: *Neubau* waren nicht ausreichend, worauf die Scherparameter im Lauenburger Ton weiter erhöht wurden. Die komplette Baumaßnahme wurde berechnet unter der Annahme, dass erhöhte Scherparameter im Beckensediment und im Lauenburger Ton vorliegen. Erst nach Fertigstellung des Kanalquerschnittes (Ausbauzustand) wurden die Modellparameter in den beiden Grenzschichten bzw. in den gesamten Bodenschichten reduziert. Diese Annahmen liegen der Ermittlung der Horizontalspannungen auf die Uferwand zugrunde. Nachfolgend sind die einzelnen Berechnungsphasen aufgeführt.

Berechnungsphasen

1) Derzeitiger Zustand – Eigenspannungszustand.

Im Eigenspannungszustand konnte kein Gleichgewicht mit den Laborkenngrößen oder den Modellparametern erzielt werden [Kennzeichnung (o) und (a) aus Tabelle 2]. Iterativ wurden die Modellparameter in je einer Grenzschicht im Beckenschluff und im Lauenburger Ton erhöht, bis sich ein Grenzgleichgewicht einstellte. Zum Einsatz kamen die Modellparametersets Lg_Ufs_var2 für den Beckenschluff und LgT_var_2 für den Lauenburger Ton. Die hier verwendeten Parameter sind leicht erhöht im Vergleich zu den Parametern für den Neubau. Daraus ist erkennbar, wie gering die natürlich vorhandene Sicherheit des Gesamt-

systems ist – bzw., dass rechnerisch keine Standsicherheit mit den ermittelten Parametern erzielt werden kann.

2) ϕ/c -Reduktion.

In diesem Schritt wurde überprüft, wie viel „Sicherheit“ die variierten Parametersets erzeugten. Die im jetzt im Gesamtsystem vorhandene Sicherheit ergab sich mit 1,06. Hieraus ist lediglich ersichtlich, dass sich das Modell sehr nah am Grenzzustand befindet.

3) Verkehrslasten der Brückenklasse 60/30 auf der B 209 aktiviert.

4) Herstellung der Uferwand (Bohrpfahlwand).

5) Vorspannen der Verpressanker.

6) Herstellung des Fangedammes.

7) Fluten des Kanals auf 9,0 mNN.

8) Aushub des Böschungskeiles vor der Bohrpfahlwand, Auffüllung vor dem Fangedamm.

9) Einbau der Sohlaussteifung.

Mit den Berechnungsschritten 3) bis 9) wurden die Lasten und die Herstellung aller Bauwerke/Bauteile unter der Annahme erhöhter Scherparameter im Beckensediment und im Lauenburger Ton berechnet.

10) Reduktion der Scherparameter der Grenzschicht im Beckenschluff.

In der eingeführten Grenzschicht des Beckensedimentes werden die erhöhten Parameter auf die Modellparameter herabgesetzt [Lg_Ufs_var2 auf U, fs, t' (a)].

11) Reduktion der Scherparameter in der Grenzschicht im Lauenburger Ton.

In der eingeführten Grenzschicht des Lauenburger Tones werden die erhöhten Parameter auf die Modellparameter reduziert [LgT_var_2 auf Lg T (a)].

12) Reduktion der Scherparameter im gesamten Lauenburger Ton.

Im gesamten Lauenburger Ton werden die erhöhten Parameter auf die Modellparameter verringert [LgT_var_2 auf Lg T (a)].

13) bis 17) Verschiedene Variationen von Parametern, die nicht in Betracht gezogen wurden.

17) Reduktion der Scherparameter in der Grenzschicht im Lauenburger Ton

Weitere Verringerung der Scherparameter in der Grenzschicht des Lauenburger Tones von LgT_var_2 auf LgT_18. Diese Scherparameter entsprechen den Laborkenngrößen aus den 2004 durchgeführten Triaxialversuchen. In dieser Berechnungsphase entsteht Bruch in der Grenzschicht.

5.3 Horizontalbelastung auf die Uferwand

Aus den FE-Berechnungen ergab sich die in Bild 9 dargestellte Horizontalbelastung. Es wird davon ausgegangen, dass der Baugrund grundsätzlich mit den Bodenkenngrößen der Zone: *Neubau* zutreffend beschrieben ist. Nur in geringmächtigen Grenzschichten traten die Rutschungen auf und dort wurden die Parameter der Zone: *Rutschung* angesetzt. Bild 9 zeigt die unter diesen Voraussetzungen ermittelten Horizontalspannungen auf die Uferwand A 1.1 von

ausgewählten Berechnungsphasen der FE-Berechnung, siehe Abschn. 5.2. Daraus wurde eine resultierende Belastungsfigur festgelegt, die sich zwischen den Kurven aus Berechnungsphase 12) *Reduktion der Scherparameter im gesamten Lauenburger Ton* und Berechnungsphase 17) *Reduktion der Scherparameter in der Grenzschicht im Lauenburger Ton* befindet.

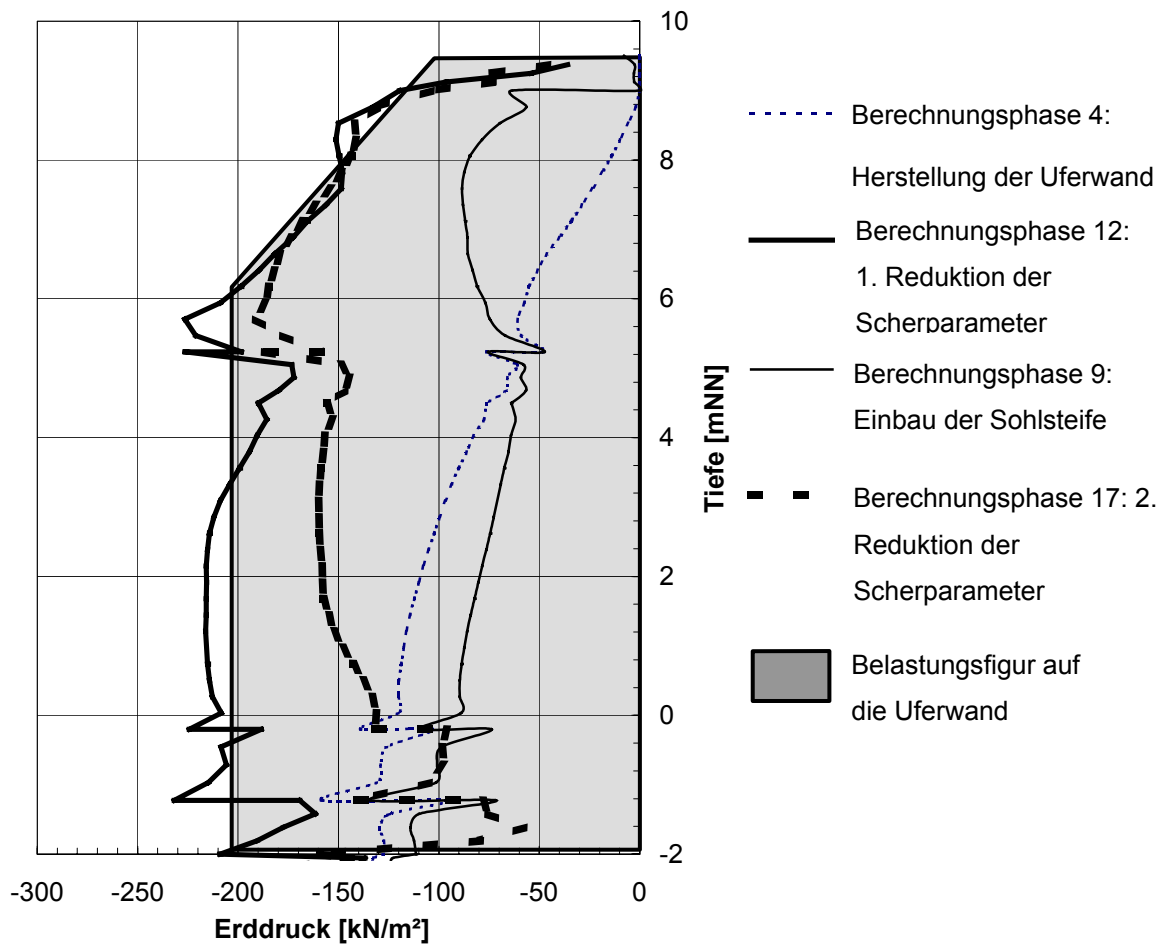


Bild 9: Horizontalbelastung auf die Uferwand A1.1 für ausgewählte Berechnungsphasen

6 Ausführung der Uferwand A 1.1 im oberen Vorhafen der neuen Schleuse Lauenburg

6.1 Ausführungsvorschlag mit den neuen Bemessungsgrundlagen

In Bild 10 ist die ursprünglich geplante Spundwand im oberen Vorhafen und die später erkannte Rutschungszone dargestellt. Die Spundwand ist ausreichend dimensioniert, um den Geländesprung durch den Kanalausbau zu bewältigen. Allerdings wird deutlich, dass die später erkannte Rutschungszone unterhalb des Spundwandfusses und hinter den Verpresskörpern verläuft. Auf die globale Standsicherheit hat die ursprünglich geplante Spundwand keinen

sicherheitserhöhenden Einfluss. Nach Erkennen der Altrutschung wurde die Uferwand im oberen Vorhafen der neuen Schleuse Lauenburg unter den veränderten Gegebenheiten überplant.

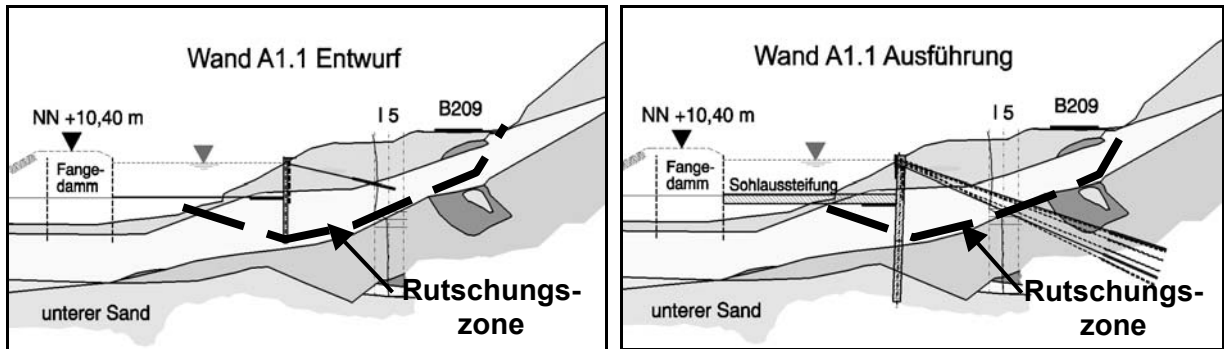


Bild 10: Uferwand A 1.1 – ursprüngl. Entwurf Bild 11: Uferwand A 1.1 – Ausführung

In der Überplanung wurden verschiedene Varianten diskutiert, durch die die ermittelten Horizontalspannungen sicher in den Untergrund abgetragen werden können. Zur Ausführung kommt eine einfach verankerte überschnittene Bohrpfahlwand und eine zusätzliche Sohlaussteifung gegen den Fangedamm mit einer Unterwasserbetonsohle. Bild 11 zeigt schematisch den Aufbau. Die Bohrpfahlwand und ihre Verankerung durchschneiden die Rutschungszone und leisten so einen Beitrag zur globalen Standsicherheit. Es wird eine überschnittene Bohrpfahlwand mit einem Pfahldurchmesser von 1,0 m und einem Achsabstand der Sekundärpfähle von 1,5 m hergestellt. Um den Einfluss der Bohrpfahlwand auf die natürlichen Abflussverhältnisse des Hanges möglichst klein zu halten, werden die Primärpfähle bis auf – 2 mNN und nur die Sekundärpfähle bis auf – 9,5 mNN niedergebracht. Weiterhin werden hangseitig hinter der Bohrpfahlwand Kiespfähle angeordnet, die den oberen und den unteren Grundwasserleiter miteinander verbinden, um einen Aufstau des Grundwassers hinter der Bohrpfahlwand zu vermeiden.

Die Bemessung der Bohrpfahlwand erfolgte analytisch mit dem Bettungsmodulverfahren unter Ansatz der Horizontalspannungen aus den FE-Berechnungen. An 4 ausgewählten Messquerschnitten werden die effektiven Ankerkräfte während der Baudurchführung online überwacht. In den Messquerschnitten werden Inklinometer in die Bohrpfähle eingebaut, womit die tatsächlich auftretenden Verformungen der Uferwand A 1.1 während der Herstell- und Ausbuhphasen punktuell überprüft werden können. Ergänzend wird im Bereich der Altrutschung nahe des Inklinometer I 5 ein Ketteninklinometer installiert, mit dem eine Onlineüberwachung während der relevanten Bauphasen möglich wird. Das Gesamtsystem bleibt rechnerisch auch für den Endzustand selbst bei Verlust der Ankertragfähigkeit noch standsicher.

6.2 Gegenüberstellung der Ausführung zum Entwurf

In Bild 10 ist die im Entwurf ursprünglich vorgesehene Uferwand A 1.1 dargestellt. Aufgrund der veränderten Situation kommt die in Bild 11 dargestellte, einfach verankerte, überschnittene Bohrpfahlwand zur Ausführung. Tabelle 5 zeigt eine Gegenüberstellung wesentlicher Konstruktionsmerkmale der Uferwand A 1.1 im ursprünglichen Entwurf und in der Ausführung. Die Bohrpfahlwand wird mit einem Stahlbetonkopfbalken $b/d = 1,5/1,7 \text{ m}^2$ zur Aufnahme der Ankerköpfe abgeschlossen.

Tabelle 5: Gegenüberstellung der Konstruktionsmerkmale für den ursprünglichen Entwurf und die Ausführung

	Spundwand	Bohrpfahlwand
Konstruktionsmerkmale	Widerstandsmoment $W = 1250 \text{ cm}^3$	Pfahldurchmesser $d = 1,0 \text{ m}$, Achsabstand der Tragpfähle $a = 1,5 \text{ m}$ Bewehrung der Tragpfähle von 3800 kg/Pfahl
Länge	$l = 11 \text{ m}$	$l = 19 \text{ m}$
Bemessungsmoment	230 kNm/m	2350 kNm/m
Verankerung		
Ankerkräfte	102 kN/m	810 kN/m
Gesamtlänge	15,5 m,	40 m
Ankerneigung	15°	20°
Ankerabstand	2,0 m	$\approx 0,45 \text{ m}$

6.3 Wirtschaftlichkeit

Aufgrund der in Abschn. 3 erläuterten Inclinometermessungen wurde es erforderlich, die Planung der Uferwand im Oberen Vorhafen der Schleuse Lauenburg zu überdenken. Da zum Zeitpunkt, als unerwartete Verformungen auftraten und die Gesamtsituation neu bewertet wurde, die Vorhafenwände noch nicht ausgeschrieben waren, konnten die notwendigen Anpassungen gezielt vor der Veröffentlichung der Baumaßnahme vorgenommen werden. Dadurch war es dem Bauherrn möglich, die Leistung über eine öffentliche Ausschreibung anbieten zu lassen. Dieser Wettbewerbsschritt unterstützt die Wirtschaftlichkeit der Baumaßnahme.

Beschreibung des Gebirgsverhaltens als Grundlage für den Entwurf von Hohlraumbauwerken

T. Marcher & J. Gollegger, ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH, Rum bei Innsbruck

Kurzfassung: *Die Geomechanische Planung von Hohlraumbauwerken beginnt mit der Baugrunderkundung und der Bildung eines geologischen Modells. Schwerpunktmäßig werden die Vorgangsweise zur Beschreibung des Gebirgsverhaltens und die vorhandenen Einflüsse diskutiert. Ebenso werden mögliche Hilfsmittel, wie kinematische, analytische und numerische Ansätze eingehend betrachtet. In weiterer Folge wird darauf eingegangen, wie aus dem Gebirgsmodell entsprechende Maßnahmen für Ausbruch und Stützung abgeleitet werden können. Aus der Kombination des Gebirges mit den gewählten Maßnahmen resultiert das Systemverhalten. Für die baupraktische Umsetzung ist neben der Beschreibung des Gebirgsverhaltens vor allem auch die Beschreibung des Systemverhaltens mit der Angabe von projektspezifisch definierten Überwachungsparametern erforderlich. Schlussendlich gilt es die in der Planung angestellten Überlegungen in übersichtlicher Art und Weise darzustellen.*

1 Allgemeines

Basis für den Entwurf von Hohlraumbauwerken ist die Bildung eines adäquaten Gebirgsmodells. Das Modell sollte neben der prognostizierten Geologie, die aus der Schaffung des Hohlraumes entstehenden Beanspruchungen und mögliche Bruchmechanismen widerspiegeln. Selten wird es gelingen, all diese Anforderungen in einem Modell zu vereinen. Das aus dem gebildeten Modell resultierende Gebirgsverhalten, sprich die potentiellen Gefährdungen, ist zu beschreiben.

Als Leitfaden für die geomechanische Planung von Hohlraumbauwerken dienen u.a. die ETB (1994) in Deutschland, die ÖGG-Richtlinie (2001) in Österreich und z.B. die SIA-Norm 199 (1998) in der Schweiz.

Die geomechanische Planung für Tunnelbauwerke sollte prinzipiell die Nachvollziehbarkeit der vorgesehenen Maßnahmen ermöglichen und die Modellvorstellungen für das Gebirgs- und Systemverhalten strukturiert unter Benennung der dazu benutzten Hilfsmittel aufzeigen. In Abbildung 1 wird ein möglicher Planungslauf dargestellt. Dieser wird im Zuge der einzelnen Projektphasen immer wieder durchlaufen, wobei sich der Kenntnisstand kontinuierlich weiter verdichtet. Welche der angeführten Methoden angewendet werden, hängt neben der jeweiligen Projektphase auch stark von den für das anstehende Bauvorhaben vorherrschenden Randbedingungen ab.

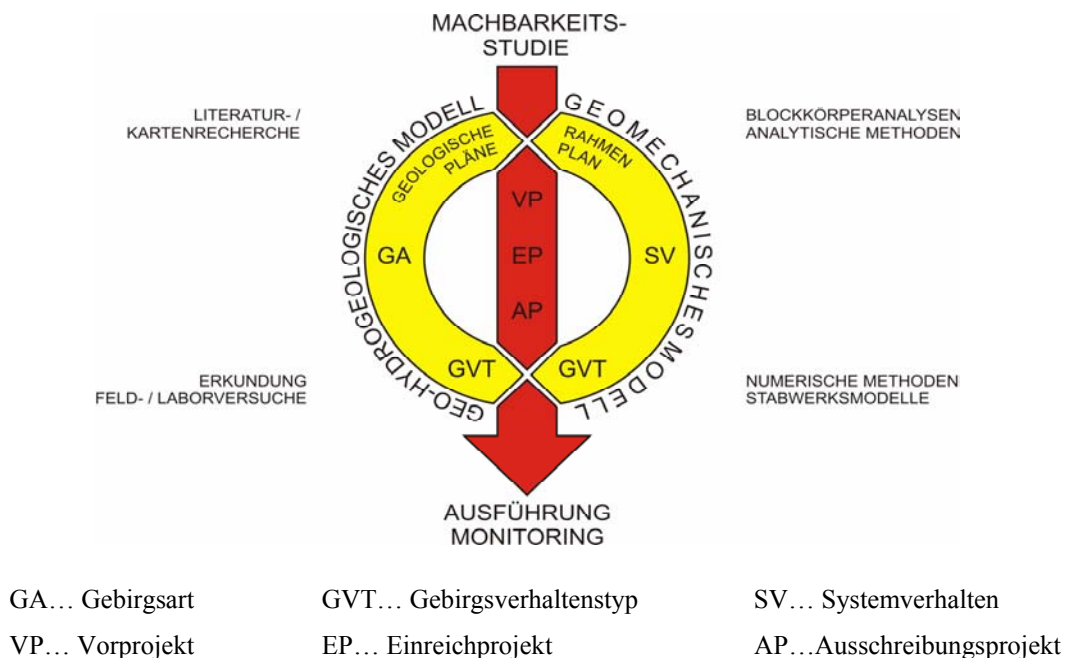


Abbildung 1: Planungsab-/rundlauf

2 Eigenschaften des Gebirges

2.1 Primärer Spannungszustand

Für den Fall eines homogenen Gebirges ohne Einfluss tektonischer Spannungen nimmt die Vertikalspannung mit der Tiefe linear zu. Die Horizontalspannungen lassen sich für diesen idealisierten Fall unter Voraussetzung des elastisch isotropen Halbraumes von der Poisson-Zahl ν herleiten.

Jedoch ist die Komplexität der geologischen Historie weitläufig geprägt durch räumliche Konfigurationen unterschiedlich steifer Gebirgsarten. Unter diesen Randbedingungen, die auch für den inneralpinen Raum charakteristisch sind, weichen die tatsächlichen Hauptspannungen von den reinen Überlagerungsspannungen in Richtung respektive Größe stark ab.

Ein Beispiel hierfür illustriert z.B. Rabcewicz (1944) schematisch für den Tauerntunnel, der eine mächtige, domförmig aufgewölbte Gneiskuppel unterfährt. Unter diesen geologischen Voraussetzungen herrschen gemäß Abbildung 2 (links) deutlich über den rechnerischen Überlagerungsspannungen liegende Gebirgsdrücke in den Eingangsstrecken und nachlassende Gebirgsspannungen im Zentralbereich des Tunnels.

Ein weiteres Beispiel liefert Stini (1950) unter der Voraussetzung der Zerlegung eines Gebirgsstockes durch Verwerfungen (Abbildung 2, rechts). Die nach unten verjüngenden Keile A werden von den benachbarten Blöcken gestützt und damit entlastet. Dadurch erfahren die nach oben verjüngenden Keile B eine zusätzliche Belastung.

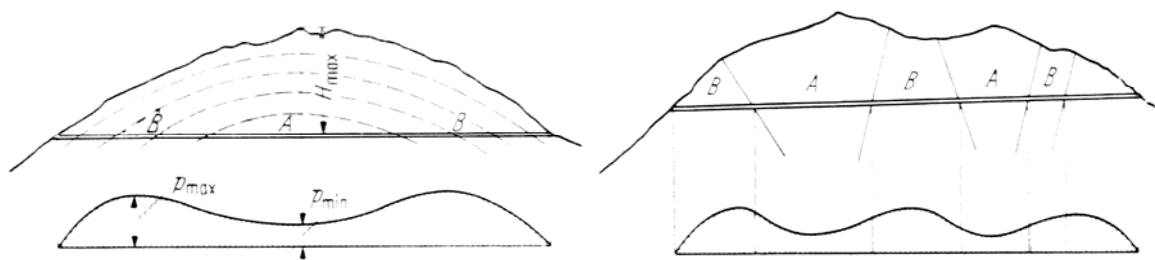


Abbildung 2: Beispiele der Beeinflussung des primären Spannungszustandes

Somit spielt die Primärspannungsanalyse, die einer strukturgeologischen Erkundung nachfolgt, eine entscheidende Bedeutung bei der objektiven Interpretation des Gebirgsverhaltens.

2.2 Beurteilung der Gebirgsfestigkeit

Zur Beurteilung der Gebirgsfestigkeit werden die Resultate der Primärspannungsanalyse herangezogen. Eine einfache Beurteilung der Gebirgsfestigkeit liefert Everet Hoek (2000): unter der Annahme eines Kreisprofils und unter Voraussetzung eines isotropen Spannungszustandes werden vereinfachte Untersuchungen nach dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium durchgeführt. Dabei wird der plastische Radius mit der dazugehörigen Verformung in Abhängigkeit der Überlagerung errechnet. Die Berechnung dieser Größen

dient zur Unterscheidung wesentlicher Gebirgsverhaltenstypen. Liegen die Primärspannungen unter der maximalen Gebirgsfestigkeiten (plastischer Radius gleich Tunnelradius), so ist lediglich lokal mit „gefüge- und schwerkraftbedingten Ablösungen aus der Tunnellaubung und der Ortsbrust“ zu rechnen. Überschreiten die Primärspannungen die Gebirgsfestigkeiten (plastischer Radius größer Tunnelradius) kommt es zu einer „spannungsbedingten Entfestigung des Gebirges“. Die „Tiefe der Entfestigung“ kann durch den Quotienten plastischer Radius zu Tunnelradius abgeschätzt werden.

Neben dem Versagen aufgrund Übersteigen der Gebirgsfestigkeit besteht bei geringer Verspannung die Gefahr von „schwerkraftbedingten Firstniederbrüchen“. Nach G. Feder (1981) kann zwischen dem „Domartigen und Kaminartigen Firstniederbruch“ unterschieden. Der durch einen „Domartigen Niederbruch“ gebildete Hohlraum bleibt nur dann stabil, wenn die Druckfestigkeit des „natürlichen Gebirgsgebölbes“ dieses Domes ausreichend groß ist. Andernfalls geht der Verbruch in einen „Kaminartigen Niederbruch“ über.

2.3 Charakteristische Gebirgsfestigkeit und –steifigkeit

Die richtige Erfassung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Gebirges besitzt eine fundamentale Bedeutung für den Entwurf und die Ausführung von Hohlraumbauwerken. Wittke (1984) weist darauf hin, dass es bei den zumeist komplexen Eigenschaften des Felses außerordentlich schwierig ist, ein Modell zu entwickeln, das das Spannungsdehnungsverhalten der in der Natur vorkommenden Felsarten so weitgehend beschreibt, dass es sich als Entwurfsgrundlage eignet.

Die Steifigkeit des Gebirges wird neben den Eigenschaften des Gesteins selbst durch die Anzahl und Art der Trennflächen, sowie deren Abstand und Orientierung zueinander geprägt. Maßgebliche Einflussgrößen sind weiterhin der primäre/sekundäre Spannungszustand und die Deformation hinsichtlich Verformungsmodus und –größe. Verschiedene Untersuchungen zeigen auf, dass sich tendenziell sowohl intakter als auch geklüfteter Fels durch Erhöhung des Seitendrucks steifer Verhalten. Physikalisch gesehen, wird dieses Phänomen dem Schließen von Mikrorissen im intakten Gebirge bzw. dem Schließen von Makrorissen im geklüfteten Gebirge zugeschrieben (u.a. Walsh, 1995).

Hinsichtlich der Festigkeit des Gebirges ergibt sich analog zur Steifigkeit die Problemstellung der Spannungs- und Verformungsabhängigkeit. Unter Berücksichtigung dieser Aspekte ist das im Tunnelbau gebräuchliche Kriterium nach Mohr-Coulomb zur allgemein gültigen

Beschreibung der plastischen Grenzbedingung teilweise nicht geeignet. Eine Alternative hierzu bietet das empirische Kriterium nach Hoek-Brown (Hoek et al., 2002).

3 Baugrunderkundung

Ein nachvollziehbarer Planungsprozess der bereits in der Bodenerkundungsplanung beginnt ist Grundvoraussetzung, um einerseits das Baugrundrisiko zu definieren bzw. zu minimieren und andererseits die Umsetzbarkeit eines Projektes zu bestimmen.

Zur Bildung eines geologischen Modells bedarf es, je nach der jeweiligen Projektphase, einer adäquaten Erkundung. Resultat des geologischen Modells ist neben dem geologischen Längenschnitt mit zugehörigen Querprofilen die Definition von Gebirgsarten. Bei der Definition der Gebirgsarten sollte das Hauptaugenmerk auf jene Parameter gelegt werden, die das Gebirgsverhalten beeinflussen.

Der Eurocode 7: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik* liefert Anhaltspunkte für die erforderliche Baugrunderkundung. Es werden drei Geotechnische Kategorien, welche nach dem Schwierigkeitsgrad der Konstruktion, den Baugrundverhältnissen und der Wechselbeziehung Bauwerk zur Umgebung eingestuft werden, definiert. Tunnelbauwerke sowie Hohlraumbauwerke im Allgemeinen sind, sofern sie nicht in hartem, ungeklüftetem Gestein ohne besondere Wasserdichtigkeit zu liegen kommen, der Geotechnischen Kategorie GK 3 zugeordnet.

Für GK 3 sind direkte Aufschlüsse erforderlich. Die Boden- und Gebirgskennwerte sind versuchstechnisch zu bestimmen. Dies ist für Tunnelbauwerke üblich. Die Fragestellung ist jedoch, welche Datenmenge erforderlich ist, um den Baugrund ausreichend genau beschreiben zu können.

Zur bautechnischen Beschreibung und Beurteilung von Locker- und Festgestein sind unter anderem ingenieurgeologische, hydrogeologische, geophysikalische, bodenmechanische und felsmechanische Untersuchungen notwendig.

Zu bedenken gilt, dass Aufschlüsse als Stichproben zu bewerten sind. Sie lassen für zwischenliegende Bereiche nur Wahrscheinlichkeitsaussagen zu. Bei der Festlegung des Stichprobenumfangs sind Vorkenntnisse und örtliche Erfahrung zu berücksichtigen.

Selbst bei relativ großer Erkundungsdichte ist der genaue Verlauf von Schichtgrenzen oder Störungen vielfach nicht prognostizierbar.

Aufgabenstellung, Kriterien und Art der Erkundung können aus den unter Pkt. 1 angeführten Normen und Richtlinien entnommen werden. Der erforderliche Abstand von Aufschlüssen ist projektspezifisch festzulegen. Jedenfalls müssen Art, Umfang, Anordnung der Aufschlüsse und Felduntersuchungen eine ausreichende Information über den räumlichen Verlauf der Schichten und der Trennflächen liefern. Vielfach erweist sich der Einsatz von geophysikalischen Untersuchungen als sinnvolle Ergänzung zu den Erkundungsbohrungen. Art und Umfang der Laboruntersuchungen richtet sich nach den tatsächlich erforderlichen Parametern. Ein früher Abgleich der durchzuführenden Versuche ist mit den Überlegungen von Geotechnikern und Planern abzustimmen. Aus der Sicht des Geotechnikers sind möglichst viele Aufschlüsse und Versuche wünschenswert, um eine ausreichende Datensicherheit zu erhalten. Der Bauherr wird, um Kosten zu sparen, danach trachten, die Anzahl auf ein notwendiges Maß zu beschränken. Die Anzahl der Versuche richtet sich nach den Erfordernissen einer ausreichenden Planungssicherheit. Je größer die Aufschlussdichte ist, desto exakter kann geplant und damit das Ausführungsrisiko reduziert werden. Diese Risikoabwägung ist dem Bauherrn darzulegen, um eine ingenieurmäßig vernünftige Erkundungsdichte durchführen zu können.

Der tatsächlich erforderliche Aufwand der geotechnischen Untersuchungen wird maßgebend durch den Gebirgsaufbau und der Lage des Bauwerkes bestimmt. Bei Hohlraumbauwerken mit geringer Überlagerung und homogenen Verhältnissen reicht eine relativ geringe Anzahl von direkten Aufschlüssen und Versuchen aus, um die erforderlichen Parameter mit ausreichender Genauigkeit ableiten zu können. Bei tiefliegenden Hohlraumbauwerken mit stark wechselndem Gebirgsaufbau liefert vielfach nur ein Erkundungstollen die gewünschten Ergebnisse.

4 Verhalten des Gebirges

Ist das geologische Modell mit den Gebirgsarten inklusive den zugehörigen Gebirgskennwerten definiert, wird im nächsten Schritt das erwartete Gebirgsverhalten mit den möglichen Gefährdungen/Versagensmechanismen beschreiben. Die einzelnen Gefährdungen/-Versagensmechanismen werden so genannten Gebirgsverhaltenstypen (GVT) zugeordnet. Im Idealfall werden diese in enger Abstimmung zwischen Geologen, Sachverständige für Geotechnik und Planer erarbeitet.

Die möglichen Hilfsmittel zur Beurteilung des Gebirgsverhaltens hängen stark vom jeweiligen Gebirge ab. Zweidimensionale Betrachtungen werden zwar der Definition der Gebirgsverhaltenstypen gemäß ÖGG Richtlinie gerecht, berücksichtigen aber die tatsächlich stattfindenden Umlagerungsprozesse nur unzureichend.

Folgende Parameter haben wesentlichen Einfluss auf das Gebirgsverhalten:

- Hohlraumgeometrie: Form und Größe des Querschnitt
- Primärspannungszustand: Der in der Praxis übliche Ansatz von $\gamma \cdot h$ für die Vertikalspannung und $\gamma \cdot h \cdot k_0$ für die Horizontalspannung trifft bei Tunneln mit komplexer Geologie nicht zu, siehe dazu Pkt. 2.1. Spannungsmessungen liefern vielfach mehrdeutige Aussagen und sind stark von der gewählten Methode abhängig, John & Poscher (2004).
- Bergwassereinfluss: Die Höhe des Bergwasserspiegels ist meist bekannt, das Vorhandensein von kluftgebundenem Wasser muss abgeschätzt werden. Im geklüfteten Fels kann man durch die Schaffung des Hohlraumes im Allgemeinen von einer raschen natürlichen Drainagierung ausgehen, was bei sehr undurchlässigen Böden wie steif plastischen Tonen nicht zutreffend ist.
- Schichtung und Trennflächen: Die Orientierung dieser zum Bauwerk dient als Grundlage von kinematischen Überlegungen und zur Ermittlung von gefügebedingten Spannungsumlagerungen. Die Beschaffenheit der Trennflächen hat entscheidenden Einfluss auf das Gebirgsverhalten.

5 Rechenmodelle

5.1 Allgemeines

Hilfsmittel zur Bestimmung des Gebirgsverhaltens und des Systemverhaltens reichen von einfachen statischen Überlegungen, über empirische Ansätze bis hin zu komplexen Rechenmethoden.

Das Ergebnis des Berechnungsmodells ist maximal so gut wie seine Eingangswerte. Eingang finden Rechenschnitte aus geologischen Homogenbereichen mit den zugehörigen Rechenkennwerten, die das Verhalten des Baugrundes in Bandbreiten widerspiegeln. 3D-FEM Berechnungen oder aufwendige Diskontinuumsmodelle sind nur dann sinnvoll

anzuwenden, wenn die entsprechende Genauigkeit der erforderlichen Eingangsparameter vorhanden ist.

5.2 Kinematische Ansätze

Aus Blockkörperanalysen können mit einfachen Mitteln mögliche gefügebedingte Nachbrüche ermittelt und daraus der erforderliche Einsatz von Ankern abgeleitet werden. Eine gesonderte Betrachtung der Orstbrüst ist ebenfalls durchzuführen. Dies kann mit Gleitkörperanalysen bewerkstelligt werden. Eine eventuell vorhandene Auflast aus dem überlagerten Gebirge, kann beispielsweise aus der Silotheorie nach Terzaghi ermittelt werden. Im linken Teil von Abbildung 3 sind jene Blöcke dargestellt, die aus drei unterschiedlichen Trennflächen entstehen. Zusätzlich sind jene Anker abgebildet mit den die einzelnen Blöcke mit ausreichender Sicherheit im Gebirgsverband gehalten werden.

Im rechten Teil von Abbildung 3 ist das Volumen eines in die Ortsbrüst gleitenden Blockes in Abhängigkeit der Orientierung des Tunnels dargestellt.

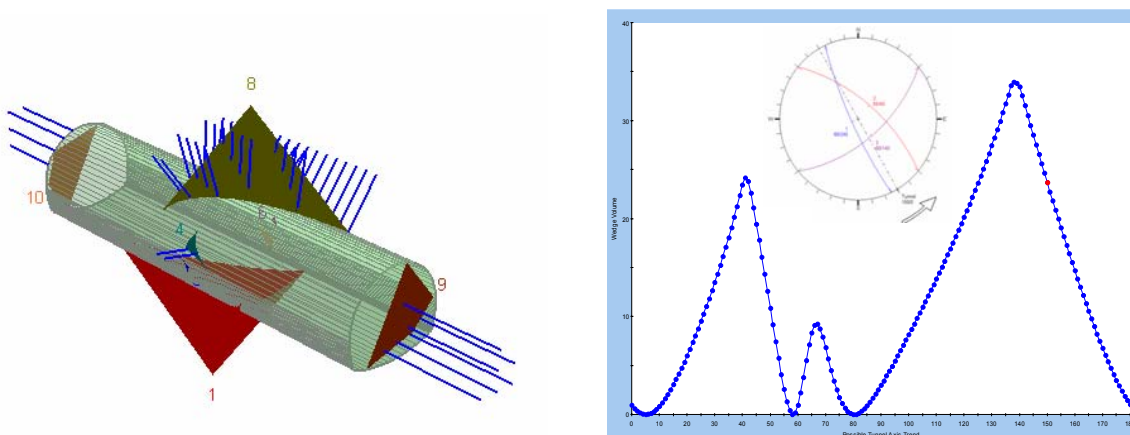


Abbildung 3: Blockkörperanalyse anhand von 3 verschiedenen Trennflächen

5.3 Analytische Ansätze

Nachvollziehbare analytische Methoden bieten ein praktisches und wirtschaftliches Rüstzeug, um die verschiedenen Kennlinien (Gebirge, Ausbauwiderstand) zu ermitteln und die Einflüsse der Streuung der Eingangsdaten zu beurteilen.

Neben den klassischen Kennlinien nach Fenner-Pacher ist nach Feder & Arwanitarkis (1976) die Erfassung eines anisotropen Spannungszustandes möglich. Bei der Ausbaudimensionierung sollten speziell bei tiefliegenden Bauwerken die Anker berücksichtigt werden, Pöttler (1993).

In Abbildung 4 ist die Kennlinie eines Gebirges dargestellt, bei der es zu einer Überbeanspruchung kommt. Damit ein stabiler Zustand erreicht werden kann, wird eine Sicherung mit Spritzbeton und Anker installiert. Spritzbeton wirkt als passives Stützmittel, d.h. die Tragwirkung des Spritzbetons kommt erst bei Bewegung des Gebirges zum Tragen. Anker wirken je nach Typ als aktives oder passives Element. So genannte Swellex-Anker sind kraftschlüssig mit dem Gebirge verbunden und wirken als gebirgsverbesserndes Element, während dessen benötigen SN-Anker zum Erreichen der vollen Tragwirkung (analog dem Tragverhalten von Spritzbeton) eine gewisse Verschiebung des Gebirges.

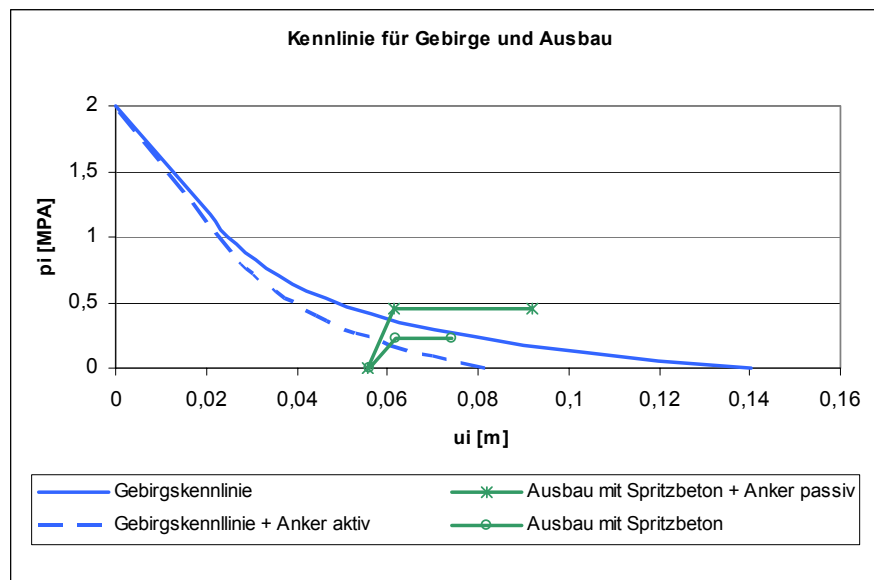


Abbildung 4: Kennlinien für Gebirge und Ausbau

5.4 Numerische Ansätze

Im Vergleich zu den traditionellen Rechenmethoden auf analytischer und/oder empirischer Basis bieten die numerischen Methoden durch die rasante Entwicklung der Soft- und Hardware eine immer größeres Potential im geotechnischen Design. Dies gilt insbesondere auch für die Untersuchung des Gebirgs- und Systemverhaltens von Hohlrumbaauwerken. Sofern spannungsinduzierte Bruchvorgänge zu erwarten sind, ermöglichen numerische Methoden - wie FEM, FDM, BEM oder DEM – ausgezeichnete Möglichkeiten, eine Optimierung der möglichen Stützmittel mit dem zu erwartenden Gebirgsverhalten durchzuführen.

Im Allgemeinen werden häufig 2-dimensionale numerische Analysen herangezogen, da diese mit ausreichender Genauigkeit ausgehend vom Primärzustand das Tragverhalten von Sicherung und Gebirge durch die Simulation der einzelnen Ausbruchs- und Sicherungssequenzen wiedergeben.

Nachfolgend wird eine 3-dimensionale Finite-Elemente Berechnung präsentiert, die den Einfluss der äußerst wichtigen vorausseilenden Sicherungselemente (wie Spieße, Rohrschirme, Ortsbrustanker, GFK-Anker, etc.) auf das Vorverformungsverhalten (Vorentlastung vor der Ortsbrust) untersucht (Marcher et al., 2004).

Auf Grundlage vergleichbarer Randbedingungen werden zwei Vortriebsmethoden – Spritzbetonbauweise/NÖT und A.DE.CO-RS – miteinander verglichen. 3-dimensionale FE - Berechnungen zeigen das unterschiedliche Gebirgs- und Tragverhalten bei Simulation der beiden zyklischen Vortriebsmethoden auf. Ziel dieser Untersuchungen war es, das Spannungs- und Verformungsverhalten des Gesamtsystems unter Einbeziehung des nichtlinearen Verhaltens des Gebirges und des temporären Ausbaus zu analysieren und somit geomechanische Rückschlüsse auf Grundlage zweier vollkommen unterschiedlicher zyklischer Vortriebskonzepte ziehen zu können. Aus dieser Studie illustriert Abbildung 5 die Gegenüberstellung zwischen Gebirgsverhalten und Systemverhalten. Im Falle eines Vollausbruches ohne Stützmaßnahmen bilden sich ausgeprägte plastische Zonen aus, das Verhalten entspricht einem Gebirgsverhaltenstyp: „Scherversagen bei geringem Spannungsniveau“. Zur Abschätzung des Systemverhaltens wurde der Kalottenausbruch der klassischen Spritzbetonbauweise / NÖT unter Ansatz der um eine Abschlagslänge hinter der Ortsbrust frisch aufgebracht (wenig ausgehärteten) Spritzbetonschale und der Systemankerung simuliert.

Zum Vergleich wird im rechten Bild der Abbildung 5 die Auswirkung der Anwendung von vorausseilenden Horizontalankern (GFK-Anker, Mikropfähle, u.ä.) zur Stabilisierung des sog. Stützkerns (advance core) aufgezeigt. Die größere Verformung des Vortiebskerns wird im Fall des NÖT-Vortriebes durch eine deutlich kleinere Querschnittsfläche (Teilausbruch) kompensiert. Durch die getroffenen Maßnahmen wurde bei beiden Systemen ein Gleichgewichtszustand erreicht und die Ausbildung von plastischen Zonen auf örtliche Nahbereiche beschränkt.

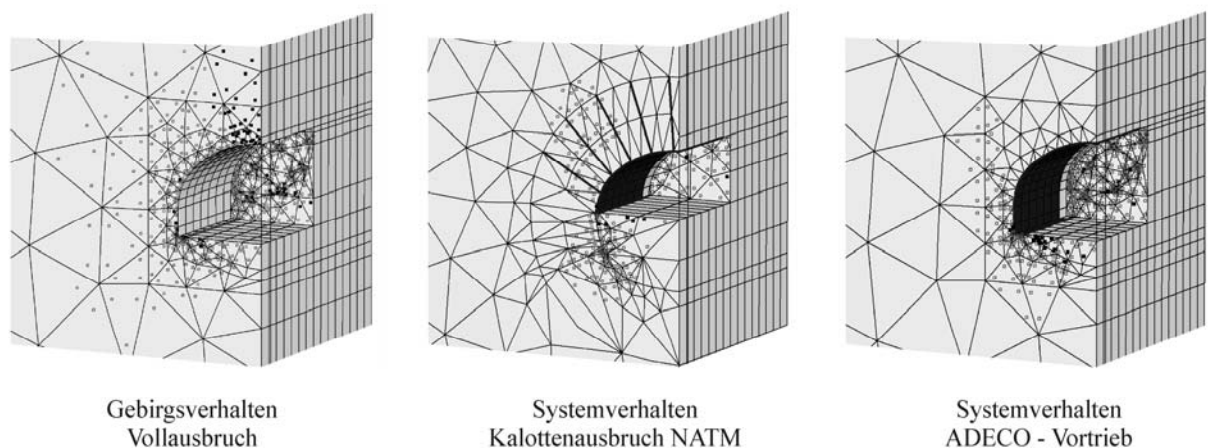


Abbildung 5: 3D FEM - Gegenüberstellung der plastischen Zonen beim Vortrieb

6 Verhalten des Gebirges in Kombination mit den gewählten Stützmaßnahmen (Systemverhalten)

Ist die Vortriebsmethode mit den zugehörigen Maßnahmen für Ausbruch und Stützung definiert, gilt es das Verhalten aus der Kombination dieser Maßnahmen mit dem Gebirge - sprich das Systemverhalten - zu ermitteln. Daraus sind für die Ausführung entsprechende Vorgaben für die Verifikation des Systemverhaltens vor Ort zu machen und dient somit als Basis für die vor Ort zu treffenden Entscheidungen.

Definiert werden kann das Systemverhalten als die erforderlichen Maßnahmen für den Tunnelvortrieb abgestimmt auf das prognostizierte Gebirgsverhalten. Voraussetzung für die richtige Wahl der Stützmittel ist das Verständnis für die gebirgsmechanischen Vorgänge im Generellen und die Lastabtragung als interaktiver Vorgang zwischen Gebirgstragring und Tunnelausbau im Speziellen.

Im Allgemeinen erfolgt eine Zuordnung von Ausbruch und Stützung zu jedem Gebirgsverhaltenstyp, basierend auf nachfolgenden Anforderungen:

- Generelle Standsicherheit
- Sicherheit gegen Herauslösen einzelner Blöcke
- Vermeidung von Gebirgsentfestigung und Auflockerung
- Standsicherheit der Ortsbrust
- Auslastung der Spritzbetonschale
- Zulässige Verformungen
- Zulässige Erschütterungen

Anhand einiger typischer Ausbauelemente soll das Systemverhalten aufgezeigt werden:

Spritzbeton: In den Lockergesteinsabschnitten dient der Spritzbeton als primäres Stützmittel, während er in den Festgesteinsabschnitten vorwiegend zur Versiegelung des Gebirges eingesetzt wird, um das Herauslösen einzelner Blöcke zu verhindern. Bei inkompetentem Gebirge (Lockermaterial, Störungsgestein) im Bereich der Kalottenfüße wird der Kalottenfuß verbreitert, gegebenenfalls wird ein Kalottensohlgewölbe angeordnet.

Radial um den Querschnitt angeordnete Anker: Anker wirken sowohl als gefügeverbesserndes Element wie auch als wirksamer Ausbauwiderstand. Abstand und Länge werden aus den Blöcken abgeleitet, welche in den Hohlraum abgleiten können. Bei Gebirge mit nachdrängenden Lasten ist die Größe der Bruchzonen zu berücksichtigen.

Vorauselende Sicherung: In den Lockergesteinsabschnitten erfolgt z.B. eine vorauselende Gebirgsverbesserung mittels horizontalen Injektions-Spießen bzw. HDI-Pfählen. In den Festgesteinsabschnitten werden z.B. Spieße angeordnet, sofern Nachbrüche aus dem Firstbereich nahe der Ortsbrust zu erwarten sind. Sie dienen zur Überbrückung der freien Stützweite und damit auch der Arbeitssicherheit.

Stahlbögen: Stahlbögen werden zur Gebirgsstützung, zur Erzielung einer besseren Profilhaftigkeit und als Auflager der Spieße angeordnet.

7 Geotechnischer Längenschnitt

Unbestreitbares Ziel ist es, die angestellten Überlegungen zusammenfassend darzustellen. Grundlage ist der geologische Längenschnitt, welcher neben der prognostizierten Geologie die definierten Gebirgsarten und Gebirgsverhaltenstypen enthält. Zusätzlich sind die

gewählten Maßnahmen für Ausbruch und Stützung anzugeben. Gegebenenfalls können Warnkriterien für das geotechnische Sicherheitsmanagement definiert werden. In Österreich wird dieser geologisch-geotechnische Längenschnitt als Rahmenplan bezeichnet (ÖGG-Richtlinie, 2001), der den Geltungsbereich der verschiedenen geomechanischen Modelle wiedergibt. Anzustreben ist eine stationierungsabhängige Zuordnung der Gebirgsarten und Gebirgsverhaltenstypen, woraus sich die entsprechenden Maßnahmen für Ausbruch und Stützung eindeutig ableiten lassen. Nur so ist eine klare Nachvollziehbarkeit der angestellten Überlegungen möglich. Aus vertragstechnischen Gründen wird auf die Angabe von Vortriebsklassen im Allgemeinen verzichtet. Vielmehr werden die Maßnahmen für Ausbruch und Stützung, welche als unveränderlich gelten und welche vor Ort festzulegen sind angegeben. Welche Maßnahmen bereits im Vorhinein durch den Planer vorgegeben werden, hängt von den Randbedingungen, z.B: Tunnel unter bestehender Bebauung, ab und haben meist vertragsrechtliche Beziehungen zu Dritten als Hintergrund oder bewusste und verstärkte Risikovorsorge durch den AN. Jedenfalls dürfen diese Vorgaben eine notwendige Flexibilität im Zuge der Ausführung nicht einschränken.

8 Ausführungsphase

8.1 Allgemeines

Werden die zu erstellenden Bauwerke im natürlich gewachsenen Boden errichtet und wird dieser - sowie im Hohlraumbau üblich - zur statischen Lastabtragung herangezogen, liegen besonders schwierige geotechnische Verhältnisse vor. Die durchgeführten Überlegungen und Berechnungen beruhen einerseits auf einer prognostizierten Geologie und andererseits auf der gewählten Modellbildung. Die zahlreichen Unsicherheiten werden durch entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte sowohl lastseitig als auch materialseitig abgedeckt. Trotzdem wird empfohlen das tatsächlich auftretende Systemverhalten mit dem angenommen zu vergleichen.

8.2 Geotechnisches Sicherheitsmanagement

Gemäß ÖGG Richtlinie (2001) werden für das geotechnische Sicherheitsmanagements folgende drei grundsätzlichen Ziele genannt:

- Dimensionierungskonzept zur Vorgabe von Stützung, Bauverfahren und Kenngrößen für die Beurteilung der Standsicherheit entsprechend den vor der Ausführung bekannten Baugrundverhältnissen
- Überwachungskonzept inklusive aller technischer und organisatorischer Vorkehrungen zum Zweck des laufenden „Soll- Ist Vergleiches“
- Managementkonzept für den Fall der Abweichung der Baugrundverhältnisse außerhalb der erwarteten Bandbreite sowohl in günstiger als auch in ungünstiger Tendenz

Weitere Punkte, welche im Rahmen des geotechnischen Sicherheitsmanagement behandelt werden sollten:

- Darstellung eines klar definierten Informationsflusses, Wer hat Wen und Wann zu informieren
- Klärung der Zuständigkeiten und des Verantwortungsbereiches im Krisenfall

Wie bereits erwähnt, ist die Überwachung während der Ausführung ein wesentlicher Bestandteil des geotechnischen Sicherheitsmanagements. Die baupraktische Umsetzung wird mit Hilfe der Beobachtungsmethode gemäß Eurocode 7 bewerkstelligt.

8.3 Ausbaufestlegung vor Ort

Während der Ausführung gilt es den Dialog mit dem Gebirge aufrecht zu halten, Vavrovsky 1994. Dazu können die verschiedensten geotechnischen Messungen angewendet werden. Beispielsweise werden trigonometrische Messungen, Extensometer, Inklinometer oder Gleitmikrometer eingesetzt. Zusätzlich können aufgrund der Beanspruchung von Ankern und Spritzbeton Rückschlüsse auf das tatsächlich Systemverhalten gemacht werden.

In Abbildung 6 sind die Einflusslinien und die Trendlinie für die Firstsetzung eines Tunnels dargestellt. Ab Tunnelmeter 510 beginnt die Trendlinie ab zu fallen, was ein Indiz für eine Verschlechterung des Gebirges ist. Nach Einbau einer Kalottenfußverbreiterung können die Setzungen wieder reduziert werden, die Trendlinie zeigt diese Entwarnung unmissverständlich.

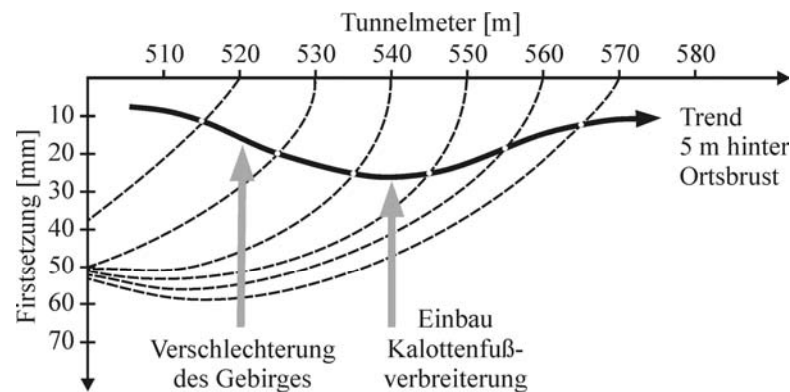


Abbildung 6: Einflusslinie und Trendlinie einer Setzungskurve

Nur wenn während der Ausführung ein intensiver Dialog mit dem Gebirge geführt wird, können die jeweiligen Vorgänge verstanden werden und darauf hin entsprechend reagiert werden.

9 Schlussbemerkung

Verschiedene Richtlinien und Normen behandeln Empfehlungen zur Geomechanik bei der tunnelbautechnischen Gesamtplanung. Die konkrete Umsetzung gestaltet sich jedoch schwierig. Speziell bei der Definition des Gebirgsverhaltens treten Probleme auf, da die Standardisierung von Gebirgsverhaltenstypen kaum vereinbar ist mit der natürlichen und individuellen Heterogenität des Gebirges.

Der intensive Dialog zwischen den verschiedenen Beteiligten (Geotechniker, Geologe, Tunnelstatiker, Vortriebspersonal und Baumanager) in der Planung und Ausführung würde zur Entwicklung eines gemeinsamen Vokabulars sowie gemeinsamen Verständnisses für die jeweiligen gebirgsmechanischen Vorgänge beitragen. Aufbauend auf ein gemeinsam entwickeltes geologisch/geomechanisches Modell, sollten das erwartete Gebirgs- und Systemverhalten ausreichend beschrieben sein und als Basis für einen nachfolgenden kontinuierlichen Soll-Ist-Vergleich während der Bauausführung dienen.

Literaturverzeichnis

- [1] Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics* 6
- [2] Bieniawski, Z.T. 1989. Engineering rock mass classification. New York: Wiley
- [3] Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, 2004
- [4] Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Laborversuche für die geotechnische Bemessung, 1999
- [5] Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 3: Feldversuche für die geotechnische Bemessung, 1999
- [6] ETB, Empfehlungen des Arbeitskreises „Tunnelbau“, Ernst & Sohn, 1995.
- [7] Feder, G.; Arwanitakis, M. 1976. Zur Gebirgsmechanik ausbruchnaher Bereiche tiefliegender Hohlraumbauten. *Berg- und Hüttenmännische Monatshefte*, Springer Verlag
- [8] Feder G., Der Firstniederbruch: Firstniederbrüche im Tunnelbau, *Forschung und Praxis*, Heft 27, 1981
- [9] Hoek E., Carranza-Torres Carlos, Corkum Brent, Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition, NARMS-TAC 2002, Kanada, 2002
- [10] Hoek E., *Rock Engineering*, Course notes, Toronto, Kanada (2000)
- [11] John, K.W. 1969. An engineering approach to evaluate the strength and deformability of regularly jointed rock systems. *Rock Mechanics*, Vol. ¼
- [12] John, M. & Poscher, G. 2004. Primärspannungsmessungen: Zurecht oder zu Unrecht ein Stiefkind der Felsmechanik. *Mitteilungen für Ingenieurgeologie und Geomechanik*. Band 6
- [13] Marcher T., Starjakob F., Lutz H., Sotek M.: Comparison of Excavation Methods: Full Face (ADECO-RS) versus Sequential (NATM) Excavation – Numerical and Construction Management Aspects, *Felsbau* 2004
- [14] Palmström, A. 1996. Characterizing rock masses by the RMI for Use in Practical Rock Engineering.
- [15] Pöttler, R. 1993. Wirkung der Ankerung in Bruchzonen – Versuch einer numerischen Simulation als Ausbauwiderstand. *Geotechnik*
- [16] Rabcewicz von L., 1944: *Gebirgsdruck und Tunnelbau*, Springer – Verlag Wien, 1944

- [17] Richtlinie der ÖGG. 2001. Richtlinie für die Geomechanische Planung von Untertagebauarbeiten mit zyklischem Vortrieb
- [18] SIA 199, Erfassen des Gebirges im Untertagebau, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten- Verein, 1998.
- [19] Schubert, W. & Steindorfer, A. & Button, E.A. 2002. Displacement Monitoring in Tunnels – an Overview. Felsbau 2
- [20] Stini J., 1950: Tunnelbaugeologie, Springer – Verlag Wien, 1950
- [21] Vavrovsky, G.M. 1994. Gebirgsdruckentwicklung, Hohlraumverformung und Ausbaudimensionierung. Felsbau 12
- [22] Vavrovsky, G.M. & Bauer, F. 1995. Die geotechnische Erkundung und ihre Umsetzung. Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (OIAZ), 140. Jg., Heft 7-8
- [23] Walsh J.B., Influence of Microstructure on Rock Deformation. In: Comprehensive Rock Engineering, Oxford, Pergamon Press, Vol. 1, pp. 243-254, 1995
- [24] Wittke W., Felsmechanik, Springer Verlag, 1984

Hangtunnel Bad Ems

N. Vogt, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München und Smolczyk & Partner GmbH, Stuttgart

B. Winkler, Landes-Straßen-Verwaltung Rheinland-Pfalz, Koblenz

1 Einführung

Die Bundesstraße 260 verläuft zwischen Lahnstein und Nassau im engen Lahntal und belastet mit etwa 10000 Kfz pro Tag die darin liegenden Ortschaften mit Staus, Lärm und Abgasen. Dies betrifft vor allem auch die Kurstadt Bad Ems, deren Lebensgrundlage Fremdenverkehr und Kurbetrieb durch die Verkehrssituation mit bis zu 85 % Durchgangsverkehr gefährdet ist. Daher wird eine Umgehungsstraße gebaut, deren erste Planungen in

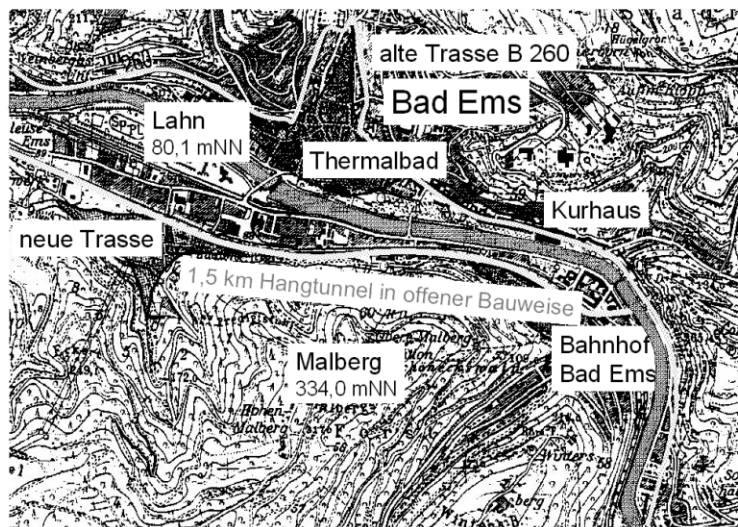


Bild 1: Lage der neuen B 260 am Hangfuß des Malberg

den Anfang der sechziger Jahre zurückreichen. Aus vielen Varianten kam die einer Trasse im Tal, am südlichen Talrand, zwischen einer dort bestehenden Eisenbahnlinie und dem Hangfuß des bis 250 m über die Lahn reichenden Malbergs zur Ausführung (**Bild 1**). Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich dabei mit einem im Verlauf der Umgehung zwischen 2001 und 2004 hergestellten Hangtunnel, der mehrere geotechnische Besonderheiten aufweist, für die Lösungen aufgezeigt werden, die auch über die konkrete Situation hinaus relevant sind.

2 topografische Situation, Baugrund und Grundwasser

Die gewählte neue Trasse der B 260 südlich einer bestehenden Bahnstrecke bedingt auf etwa 1,5 km Länge ihre Verlegung in einen Tunnel, der überwiegend im Hangfuß des Malbergs liegt. Er wurde in offener Bauweise hergestellt. Wahrscheinlich wurden bei der Planung einer offenen Bauweise Kostenvorteile zugeordnet. Nach Kenntnis aller technischen Randbedingungen wäre eine bergmännische Alternative, die wesentlich tiefer im Hang liegt, sicher wirtschaftlich attraktiv gewesen, war dann aber planrechtlich nicht mehr erreichbar. Der bewaldete Hang steigt etwa unter 45° an. Er ist durch Eintiefung der Lahn in das Devon entstanden

und zeigt den in den Bildern 2 und 3 dargestellten **Baugrundaufbau**, wie er mit Bohrungen im Hangbereich erkundet wurde.

- Den tiefen Untergrund bilden mäßig harte, feinsandige Ton-schiefer des Devon (Ober-Ems), seine Schichten sind hier häufig unter 45° bis senkrecht verstellt. Sie streichen quer zur Trasse. In manchen Trassenbereichen reicht das Devon bis zur Geländeoberfläche, in anderen ist es von mächtigen Deckschichten überlagert. Die Erosionsoberfläche des Devon ist im Hang meist steil geneigt. Mit wirtschaftlich vertretbarem Erkundungsumfang ist sie nur grob zu bestimmen.

- Von der Lahn wurden Lahnkiese und Lahnsande abgelagert. Sie enthalten nur geringe Schluffanteile. Die Bestandteile reichen von Feinsand bis Kopfgröße; an der Basis sind auch größere Blöcke abgelagert. Die Lagerungsdichte ist mitteldicht und dicht.

- In Altarmen und Überflutungsbereichen wurden auch

bindige Lahnablagerungen, feinsandige, tonige Schluffe weicher Konsistenz, teils mit humosen Anteilen bis 8 m unter dem Gründungsniveau des Tunnels abgelagert; in derartigen Bereichen wurden Tiefgründungen und Baugrundverbesserungen mit Rüttelstopfsäulen ausgeführt.

- Die Taleinschnitte im Devon wurden im Hang zum Teil von Hangschutt überdeckt: kiesigen bis kopfgroßen, scherbigen, harten Bruchstücken des Devon (Tonschiefer) in feinsandiger und schluffiger Matrix, weit gestuft, mitteldicht und dicht gelagert (GU, GT).

- Vor etwa 11 000 Jahren wurde bei einem Ausbruch eines Eifel-Vulkans Bimssand als Asche-Regen im Hang abgelagert und später wieder von Hangschutt überlagert. Es handelt sich um poröses Gesteinsglas in Grobsand- bis Feinkiesgröße. Im bodenmechanischen Labor wurden folgende Parameter bestimmt:

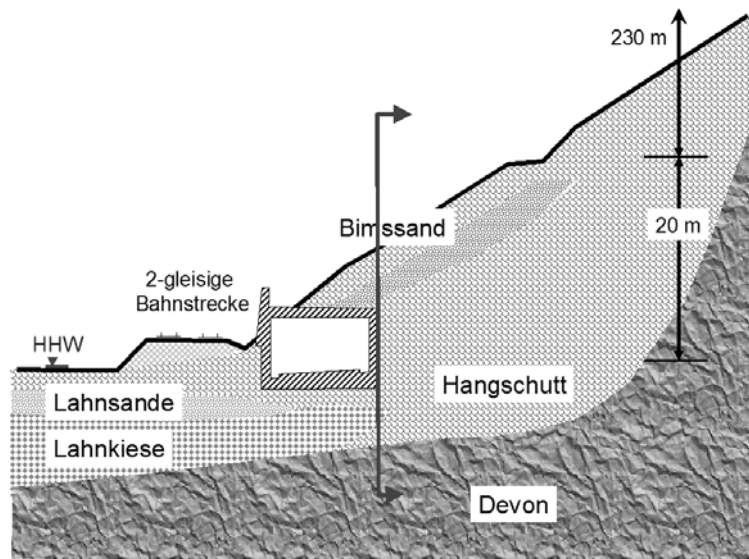


Bild 2: Geologischer Querschnitt bei km 2+800

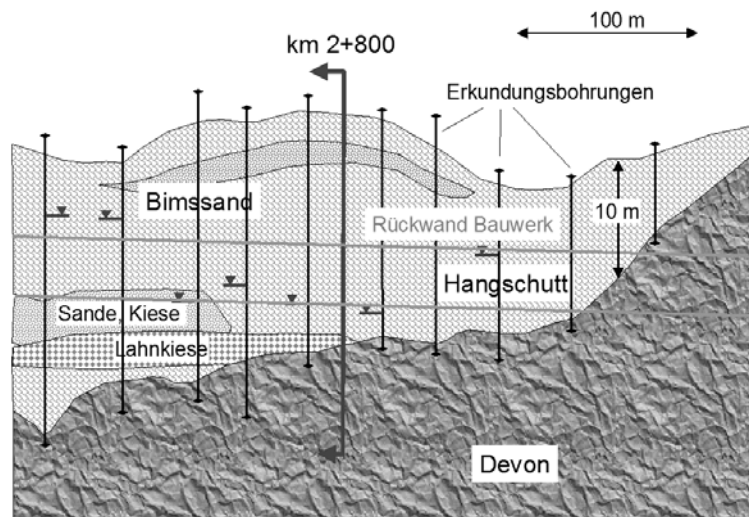


Bild 3: Geologischer Längsschnitt entlang der Tunnelrückseite

Korndichte: $2,20 \leq \gamma_s \leq 2,50 \text{ g/cm}^3$ (6 Versuche);

lockerste Lagerung: $0,81 \leq \gamma_{\min} \leq 1,07 \text{ g/cm}^3$;

dichteste Lagerung: $1,13 \leq \gamma_{\max} \leq 1,27 \text{ g/cm}^3$;

typischer natürlicher Wassergehalt: $w_n = 7 \%$;

Reibungswinkel bei $D = 0,4$: $\varphi' = 44^\circ$ und bei $D = 0,5$: $\varphi' = 51^\circ$; keine Kohäsion; unterproportional ansteigende Scherfestigkeit bei hohen Spannungen; Ansatz: $\varphi' = 35^\circ$; $c' = 0$.

Die **Grundwassersituation** ist folgendermaßen ausgebildet:

- Das Talgrundwasser ist mit der Lahn gekoppelt; die höchsten Hochwasser reichen bis zur Geländeoberfläche im Tal. Die Lahnkiese sind nach DIN 18130 als "durchlässig", der Hangschutt im Talbereich als "schwach durchlässig" einzustufen. Da der Hangschutt deutlich geringer durchlässig ist als der Lahnkies, wurden wasserundurchlässige Verbauwände bis in den Hangschutt geführt und eine Restunterströmung in Kauf genommen.
- Die auf dem Malberg abregnenden Niederschläge speisen einen Kluftgrundwasserkörper im Festgestein. Vorfluter ist die Lahn. Das Wasser tritt über den Hangschutt zu Tal. Bei Bohrungen im Hang wurde in sehr verschiedenen Tiefen Wasser angetroffen.
- Aus großen Tiefen steigt in Bad Ems Thermalwasser auf. Die Quellen von Bad Ems (Quellenturm) lassen es punktuell zu Tage treten, dies ist an besondere Klüfte gebunden. Die Wassertemperatur beträgt bis zu 80° C , das Wasser ist kohlenensäurehaltig und stark aggressiv. Dies hat Auswirkungen auf die Herstellung von Ankern, für die bei Antreffen von Thermalwasser zuvor eine Gebirgsvergütung erforderlich war. Außerdem musste das Tunnelbauwerk vor korrosiven Angriffen geschützt werden und erhielt dazu eine 3 mm starke Abdichtung mit PE-Bahnen.

3 Planung der Baugrube; Sicherung und Stützung des Hanges

Für die Baugrube (Bild 4) wurde typischer Weise auf der Seite der Bahn eine Spundwand hergestellt, die das Wasser aus den Lahnkiesen absperrt. Sie wurde dazu in das Devon oder in den Hangschutt eingebunden. Ein Gleis der Bahn konnte gesperrt werden. Da im Hangschutt und in den Lahnkiesen Blöcke abgelagert sind, wurden mit Hilfe eines Drehbohrgerätes Bohrlöcher hergestellt, mit Kies verfüllt und in diese die Spundbohlen eingerüttelt. Die Grundwasserabsperrung war nur in begrenzter Länge und nur temporär zulässig. Daher wurden Bauabschnitte gebildet und die Spundwände nach Fertigstellung eines Abschnittes wieder gezogen. Die einzelnen Baugruben erforderten als teildichte Baugruben eine intensive Wasserhaltung.

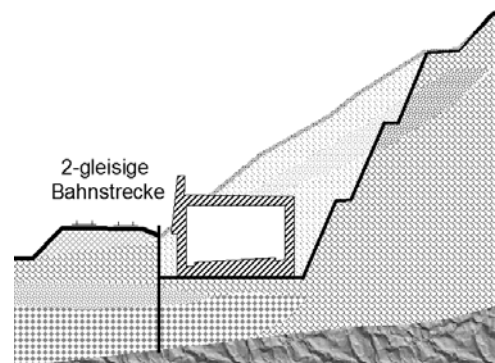


Bild 4: Geometrie der Baugrube



Bild 5: Steilböschung im Fels

Auf der Hangseite wurde eine gesicherte Steilböschung vorgesehen. Sie erhielt aus Gründen der Arbeitssicherheit Bermen und wurde im Mittel unter 65° geneigt. Dort, wo die Steilböschung in Felsbereichen anzulegen war (Bild 5), wurde das Material in der Regel mit dem Meißel gelöst. Teilweise kamen auch Felsfräsen zum Einsatz, die sich hinsichtlich eines schonenden Abtrags und einer einfachen Wiederverwendbarkeit des gelösten Materials positiv auszeichneten. Je nach der Orientierung des Trennflächensystems wurden Klufkörper entweder systematisch oder gezielt einzeln durch Felsnägel gesichert. Bei kleinklüftiger Zerlegung des Devon wurde die Oberfläche mit einer bewehrten Spritzbetonschale versehen, in gering verwitterten Bereichen kamen - auch für im Endzustand frei stehende Felsböschungen - Steinschlagnetze zur Ausführung.

In einem großen zentralen Bereich lag die zu sichernde Steilböschung jedoch nicht in Festgesteinen, sondern im Hangschutt. Dabei konnte aufgrund der im Hang abgeteufte Bohrungen nicht exakt angegeben werden, in welcher Tiefe der Übergang vom Hangschutt in den Fels liegt. Auch deutlich oberhalb des Einschnittbereiches trat das Festgestein des Devon nicht zu Tage, wobei offen blieb, wie mächtig die Hangschuttauflage ist. Die Höhe des Hangschuttbereiches liegt damit bei mindestens 30 m, könnte aber auch 250 m betragen. Die Hangneigung beträgt im unteren Bereich des Malbergs etwa 45° .

Für Berechnungen der Standsicherheit - die hier noch mit dem Globalsicherheitskonzept durchgeführt wurden - und die Festlegung von Maßnahmen ist die Scherfestigkeit des Materials von Ausschlag gebender Bedeutung. Reicht der unter 45° geneigte Hangschutt wirklich bis in große Höhe über dem Talgrund, dann muss der Reibungswinkel des Materials mindestens 45° betragen - in diesem Fall spielt eine eventuell vorhandene geringe Kohäsion bei der Berechnung keine Rolle. Falls der Hangschutt aber 30 m oder 40 m oberhalb des Talfußes endet, könnte die in der natürlichen Situation bestehende Standsicherheit von mindestens $\eta = 1$ auch mit einem Reibungswinkel $< 45^\circ$ bei gleichzeitig wirksamer Kohäsion nachgerechnet werden. Für das Vorhandensein einer Kohäsion spricht die bindige Matrix zwischen dem abgelagerten Steinmaterial und die hohe Lagerungsdichte des Hangschutts, die sich durch hohe Schlagzahlen bei Sondierungen mit der schweren Rammsonde zeigte. Im Labor kann die Scherfestigkeit des Hangschutts aufgrund seiner z.T. grobstückigen Struktur, seiner Heterogenität und seiner kaum reproduzierbaren Lagerungsdichte nicht mit ausreichender Signifikanz bestimmt werden. Zur Bestimmung der Scherparameter des Hangschutts verbleibt als Lösung, eine Rückrechnung des offensichtlich standsicheren Hanges, der keine Hinweise auf lokale Rutschungen aufweist, durchzuführen. Dabei stellt sich die Frage, ob als Eingangsgrö-

Bei einer solchen Rückrechnung eine Standsicherheit von nur gerade $\eta = 1$ oder eine höhere Sicherheit einzusetzen ist. Zur Festlegung von Maßnahmen zur Sicherung des Hanges ist zudem festzulegen, ob die Bauzustände mit einer Sicherheit von $\eta = 1,3$ nachzuweisen sind, oder ob man sich auch mit einer geringeren Sicherheit zufrieden geben kann, zumal auch für den vorhandenen natürlichen Hang niemand einen Standsicherheitsnachweis verlangt. Außerdem muss man klären, in welchem Umfang der natürliche Hang oberhalb des Bereiches, in den bautechnisch eingeschnitten wird, in Standsicherheitsuntersuchungen und Sicherungsmaßnahmen einbezogen wird.

Der Leser erkennt, dass hier zwingend und objektiv eindeutige Festlegungen der Scherfestigkeit nicht möglich sind. Sich bei allen genannten Punkten auf die sichere Seite zu legen, würde zu äußerst aufwändigen bautechnischen Sicherungsmaßnahmen führen und verbietet sich aus volkswirtschaftlicher Vernunft. Die Festlegungen mussten schließlich pragmatisch und nach Diskussion verschiedenster Szenarien im Einvernehmen mit Planer, Prüfer, Bauherrn und Bauaufsicht sowie unter Berücksichtigung einer möglichen fairen Einbindung in einen Bauvertrag mit einer zum Zeitpunkt der Planung noch nicht bekannten Baufirma getroffen werden. So wurde festgelegt:

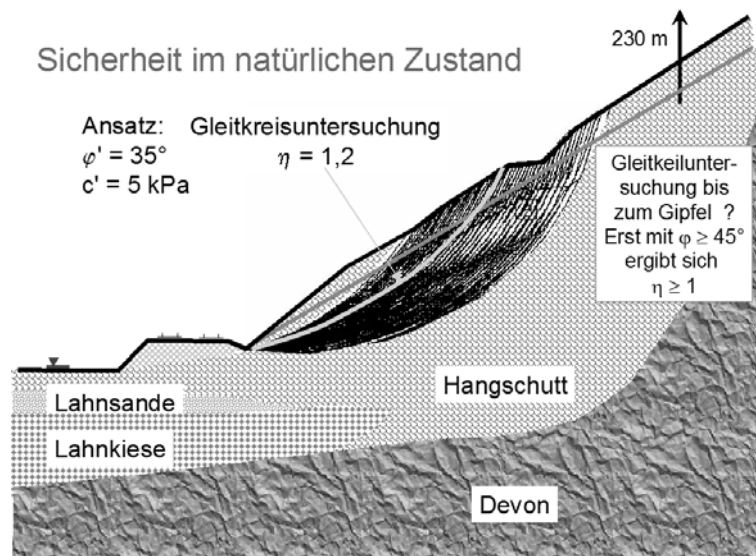


Bild 6: zur Standsicherheit im Ausgangszustand

– Festlegung von Sicherungsmaßnahmen derart, dass mit diesen Scherparametern für die herzustellende Einschnittsböschung im Bauzustand eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,3$ nachgewiesen werden kann (Geländebruchsicherheit).

- Ansatz der Scherfestigkeit $\varphi' = 35^\circ$; $c' = 5 \text{ kPa}$. Mit diesen Scherparametern ergab sich für den maßgebenden Hangbereich im natürlichen Zustand eine Geländebruchsicherheit von $\eta = 1,2$ (Bild 6).
- Festlegung von Sicherungsmaßnahmen derart, dass mit diesen Scherparametern für die herzustellende Einschnittsböschung im Bauzustand eine globale Sicherheit von $\eta \geq 1,3$ nachgewiesen werden kann (Geländebruchsicherheit).
- Für die Sicherungsmaßnahmen in Form von Spritzbetonschale und vorgespannten temporären Ankern werden Nachweise sowohl im Hinblick auf die Geländebruchsicherheit als auch gemäß den Vorgaben für eine Stützwand geführt.
- Für Bruchmechanismen, die höher reichen als die 2,5-fache Höhe des durch die Baumaßnahme bedingten Einschnitts, müssen keine Standsicherheitsnachweise geführt werden bzw. es werden keine bautechnischen Maßnahmen mit dem Ziel durchgeführt, die Standsicherheit für derartige Mechanismen zu erhöhen. Hintergrund dieser Festlegung ist die Überlegung, dass der Hang deutlich oberhalb des Einschnitts nicht sicherer werden muss als zuvor in seinem natürlichen Zustand, auch wenn für diesen eine Sicherheit nach den Regeln der Technik mit den genannten Scherparametern nicht nachweisbar ist. Eine Störung

am Hangfuß (Wegnahme von Stützkräften), die durch Stützmaßnahmen in Form von Ankern (Einleiten von Stützkräften, die größer sind als die weggenommenen) mehr als kompensiert wird, kann sich weit oberhalb der Störung im Hinblick auf ein zu erhaltenes Kräftegleichgewicht nicht mehr negativ auswirken.

- Anwendung der Beobachtungsmethode, also Berechnung eines erwarteten Verformungsverhaltens, Messung des tatsächlichen Verformungsverhaltens und Festlegung von ergänzenden Maßnahmen für den Fall unerwarteter Verformungen.

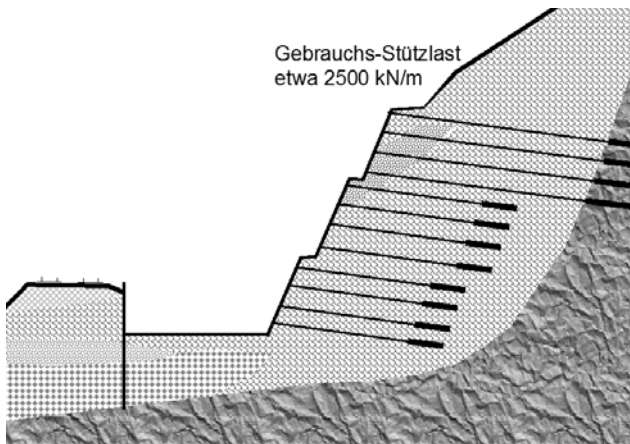


Bild 7: Lösung: verankerte Spritzbetonschale

Mit diesen Prämissen wurde als Lösung eine Spritzbetonschale zur Böschungssicherung entworfen (Bild 7), die mit Hilfe von vorgespannten Ankern und Ankerkopfplatten-Fertigteilen den verbliebenen Hang hinter und oberhalb des zusätzlichen Einschnitts in den Hang stützt. Für den Entwurf ohne wesentliche Bedeutung ist dabei, ob die Anker bis in das Devon reichen oder im Hangschutt enden. Die Ankerlängen wurden derart ermittelt, dass auch bei vollständiger Lage der Verpresskörper im Hangschutt alle Nachweise erfüllt werden.

Bei der Ausführung der verankerten Spritzbetonschale musste der im Hang bestehende und vor Beginn der Baumaßnahme erkannte und beschriebene Bimssand angeschnitten werden. Dabei rieselte er beim Abgraben unterhalb eines bestehenden Abschnitts der Spritzbetonschale bei geringsten Erschütterungen aus. Um ihn zu halten, wurden zwei Lösungen diskutiert: Einrütteln von Kanaldielen oder Herstellen von Stabverpresspfählen in dichtem Abstand, von denen die letztgenannte zur Ausführung kam (Bild 8).



Bild 8: Stabverpresspfähle zur Sicherung des Bimssandes

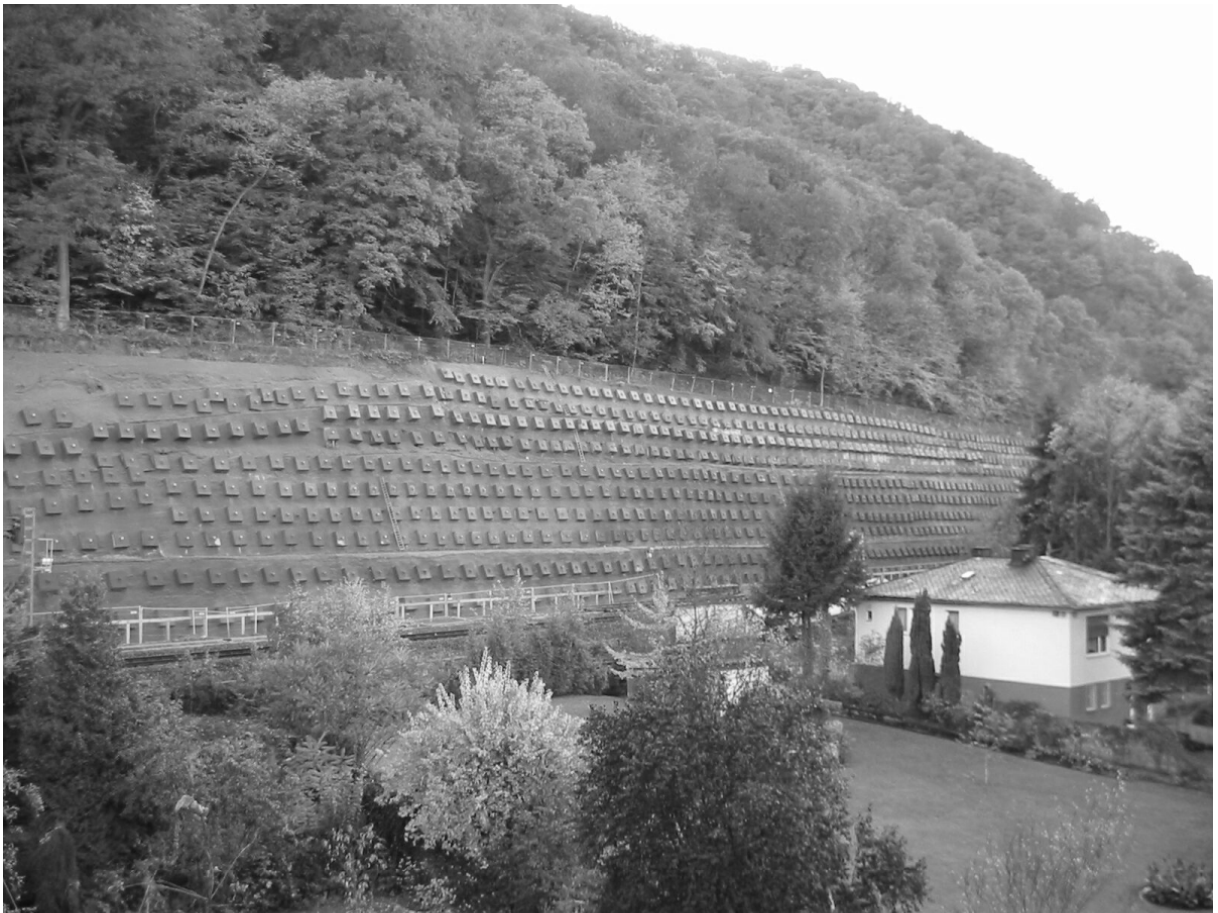


Bild 9: fertig gestellte verankerte Spritzbetonschale für den Hanganschnitt

4 Beobachtungsmaßnahme beim Hanganschnitt

Der Einschnitt in den Hang wurde mit einem aufwändigen Messprogramm begleitet. Ziel war, die erwarteten Verformungen zu überprüfen, die zuvor mit Hilfe von Finite-Element-Berechnungen, bei denen der Aushub simuliert und die stützende Wirkung der vorgespannten Anker berücksichtigt wurde, ermittelt worden waren. Im Fall unerwartet großer Verformungen wäre es erforderlich geworden, Zusatzmaßnahmen einzuleiten. Querschnitte wie der in

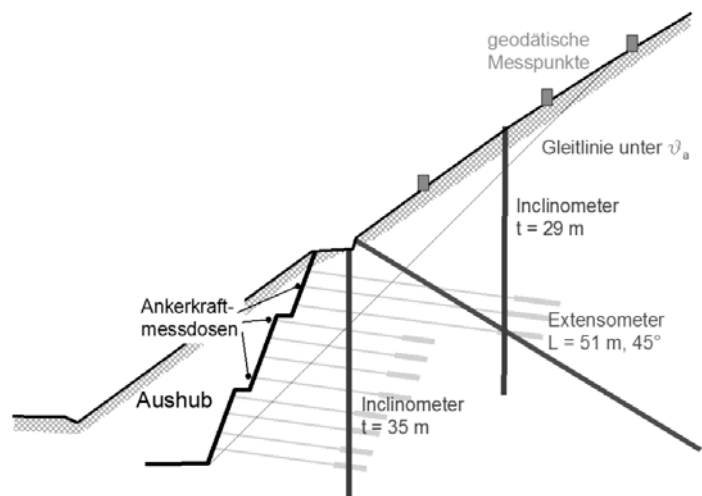


Bild 10: Messquerschnitt bei km 2+796

Bild 10 dargestellte wurden im maßgebenden Hangbereich im Abstand von 50 m angeordnet.

Die entsprechend den Berechnungen zu erwartende horizontale Verformung im Hangbereich betrug etwa 2 cm. Die gemessenen Verschiebungen gaben keinen Anlass, die Standsicherheit des gesicherten Hanges während der Aushubarbeiten anzuzweifeln und verstärkte Sicherungsmaßnahmen einzuleiten (Bilder 11 und 12).

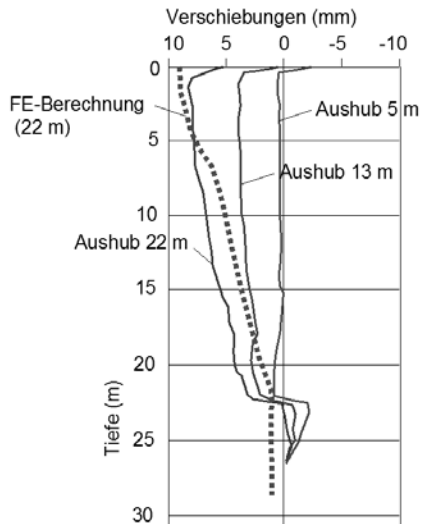


Bild 11: bei km 2+796 mit Inklinometer gemessene Hangverschiebungen und Vergleich mit FE-Berechnung

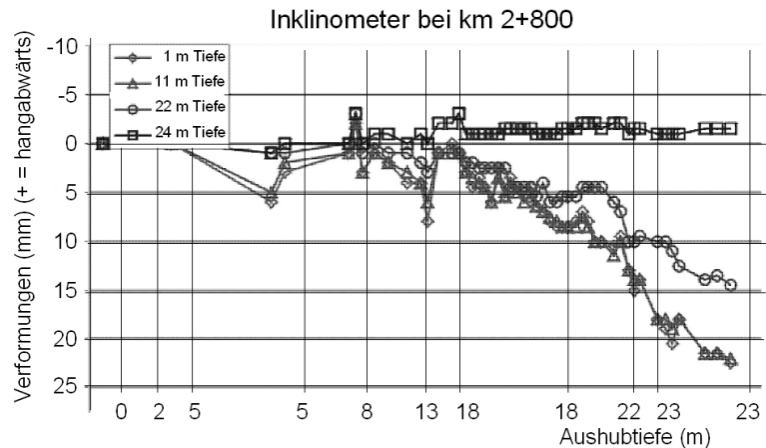


Bild 12: gemessene Verformungen bei km 2+796

5 Abtrag der Horizontalkräfte im Endzustand

Nach Fertigstellung des Bauwerks wird der bauzeitliche Einschnitt in den Hang wieder verfüllt. Die Anker der Hangsicherung sind nicht als Daueranker konstruiert, vielmehr muss der aufgefüllte neue Hangfuß auf Dauer die Standsicherheit des wiederhergestellten Gesamthanges sicherstellen. Dazu müssen Horizontalkräfte durch das Bauwerk im Hangfuß hindurchgeleitet werden. Sie können auch als einseitige Erddruckkräfte auf das Tunnelbauwerk angesehen werden. Die Abtragung derartiger Horizontalkräfte in der Bauwerkssohle wird jedoch dadurch erschwert, dass der Tunnel mit PE-Bahnen abgedichtet wurde, um ihn vor thermalen Mineralwässern zu schützen.

Da in der Grenzfläche zwischen einer PE-Bahn (nachfolgend: "Folie") und dem darunter angeordneten Schutzbeton nur sehr eingeschränkt Horizontalkräfte übertragen werden können, wurden Schubnocken angeordnet, die eine Verzahnung mit dem Untergrund sicherstellen können. Dabei stellen sich folgende Fragen:

- Wie tief müssen derartige Schubnocken in den Untergrund unter dem Bauwerk eingreifen, damit sie wirksam werden?
- Wie werden derartige Nocken angeordnet, damit sie optimal wirksam und gut ausführbar sind? Dabei war gleichzeitig zu beachten, dass in den Fugen zwischen benachbarten Bauwerksblöcken ein Dichtungsband angeordnet wird, dessen Verlegung und Verschweißbarkeit nicht eingeschränkt werden durfte.

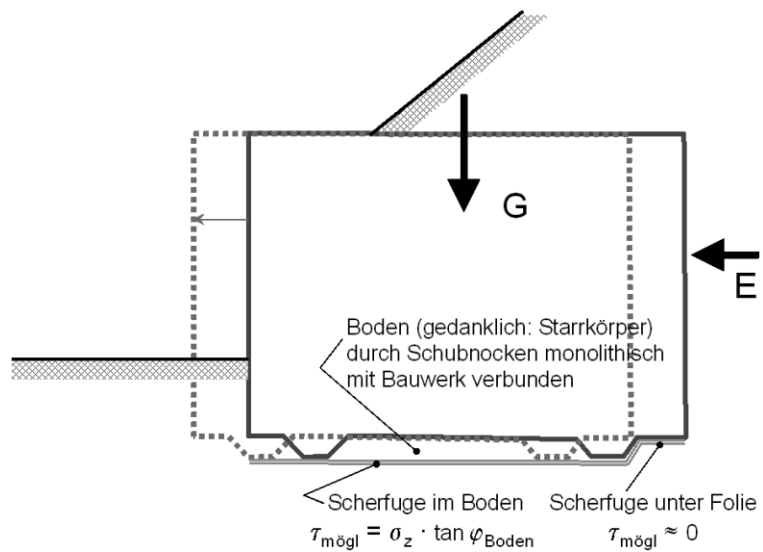


Bild 13: Bauwerk mit Schubnocken bei Horizontalverschiebung

Schubnocken unter einem Bauwerk führen dazu, dass bei einer Horizontalverschiebung des Bauwerks eine Scherfuge im Boden erzwungen wird (Bild 13). Nur in einem Bereich bergseits der „hintersten“ Nocke verbleibt ein Bereich der Scherfuge im unmittelbaren Folienbereich. Daraus folgt die Zweckmäßigkeit einer möglichst weit bergseits angeordneten Nocke. Außerdem könnte man aufgrund dieser vereinfachten Überlegung folgern, dass die Einbinde-tiefe von Nocken ohne Bedeutung ist. Diese Überlegung ist jedoch zu revidieren, da der Boden zwischen den Nocken nicht monolithisch ist. Er wird komprimiert und kann in gewissem Umfang auch zur Tiefe verdrückt werden (Bild 14), was mit einer ausreichend großen Nockentiefe sicher verhindert werden kann.

Bleibt man bei Überlegungen mit Starrkörpermechanismen, müssen neben einer durch Nocken erzwungenen horizontalen Scherfuge im Boden auch weitere Bewegungsrichtungen untersucht werden, die mit einer Anhebung des Bauwerks verknüpft sind (siehe Bild 15). Bei den dargestellten



Bild 14: Boden zwischen den Nocken wird komprimiert und kann zur Tiefe verdrängt werden

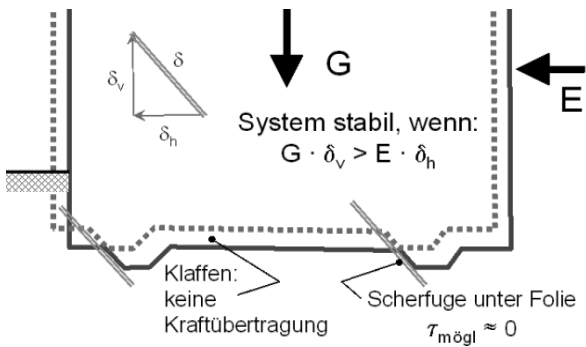


Bild 15a: steile Aufschiebung;
Richtung durch Nocken vorgegeben

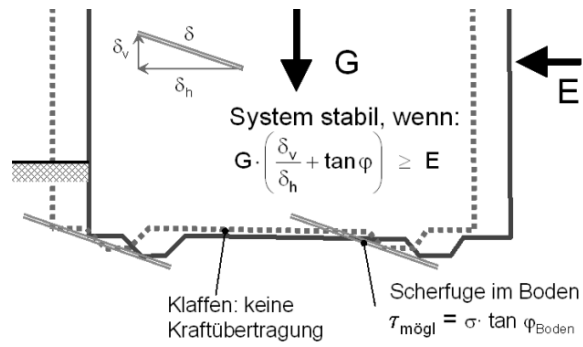


Bild 15b: flache Aufschiebung mit
Scherfuge im Boden

Aufschiebungsvorgängen kommt es jeweils zu Kraftumlagerungen dergestalt, dass alle Bauwerkslasten über die Nockenbereiche in den Untergrund abgetragen werden müssen. Hier ist dann zu prüfen, ob es in den dabei entstehenden lokal hoch beanspruchten Bodenbereichen zu Plastifizierungen und Verdrückungen kommt (Bild 16).

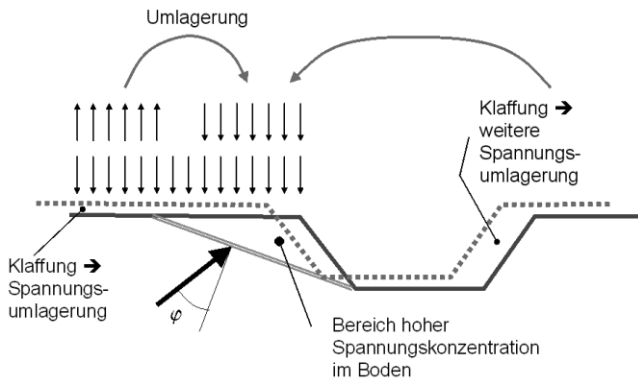


Bild 16: Spannungsumlagerungen - schematisch -
bei Aufschiebungen, wie sie in Bild 15 dargestellt sind

So haben wir Finite-Element-Berechnungen durchgeführt (Bild 17), wobei für eine typische Belastungssituation des Tunnelrahmens Untersuchungen mit Spornstiefen von 0,3 m, 0,5 m und 0,6 m durchgeführt wurden.

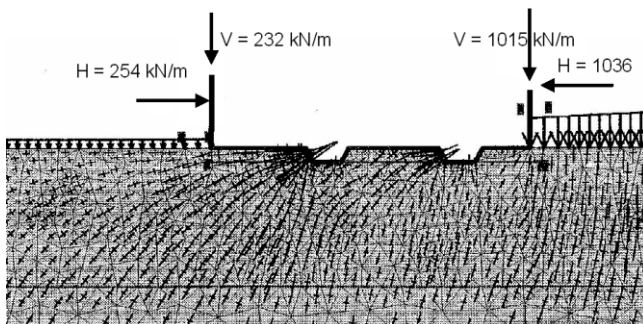


Bild 17: FE-Untersuchung der Sporne

gungsvorgang des Bodens um die flachen Sporne herum. Bei Vergrößerung der Spornstiefe auf 0,5 m konnten die zugehörigen Verformungen deutlich verringert werden. Der zusätzliche

Die vorgestellten ersten Überlegungen zeigen, dass mit Hilfe einfacher Abschätzungen nur grobe Angaben über die Tiefe, Konstruktion und Anordnung von Schubnocken ableitbar sind. Mit Hilfe von numerischen Untersuchungen, bei denen außer den Gleichgewichtsauch die Verträglichkeitsbedingungen Beachtung finden, lassen sich genauere Aussagen gewinnen.

Sie zeigten, dass die charakteristischen Bauwerkslasten bei einer Spornstiefe von 0,3 m aufgenommen werden können und auch eine Steigerung der H-Lasten auf das 1,5-fache (Anforderung an die globale Sicherheit gegen Gleiten) mit endlichen Verformungen möglich war. Eine weitere Laststeigerung führte zu einem walzenförmigen Verdrängungsvorgang des Bodens um die flachen Sporne herum.

Steifigkeitsgewinn bei Vergrößerung der Einbindetiefe auf 0,6 m war vergleichsweise klein. Zur Ausführung gelangten zwei 0,5 m tiefe Sporne mit der in Bild 18 erkennbaren Anordnung. Sie laufen in Längsrichtung des Bauwerks durch. Im Bereich der Blockfugen folgen die Fugenbänder der Voutung (Bild 19).



Bild 18: Herstellung der Schubnocken
(Unterbau)

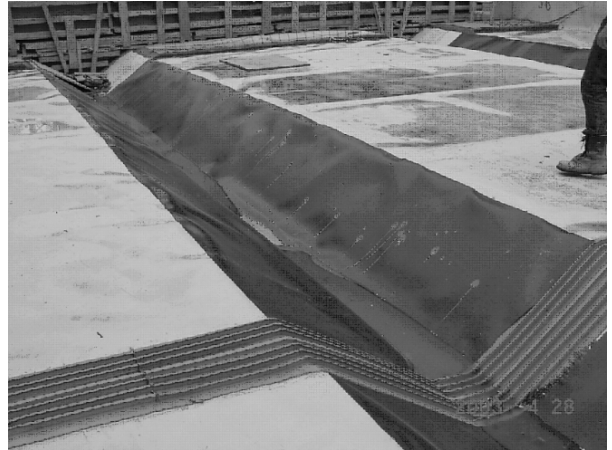


Bild 19: Dichtungsbahn und Fugenband
im Bereich der Schubnocken

6 Literatur

- WINKLER, B., KREMER, B. (2002): B 260 Umgehungsstraße Fachbach - Bad Ems; Broschüre des Landesbetriebs Straßen und Verkehr Rheinland-Pfalz; Eigenverlag Straßen- und Verkehrsamt Koblenz
- RUMPELT, T, LEY, G. (2002): Geologische Verhältnisse und geotechnische Aufgaben für die Umgehungsstraße Fachbach - Bad Ems; Broschüre des Landesbetriebs Straßen und Verkehr Rheinland-Pfalz; Eigenverlag Straßen- und Verkehrsamt Koblenz
- VOGT, N. (2003): Studienunterlagen zu Grundbau und Bodenmechanik. Zentrum Geotechnik, TU München, www.gb.tum.de

Deformational Behaviour of Very Soft Soils Owing to Extensive Land Reclamation

N. Pralle, M. Kelm, C. Maier & A. Dolipski, Ed. Züblin AG

Abstract During the construction of a Container Terminal on reclaimed land unexpected and large deformations of the soil were observed during fill placement. Soil data were carefully revised, all construction stages were numerically simulated using the FEM, and slope stability analysis assessed the factors of safety for the various construction stages. Based on numerical results that agreed well with monitoring data detailed recommendations were given.

1 Introduction

The construction of a Container Terminal entailed the reclamation within a marine bay area and the erection of an offshore jetty on piles. As of reaching a particular fill level, unexpectedly large deformations of the soil were observed such that adjacent jetty bridge piles were damaged as well as surface cracks on the reclaimed area developed. In order to better understand the causative mechanisms underlying the soil deformations, soil investigation and monitoring data were carefully revised, all construction stages were numerically simulated using the finite element method, and slope stability analysis reassessed the factors of safety for the various construction stages. Results from modelling various scenarios were compared to continuously recorded monitoring data, which provided a solid basis for recommendations to mitigate future damage.

2 Site

Reference sea-level is defined as Chart Datum (CD). Tidal levels range from 0 m CD to + 1.7 m CD [1]. The construction of the Container Terminal required the construction of a jetty, as well as the reclamation of an area of ca. 22 ha for the container storage area, which will be connected to the jetty via an access bridge. To reclaim land a limiting containment bund was first placed approximately along the periphery of the designated storage area. The target crest level of the containment bund was ca. at 1.7 m CD after a temporary excess level between 2.2 - 2.5 m CD. That area inside the bund delimitation

with water depths between 1 and 4 m was then filled up using dredged sand up to 2 m CD to provide a working platform for installing vertical drains (PVD). Fill then continued to reach the designated final level of 4 m CD, after a period of surcharge fill at 7 m CD. Fig. 1 and 2 illustrate the part of the site (Area 3), which is being treated in this paper, showing the containment bund, the jetty access bridge abutment along with the first pile rows for the access bridge.

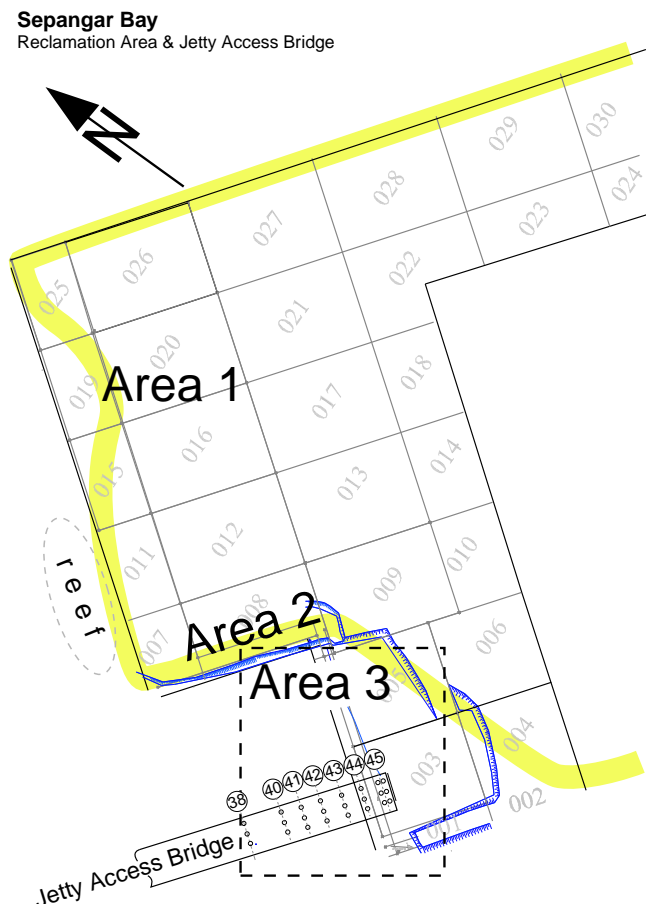


Figure 1: General overview of designated port site. Shown are the containment bund, the fill sections, and Area 3, focus of this report.

2.1 Geology

The site is located in a bay. The upper most soil layers are of marine deposits, underlain by coastal and deltaic alluvium. Marine and coastal sediments are composed of sand, silt and clay with coral and shell fragments. Deltaic sediments comprises decayed vegetation fibres or humus material, and derives mostly from Tertiary rocks. Sea-bed elevation at the site ranges from -0.1 to -15.3 m CD. Typical for sediments in a deltaic environment soil types and layer thicknesses show an extreme lateral variation. A small reef is located towards the NW-front of the container storage area.

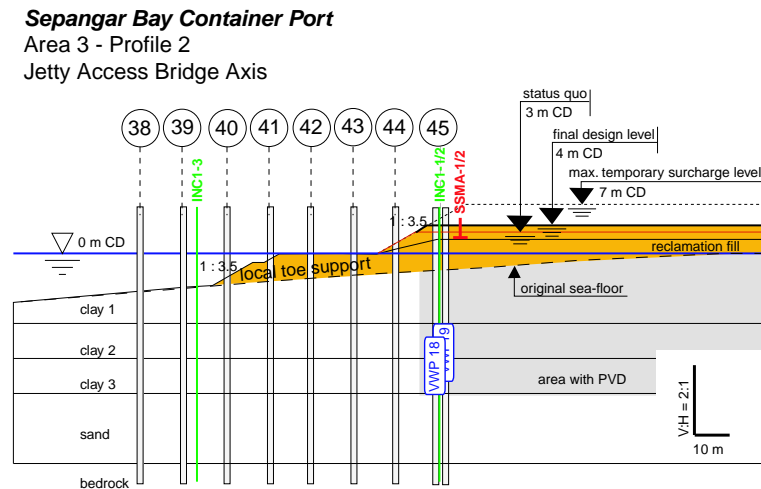


Figure 2: Modified profile along Access Bridge axis. Locations of piles and monitoring devices are indicated.

2.2 Geotechnical Conditions

The upper subsoil of Area 3 is dominated by a sequence of very soft, normally consolidated clay layers with a total thickness ranging between 15 m and 20 m. Extensive field (borehole, vane shear, penetration testing) and laboratory tests (Atterberg limits; oedometer; consolidation; CD-, and UU-triaxial) were performed.

CPT records shown in Fig. 3 give a notion of the soil's mechanical state and its properties for the sounding at location CPT-1 (see Fig. 7). The tip resistance (Fig. 3-a) reveals a very soft consistency of the subsoil down to the hard rock horizon (ca. -23 m). The friction ratio (Fig. 3-b) indicates the prevalence of clayey soil, with the presence of silty and/or sandy intercalations, such as in the depth of -15 m. However, they seem to be rather thin and/or loose as the tip resistance record does not show any deflections. Note that the tip resistance q_c does not exceed 0.5 MPa before reaching a depth of -21 m, which qualifies the entire soil column as very soft. Fig. 3-c illustrates the pore water pressure recorded in the tip compared to the hydrostatic pressure. The fact that a pore water excess pressure can be observed throughout most of the recorded depth strongly supports the dominance of clayey soil.

2.2.1 Geotechnical Parameters

Parameters were derived also for the analytical and numerical modelling (Secs. 4). Atterberg limits (Fig. 4) were also used to determine the coefficient of correction for the undrained shear strength acc. to [2], which was correlated to the liquid limit LL and the plasticity index PI .

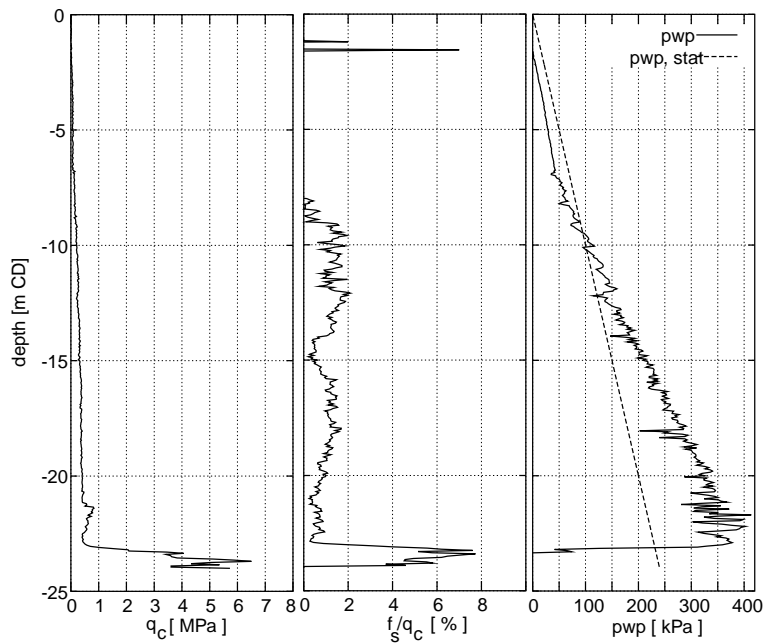


Figure 3: CPT-records obtained in CPT1: (a) tip resistance, (b) friction ratio, (c) pore water pressure vs. depth.

Oedometer tests show a range for E_s between 0.5 and 2.0 MN/m² (Fig. 5).

Crucial for the numerical analysis is the initial void ratio e_0 , which depends on the mean pressure (Fig. 5 – undisturbed samples).

Fig. 6 shows undisturbed (USS) and remoulded (RSS) c_u -values, as well as the soil's sensitivity versus depth for all campaigns.

c_u -values obtained during a later (2004) soil investigation campaign are significantly higher for the upper most 15 m than in the previous campaigns (1996-2000). This increase can presumably be attributed to the prevailing and expected consolidation effect owing to preloading. This assumption is exemplified by comparing c_u -values witnessing a preloading effect in combination with PVDs to those without (Fig. 6). In Fig. 6-a the USS values clearly show a significant shear strength increase between -5 and -10 m depth, which peters out at a depth of -15 m. a soil behaviour typical for preloading. Shear strength improvement can also be seen for RSS values (Fig. 6-b), which is not as obvious, as the soil structure is destroyed when using this method. Thus, the soil's sensitivity decreases marginally after preloading (Fig. 6-c), i.e. its mean value is slightly lower than for USS- c_u -values.

Tab. 1 lists all soil parameters for Area 3.

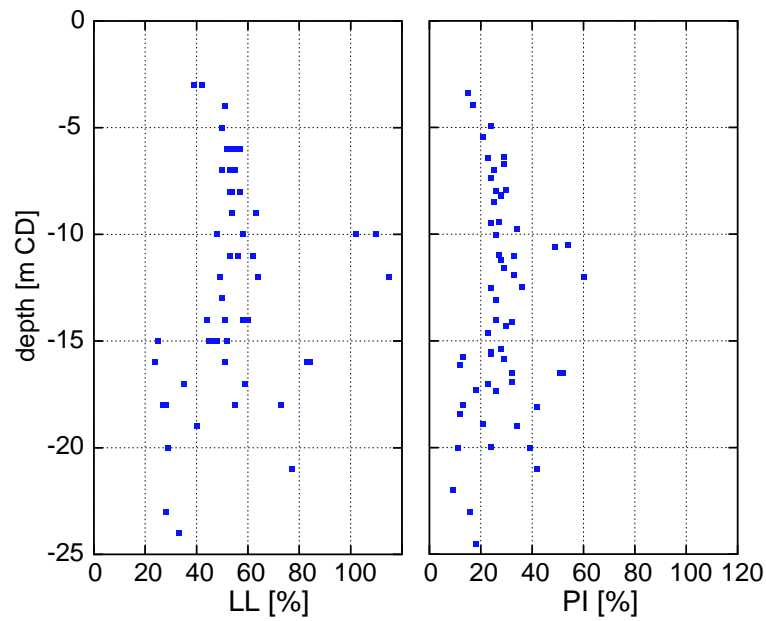


Figure 4: Liquid limit and plasticity index versus depth.

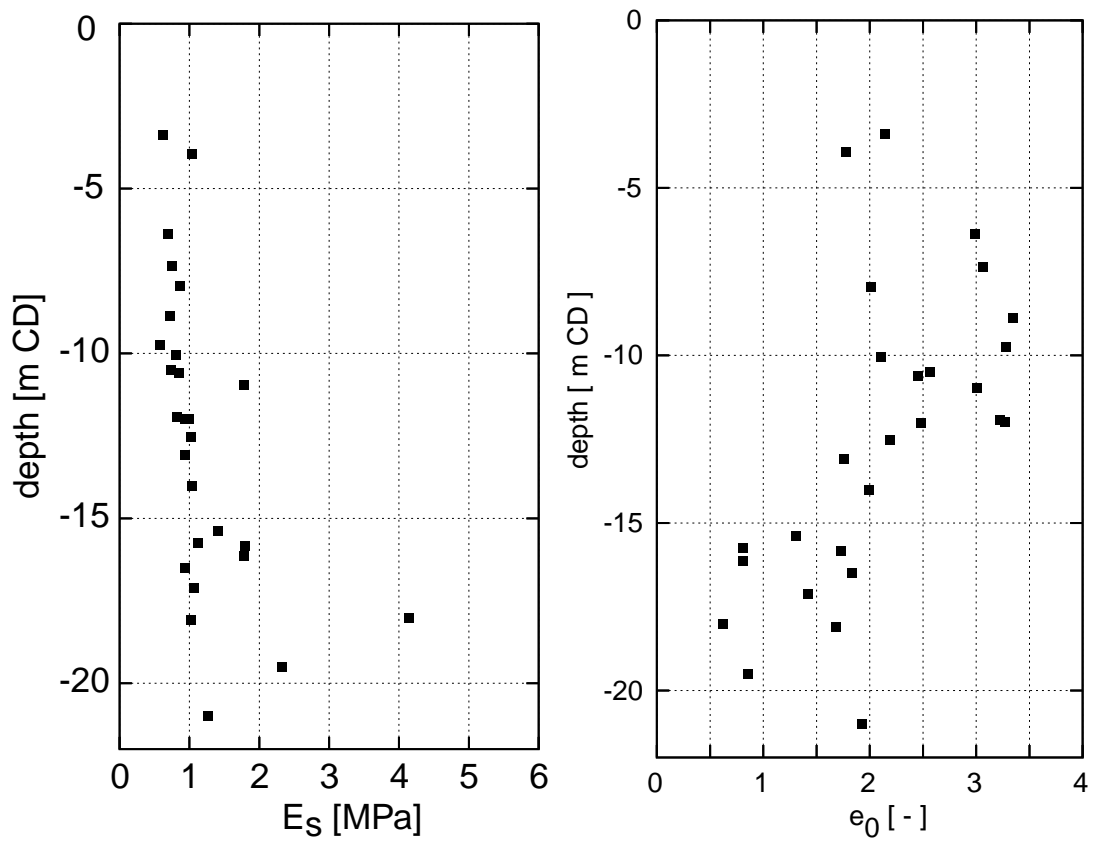


Figure 5: Stiffness E_s (left) and void ratio e_0 (right) versus depth.

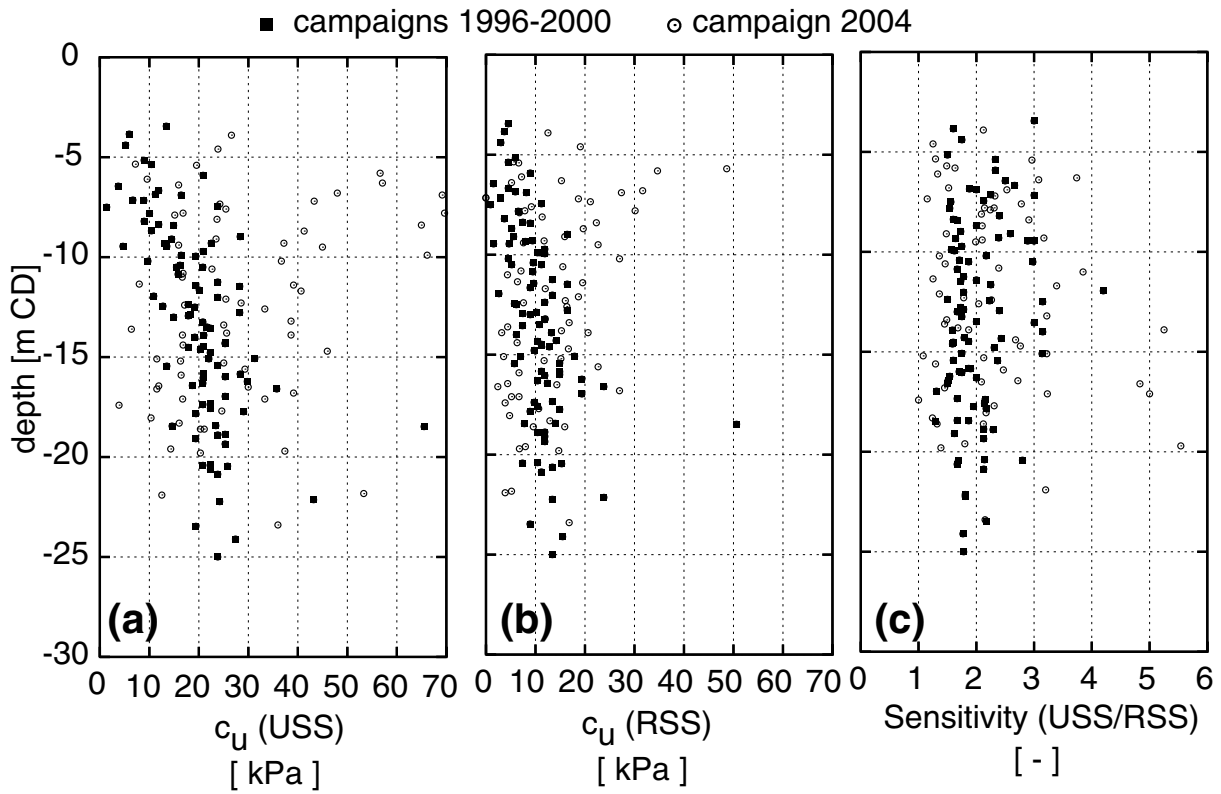


Figure 6: c_u values obtained during various campaigns. (a) USS (b) RSS (c) sensitivity. Bright circles denote shear strength values one year after construction began.

Table 1: Characteristic soil parameters for Area 3. Values in parenthesis denote original vane-shear test readings, which are corrected.

parameter/ device	symbol	unit	mean	standard deviation	mean for depth ranges			
					0-10 m clay 1	10-15 m clay 2	15-20 m clay 3	> 20 m
spec. wght	γ	[kN/m ³]	15.9	2.3	13.7	14.1	17.1	18.5
liquid l.	LL	[%]	53.7	18.5	52.6	65.1	48.8	41.5
plast. index	PI	[%]	27.8	10.8	25.2	33.5	26.9	22.5
compr. index	C_c	[-]	0.29	0.140	0.437	0.315	0.147	0.254
void ratio	e_0	[-]	2.01	0.818	2.659	2.504	1.230	1.932
permeab.	k	[m/s]	1.38E-09	1.38E-09	1.20E-09	1.28E-09	1.64E-09	1.38E-09
coeff. of cons.	c_v	[m ² /a]	3.577	4.932	1.922	2.104	6.158	6.652
vol. comp.	m_v	[m ² /MN]	1.015	0.4	1.372	1.063	0.708	0.792
Stiffness	E_S	[MPa]	1.881	0.72	0.754	0.993	1.735	1.263
USS	c_u	[kPa]	19.7	8.6	(12.8)	(19.7)	(25.1)	(25.3)
(1996-2000)					10.9	16.7	21.3	21.5
USS	c_u	[kPa]	28.8	(16.9)	(36.7)	(26.2)	(20.5)	33.9
(2004)				14.4	31.2	22.1	17.4	28.8
SPT	N_{30}	[N]	16.9	21.3	9.8	4.2	12.9	31.5

3 Monitoring of Soil Behaviour

Numerous devices monitored the subsurface's reaction to the changing boundary conditions (and to be prepared for contingencies as required by the Client).

- inclinometers (INCL), settlement markers (SSM) to record subsurface reaction due to fill placements and consolidation
- pile heads to obtain a notion for general displacements (once soil displacement was identified)
- piezometers (PWD) to monitor pore water excess pressures and assess the state of consolidation.

Fig. 7 gives an overview on the locations of monitoring devices in Area 3.

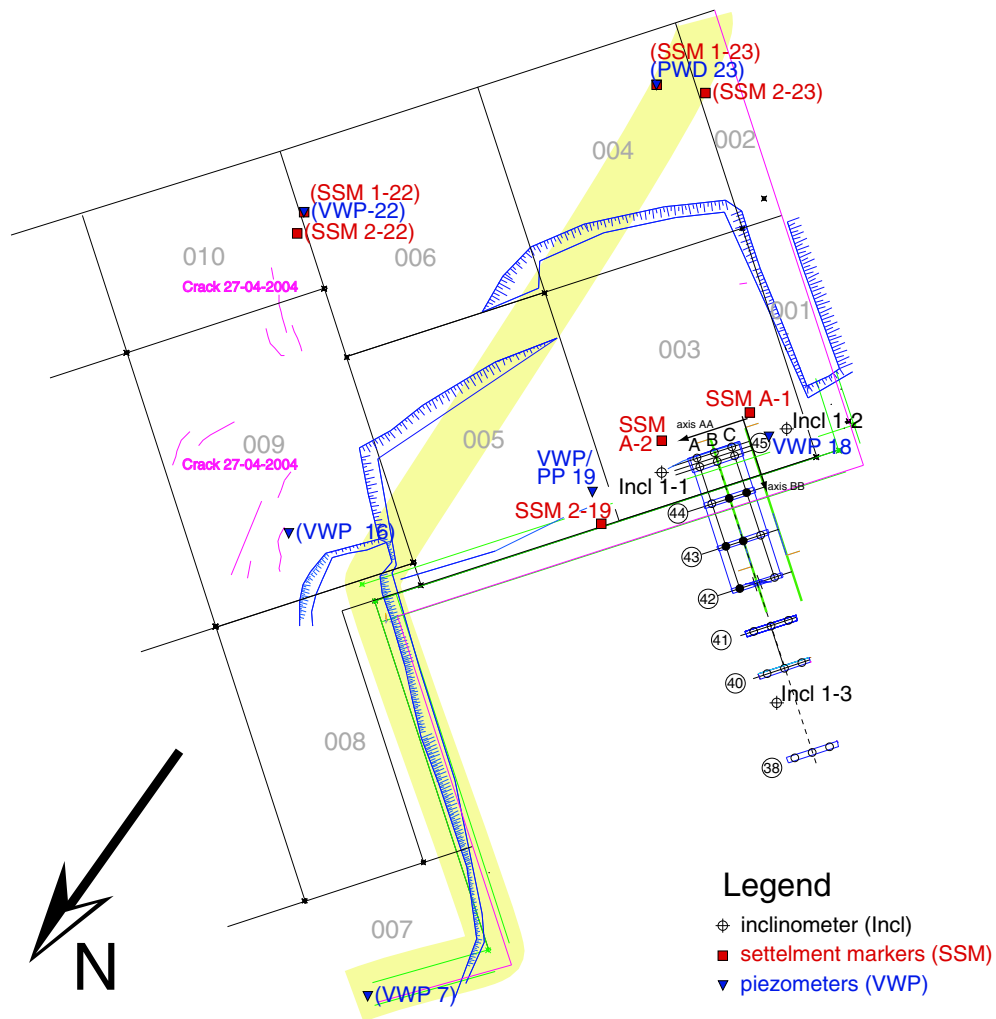


Figure 7: Location map of monitoring devices in Area 3.

3.1 Pore Water Pressure

Pore water pressures were recorded using pneumatic piezometers (PP) and vibrating wire piezometers (VWP) in various depth levels. Pore water pressures are exemplarily shown for monitoring point PWD 19 (Figs. 8) for different depths and corrected for the piezometric depth together with the earth fill placements. Each placement step was designed to increase ground level by 0.5 m, performed in two layers. Hence, due to ongoing settlement during fill placement, the actually deposited fill thickness varied. After reaching the corresponding intermediate design fill levels a consolidation period was awaited. This waiting period was considered completed when inclinometer and pile head displacement readings showed displacement rates not larger than 0.5 mm/day.

Fig. 8 illustrates the pore pressure evolution at observation point PWD 19.

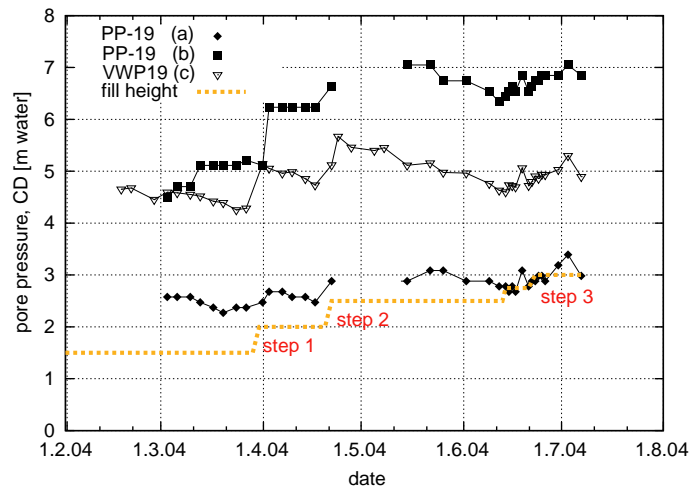


Figure 8: Pore water pressure evolution at various depths - Monitoring Point PWD 19

The record of VWP-19(c) (at level -12.46 m CD) well reflects the earth placement steps. A pressure increase is observed before the first fill placement, which may be related to the work activities, such as the ongoing PVD-installation. Pore water pressure increases by approx. 10 kPa each upon placing fill steps 1 and 2, which corresponds to a load step of a 50 cm layer (assuming a specific fill weight of $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$). However, it can be assumed that the actual fill layer was thicker than 0.5 m due to consolidation induced settlements. After dissipation of pore water pressure by 50% fill step 2 accumulatively increases the pore pressure by 7 kPa. This load induced increment is smaller, which can be explained with a changed pressure distribution. After step 2 a consolidation time of approx. 8 weeks is awaited during which the pore pressure dissipates to its initial value at the beginning of the recording phase (4.7 m water column).

The record of PP19(b) shows a correspondence with the earth work activities and the record of VWP19(c). Due to fill steps 1 and 2 at end of March and mid-April porewater

pressure increases accordingly to the superimposed loads in the order of 10 kPa. The record of PP19(a) qualitatively follows the trend of the others; however, its absolute values do not correspond with the expected values, especially since these are much shallower.

3.2 Settlements

References are made here to SSM A-1 and SSM A-2, since their locations (on the landside of the access bridge abutment) carry most interest for the analysis. Fig. 9 shows exemplarily the settlement (left) and rate (right) evolution for these two monitoring points together with the fill history.

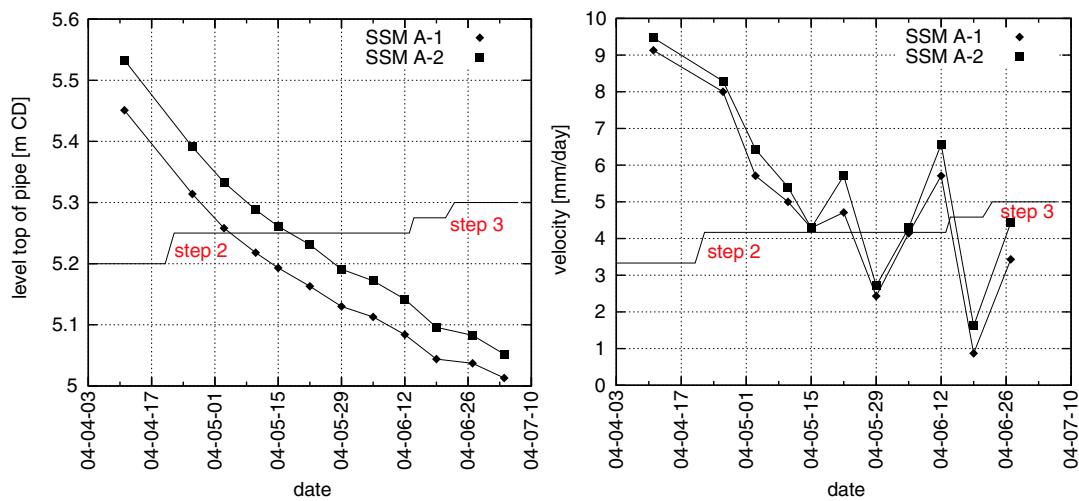


Figure 9: Settlements (left) and its rate (right) at Monitoring Points A-1 and A-2. Fill steps 2 and 3 are indicated.

The development clearly shows that the settlement rate is slightly decreasing (from about 9 mm per day to a range between 1 and 4 mm/d); however further settlements have to be expected. From April to July 4th settlements up to 44 cm and 48 cm, resp., had accumulated.

3.3 Pile Head Displacements

Deformations of piles were recorded from pile rows 39 to 45 since December 3rd, 2003. Fig. 7 shows pile locations. Data of selected piles (42 A, 43 A, 43 B, 44 B and 44 C) have been evaluated. Contiguous reliable monitoring data is available starting 7 weeks after pile head displacements were observed. The outset of monitoring concurred with placing sand between pile rows 42 and 45.

Since starting the measurements, piles suffered total displacements up to 120 cm, which amounts to approx. 80 cm parallel to bridge axis (Fig. 10).

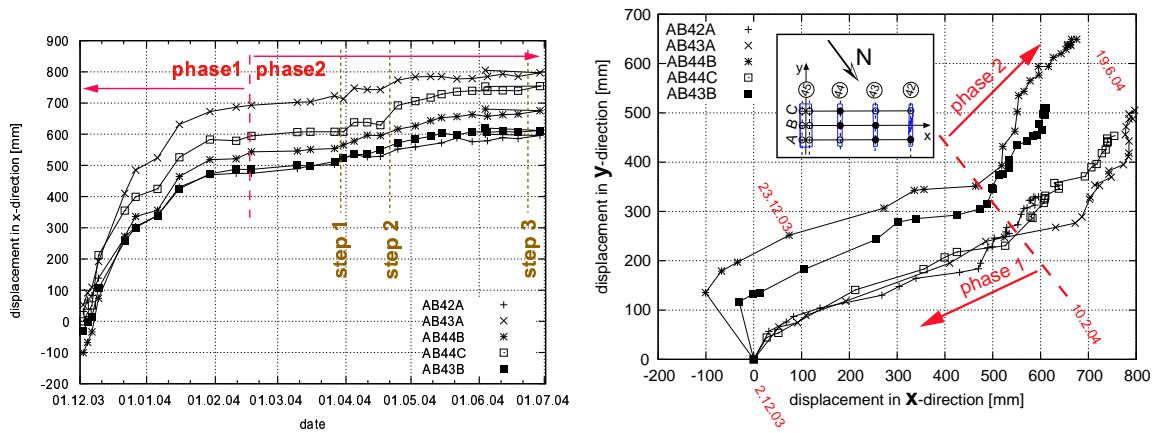


Figure 10: Evolution of pile head displacements parallel to bridge axis (left) and Pile head displacement paths (right) at Monitoring Points A-1 and A-2.

The beginning of pile displacement monitoring concurred with the fill activities on the site to reach a ground level of +1.8 m CD. By February 2004 recorded pile head displacements had reached approx. 70 cm in direction parallel to the bridge with one fill phase in December. During the fill steps 1-3, through which ground level was risen from +1.8 m CD up to +3 m CD, pile head displacements increased maximally 10 cm more in the same direction. Fig. 10 clearly shows that all the selected piles experience the same displacement rate. However, the piles closest to land and on the NE-side of the abutment experienced the largest total displacements. This observation indicates a north-west motion of the soil body, which is constrained by the piles. Analogously to the settlement recordings, the motion slows down, but kept continuing. It is conceivable that the observed deceleration is produced by a nailing effect through the piles.

Fig. 10 illustrates the displacement paths for the selected piles (see insert sketch for their location). This graph clearly shows two prominent motion trends. Until mid February, which included the initial phase of highest recorded displacement rate, pile heads moved in a WNW- direction (phase 1). Motion changed then suddenly towards WSW (phase 2). This change of direction seems to concur with the motion deceleration, however, it does not seem to correlate with the points in time of the fill placements. Although phase 2 has now been lasting longer than phase 1, most deformation occurred during phase 1.

3.4 Inclinator Readings

Three inclinometers (INCL) were installed in the access bridge area (Fig. 7). Fig. 11 shows exemplarily displacements over depth for various points in time along the bridge axis.

INCL1-1 shows soil movements down to a depth of 30 m. Values from a depth of 2 m to the casing top have no relevance. The general deformation motion shows a clear

preference for the NW. This data profile shows a strong vertical variability of the horizontal displacements. Incipient disturbance of the soil can be detected at a depth between 28 m and 26 m. INCL1-1 shows the biggest displacements at a depth of ca. 10 m. Between mid March and the end of June, a maximum horizontal displacement of 22 cm at a depth of 11 m has been recorded. INCL1-1 shows large differential displacements between 10 m and 16 m, indicating potential detachments, or failure surfaces. The fact that nearly no differential displacements are observed in the depth range between -8 m and 0 m between the March 13 and April 26 measurement indicates pure translation. From then on no displacement is recorded for a depth of 2 m, as if the soil was pinned, which indicates a rotational motion. This notion is supported with the onset of cracking in Fill Section 9 (Fig. 1) which coincides with that particular point in time.

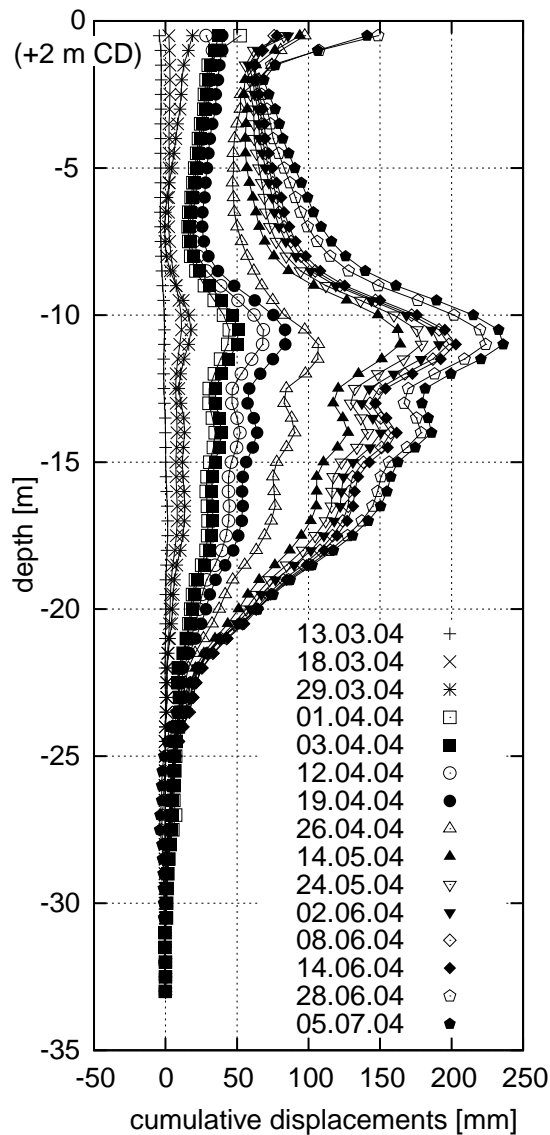


Figure 11: Readings from INCL1-1 along bridge axis.

4 Finite Element Calculations

4.1 Theoretical Aspects

4.1.1 Modelling Programme

Finite element calculations were carried out with Tochnog, a general purpose finite element programme featuring various material models for soils. Two- and three-dimensional stress and strain states can be calculated for soil and rock, as well as stationary and instationary states.

4.1.2 Element Types, Iteration Scheme, Error Ratio, Material Law

Finite elements with 9 nodes and quadratic form functions are used in the simulations. Nonlinear constitutive equations result in state-dependent system equations. These have to be solved iteratively. The error ratio is determined by the difference between inner nodal forces and exterior load. This value can be set by the user (an error ratio of less than 1 % was used). In intermediate calculation steps slightly higher values were accepted.

As constitutive law the elasto-plastic modified Cam clay material model with isotropic hardening [3] was used. The main feature of this model is to account for the hardening of soft soils due to consolidation. This is accomplished by two state variables, the void ratio e and the history variable p_0 memorizing the preconsolidation mean pressure of the material. Therefore, it is possible to predict the behaviour of soft soil realistically.

4.1.3 Vertical Drains (PVDs)

The vertical drains (PVDs) are not modelled as discrete drains but by a larger mean vertical permeability k'_{fv} of the soil, while the horizontal permeability remains unchanged. This approach is based on the radial flow towards a drain in a unit cell described by KJELLMAN [4] and a combined vertical and horizontal degree of consolidation proposed by CARILLO [5].

The equivalent vertical permeability is determined by equating the combined degree of consolidation in a unit cell with the degree of consolidation of a finite-element model without discrete drains. This approach was verified by numerical simulations with discretely modelled vertical drains [6].

4.2 Model

The cross-section along the abutment area of the access bridge (cp. Fig. 2) is modelled with a geometry as depicted in Fig. 12 that includes the design surcharge.

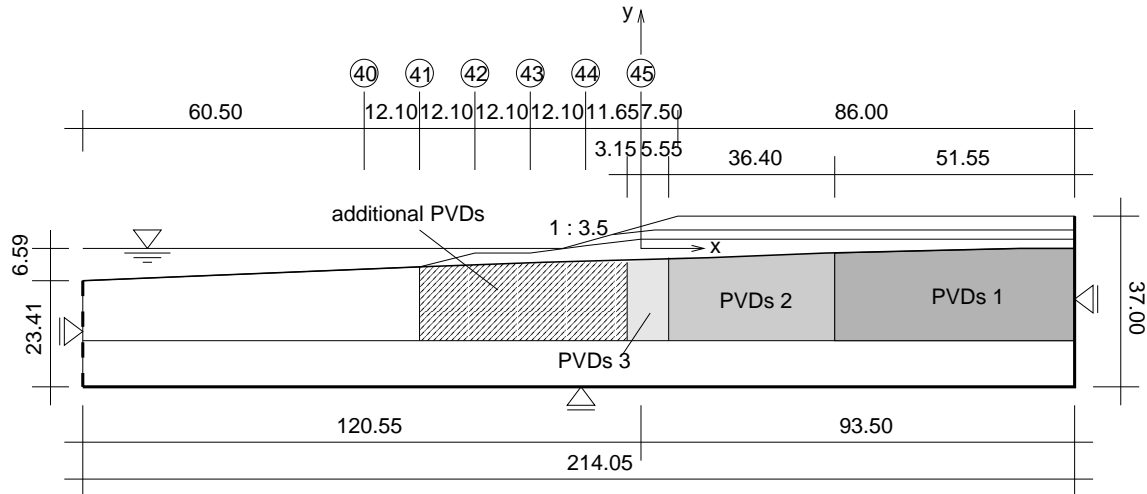


Figure 12: Schematic illustration of the finite element model for various scenarios; dashed line: permeable boundary, solid line: impermeable boundary. PVDs 1-3 and "additional PVDs" denote drainage areas.

The model is 214.05 m wide with various heights which change during the simulation from 30.0 to a maximum of 37.0 m at the right boundary. The left and right boundaries are fixed horizontally and the lower boundary vertically. The piles are not modelled as their influence on the horizontal displacements would be overestimated in a two-dimensional system. Their influence on the soil deformations is thus not considered. Three PVD zones (PVDs 1-3) are modelled to simulate the on-site installation process as close as possible and one to calculate a model variation.

A constant groundwater level is assumed at 0.0 m CD (sealevel). The groundwater can flow out of the system at the left boundary.

The soft soil is divided into three layers (clay 1, 0 to -10 m depth; clay 2, -10 to -15 m depth; clay 3, -15 to -20 m depth). For the corresponding soil properties, see Section 2.2.1. The assumed horizontal stratification slightly simplifies the real situation, however, it can be justified by field data (cf. Section 2.2).

As base for the three soft soil layers, a layer of medium dense to dense sand is modelled. The base boundary is defined by the bedrock assuming that the stiffness of the bedrock is much larger than the stiffness of the other layers and can be therefore neglected. Fig. 13 depicts the simplified stratigraphic units for the Finite-element model.

Clay is modelled using the Cam clay model, for all other materials the Mohr-Coulomb model is chosen.

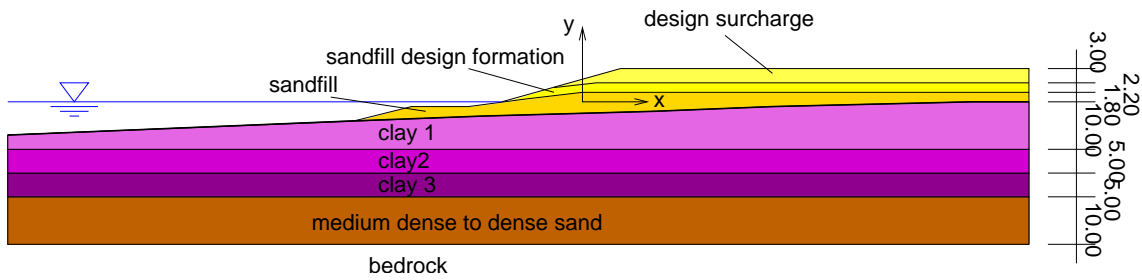


Figure 13: Simplified stratigraphic units of the Finite-element model

Construction process is taken into account according to the construction history on site. The simulation starts with the initial state (no sandfill present). For this state, initial horizontal and vertical stresses are defined. Additionally, the two state variables of the Cam clay model: e (void ratio) and p_0 (preconsolidation mean pressure), are given for the three clay layers. All values are derived from field data.

4.2.1 Installation of Vertical Drains

The time-dependent implementation of vertical drains (PVDs) is taken into account by sequentially activating three distinct areas with higher vertical permeabilities, see Section 4.1.3. These are denoted as PVDs 1, 2 and 3 in Fig. 12 and activated in that order.

The permeability is set to $k_f = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s for all clay layers and to $k_f = 1 \cdot 10^{-4}$ m/s for all other materials. The equivalent vertical permeability k'_{fv} in the drained areas is calculated to $k'_{fv} = 3.01 \cdot 10^{-7}$ m/s.

4.2.2 Definition of Failure Criterion

In finite element simulations there is no clear point of failure of a structure. ZIENKIEWICZ and TAYLOR [7] propose a "non-convergence"-criterion: Failure is defined as a state in which the displacements of chosen points continuously grow without additional loading. A similar approach is chosen in this case. We consider the slope to have failed if the horizontal displacement at the slope foot increases infinitely. The numerical monitoring point "a" at the slope foot is depicted in Fig. 14. The location is chosen according to analytically determined slip circles.

4.2.3 Load Factors

The fact that compression induced settlements requires fill layers thicker than 0.5 m is taken into account by a load factor. This factor is determined by assuming a fill

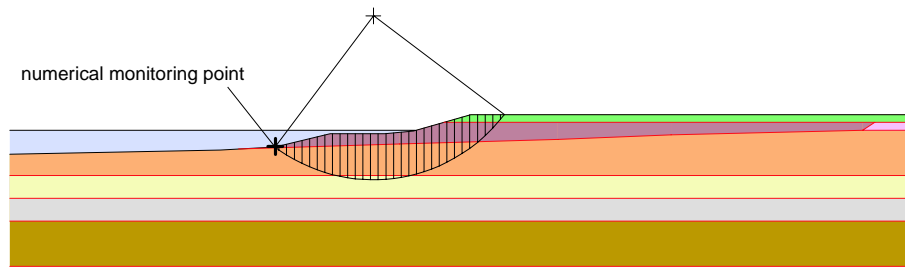


Figure 14: Exemplary analytically determined slip circle with numerical monitoring point "a".

height composed of the fill progress (0.5 m) and the settlements during the consolidation period between two fill steps. As the settlements between two load steps are assumed to be constant, the load factor remains constant during all load steps. A minimum and maximum load factor is used: 1.4 and 1.6, respectively. They are determined by field data.

4.3 Simulating Site Evolution

4.3.1 Current State

Firstly, the construction history up to the current state (fill level of 3.0 m CD) is simulated (simulation V1). Furthermore, the fill process is continued from the current state to investigate future fill states up to excess load fill height of 7.0 m CD according to the original design in steps of 50 cm and a consolidation period of 3 weeks.

4.3.2 Comparison with Measurements

Three key parameters (horizontal displacements, settlements, excess pore pressures) are compared and discussed:

Horizontal displacements: Fig. 15 compares the field data of inclinometer IN1-1, axis A to the calculated horizontal displacements.

As the piles are disregarded in the model the calculated horizontal displacements exceed the field data due to a "nailing effect". This is particularly obvious for the head displacements. In the numerical model the fill material slips over the soft soil as it is not fixed by the piles. Additionally, the stiffness of the clay material is a function of mean pressure and therefore it decreases towards the top. However, up to -10 m CD calculated and recorded values correspond very well (about 18 cm to 15 cm at -10 m CD).

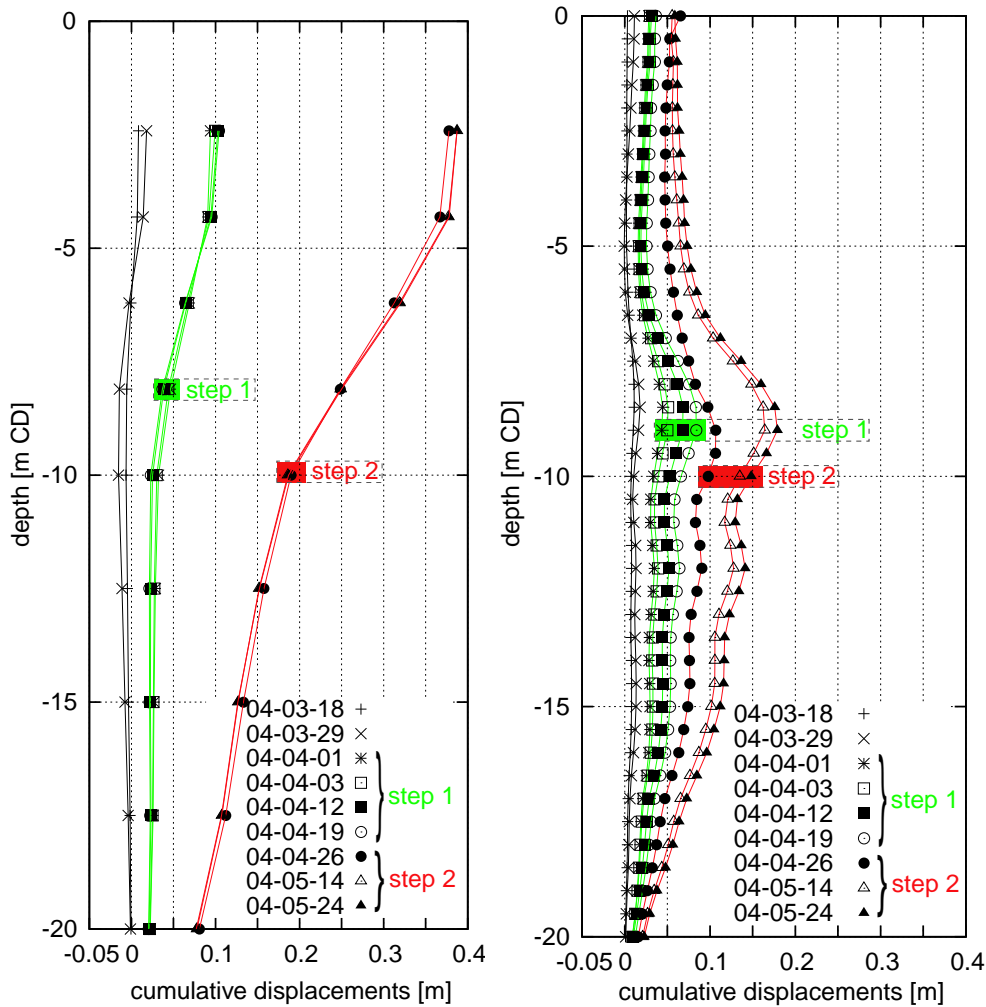


Figure 15: Exemplary horizontal displacements, obtained from model (left), and field records (right), see also Fig. 11. Displacements caused by particular fill steps are colored.

The material model does not feature any kind of viscosity. As a consequence, the fill steps can be clearly distinguished and the time-dependent displacements are negligible compared to the displacements during fill placement.

Settlements: Fig. 16 compares the measured and calculated settlements, which are set to zero at the beginning of the recording (Fig. 9). The calculated settlements are taken from the simulation with load factor 1.4.

The gradients of the settlement curves are almost equal for field data and calculated values. The calculated settlements increase especially during the fill steps and less during the succeeding consolidation periods. Whereas the measured settlements grow nearly uniformly.

The subsoil settles about 30 cm between load step 2 and 3 (curve SSM A-1 and SSM A-2). At the top of the slope (point 28 and 29), the calculated settlements amount to about

50 cm (curve point 28 and 29). This is due to the larger horizontal movement of the slope in the numerical model, as the piles are not modelled. At the right boundary, the calculated settlements are smaller (42 cm).

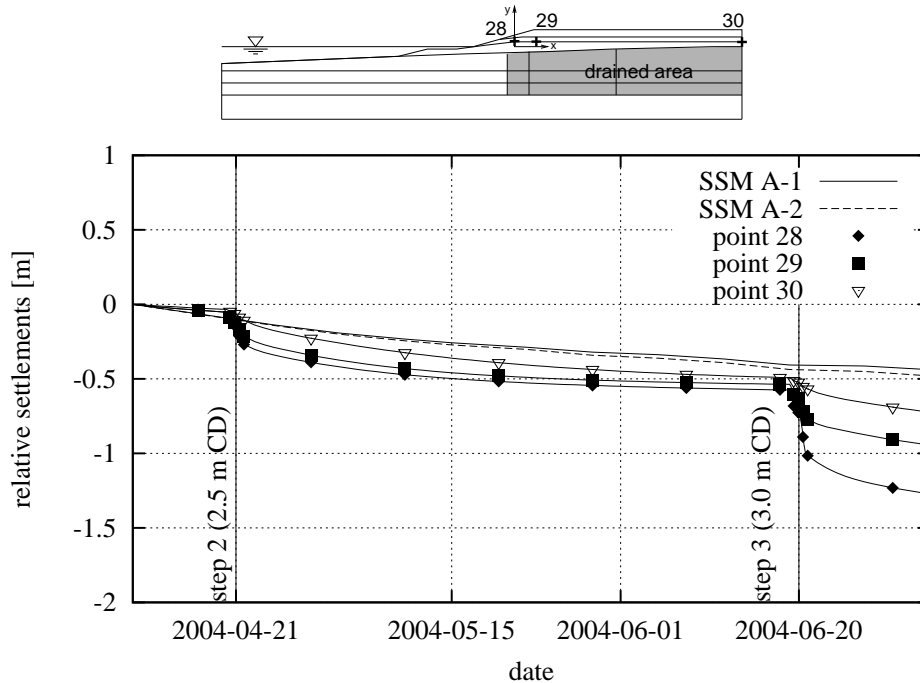


Figure 16: Relative settlements, field data (SSM A-1 and SSM A-2) compared to calculated values (point 28 to 30); the vertical lines mark different events.

Excess pore water pressure: Fig. 17 compares calculated to recorded excess pore pressure values. In order to better understand the correlation between field and numerically obtained data a few differences shall be pointed out.

In the numerical model the vertical drains (PVDs 3) are suddenly activated on March 3rd, whereas the installation on site lasted between March 3rd and March 26th. Furthermore, on-site realms with and without PVD have a smooth transition in between compared to the numerical model, where transitions are sharp. This is exemplarily shown for numerical monitoring points 8 and 19, which are close to field monitoring points. On the one hand, Point 8 is in the undrained realm, hence there is no increase of the vertical permeability and therefore hardly any dissipation of excess pore pressure. On the other hand, point 19 is in the drained realm; consequently, the excess pore pressure dissipates immediately from March 3rd on.

Once the on-site PVD-installation is completed, the excess pore pressure record follows the numerical curve of point 19. However, as the installation process takes time, and disturbs the soil, the field record of the pore water excess pressure is at a higher level.

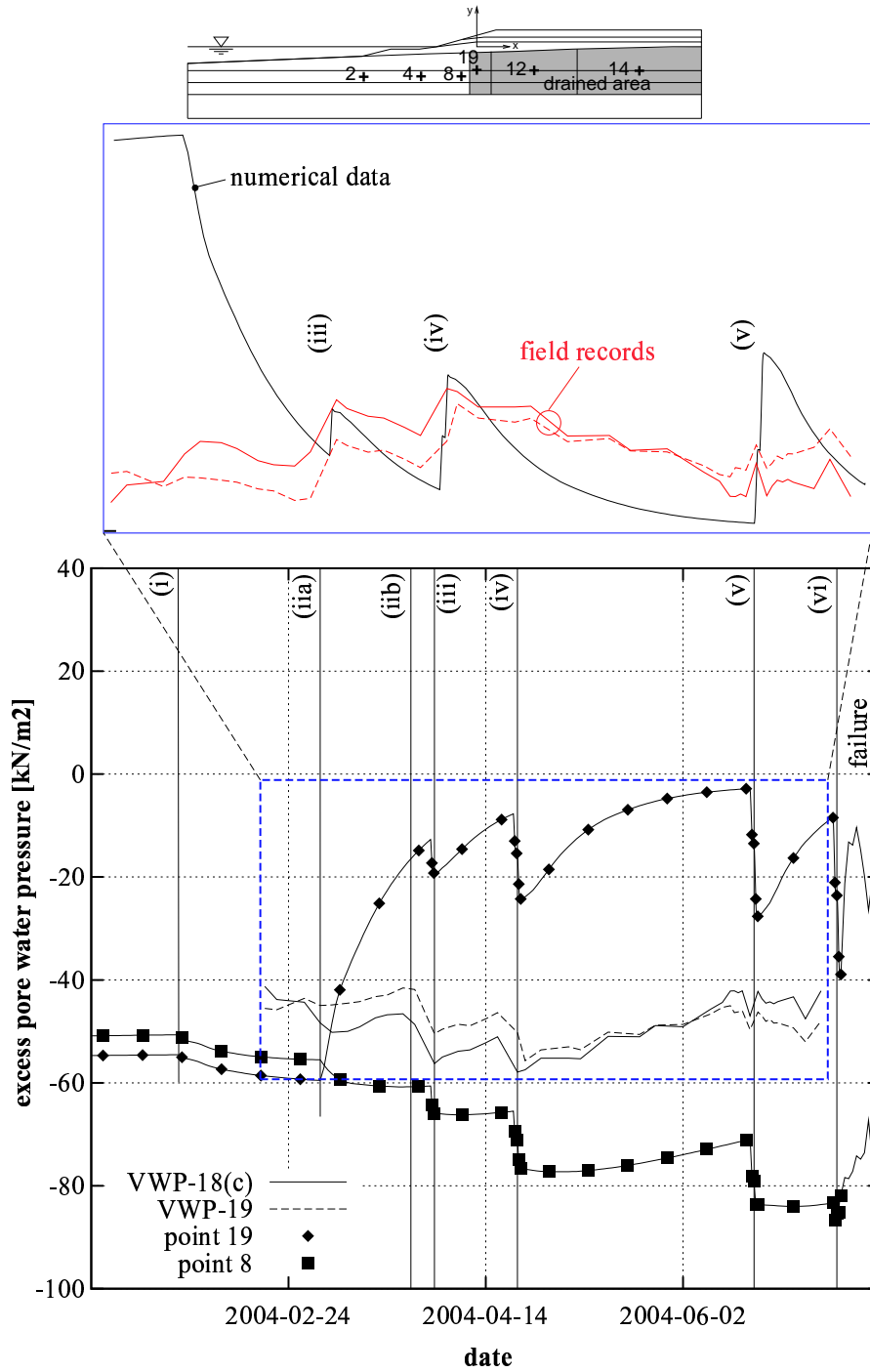


Figure 17: Excess pore water pressures, field data (VWP-18(c) and VWP-19) compared to calculated values (point 8 and 19). Larger negative values mark larger excess pore pressures. The vertical lines mark construction stages: (i) → activating drains PVDs 2, (iia) → activating drains PVDs 3, (iib) → on-site installation of PVDs 3 finished, (iii) → step 1 (2.0 m CD), (iv) → step 2 (2.0 m CD), (v) → step 3 (2.0 m CD), (vi) → step 4 (2.0 m CD). On top, blow-up to illustrate qualitative congruency of numerical and field data. For details see text.

E.g., during fill step 2 (line (iv) to (v) in fig. 17) the excess pore pressure increases by ca. 15 kN/m^2 at both numerical monitoring points. After the consolidation period the excess pore pressure is reduced by about 20 kN/m^2 at point 19 and by about 6 kN/m^2 at point 8. The field records show an increase of about 10 kN/m^2 during that very same fill step. Throughout the consolidation period the excess pore pressure is reduced by about 15 kN/m^2 . Therefore, an overall reduction of 5 kN/m^2 is observed in the numerical data at point 19 as well as in the field data. Whereas the excess pore pressure increases by about 5 kN/m^2 at point 8. The absence of peak-values in the field records can be explained by the temporal and spacial fill process compared to the rather sudden and ubiquitous fill placement in the numerical model.

Both, model and field data show an increased excess pore pressure outside the PVD areas after activating and completion of the PVD installation, respectively, although the fill height remains constant. This increase of excess pore pressure is due to deformation of the consolidating soil zones.

4.3.3 Predicting Target States

This part of the simulation aims at the prediction of the soil behaviour due to future fill placements between 3.0 to 7.0 m CD (design surcharge) in steps of 50 cm with a consolidation period of 3 weeks between each fill step.

The results of the entire simulation (current and target states) are described and discussed in the following using key parameters:

- horizontal displacements at the slope foot,
- excess pore water pressure development
- absolute material velocities indicating the rupture mechanism at slope failure.

Horizontal displacements: Fig. 18 illustrates the horizontal displacements at the slope foot (numerical monitoring point a) for both load factors. At first, the horizontal displacements increase to about 0.8 m due to the placement of the sandfill (up to 1.8 m CD). During the consolidation after activating PVDs 1 there is no considerable change. After activating PVDs 2 and PVDs 3 the horizontal displacements increase slightly. During the first two fill steps (up to 2.0 m CD and 2.5 m CD), the displacements increase to about 1.0 m and 1.5 m, respectively. For load factor 1.6, the value after fill step 2 is slightly larger.

Load step 3 (current state, up to 3.0 m CD) causes a displacement to about 2.5 m, which increases to 2.7 m owing to consolidation (load factor 1.4). However, the displacement

rate for load factor 1.6 has now increased after placing load step 3. The slope fails during the succeeding consolidation period according to the defined failure criterion. For load factor 1.4 the analogous mechanism can be observed after placing fill step 4 (3.5 m CD).

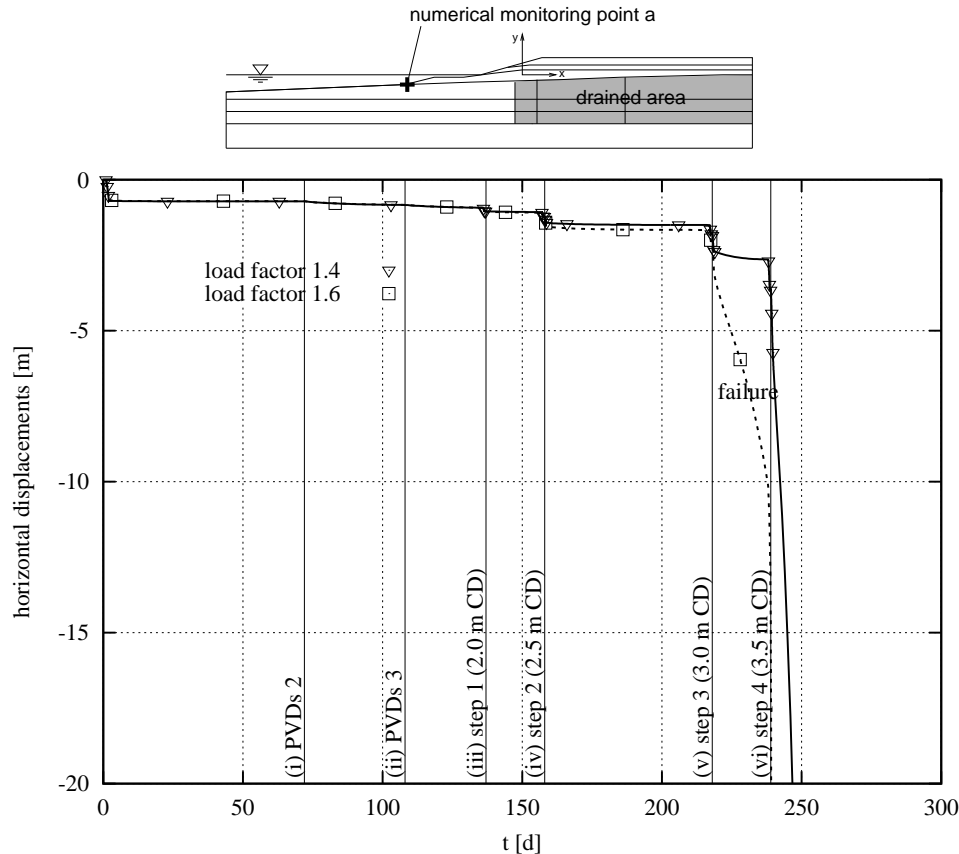


Figure 18: Calculated horizontal displacements over time at the slope foot; current state model (V1), load factor 1.4 and 1.6; the vertical lines mark different calculation steps.

Excess pore water pressure: Fig. 19 shows the calculated excess pore water pressure at various points over time for load factor 1.4. The points 14, 12 and 19 are located in the areas with vertical drains, PVDs 1, 2 and 3, respectively. Hardly any excess pore pressure dissipates without vertical drains. When activated, the excess pore pressure dissipates fast. E.g, the excess pore pressure in point 12 is reduced from about -50 to -5 kN/m² (90 %) within 64 days after activating the vertical drains in area PVDs 2.

Each load step is manifested by an excess pore pressure increase. While the points which are located inside the drained areas show a reduction of excess pore pressure after each increase, points 2, 4 and 8 outside the drained area accumulate excess pore pressure.

In point 8 an excess pore pressure of -85.0 kN/m² is reached in load step 4. As this equals the effective stress σ' before loading, σ' is now zero.

The excess pore pressure distribution at failure can be seen in Fig. 20. Its bubble in front

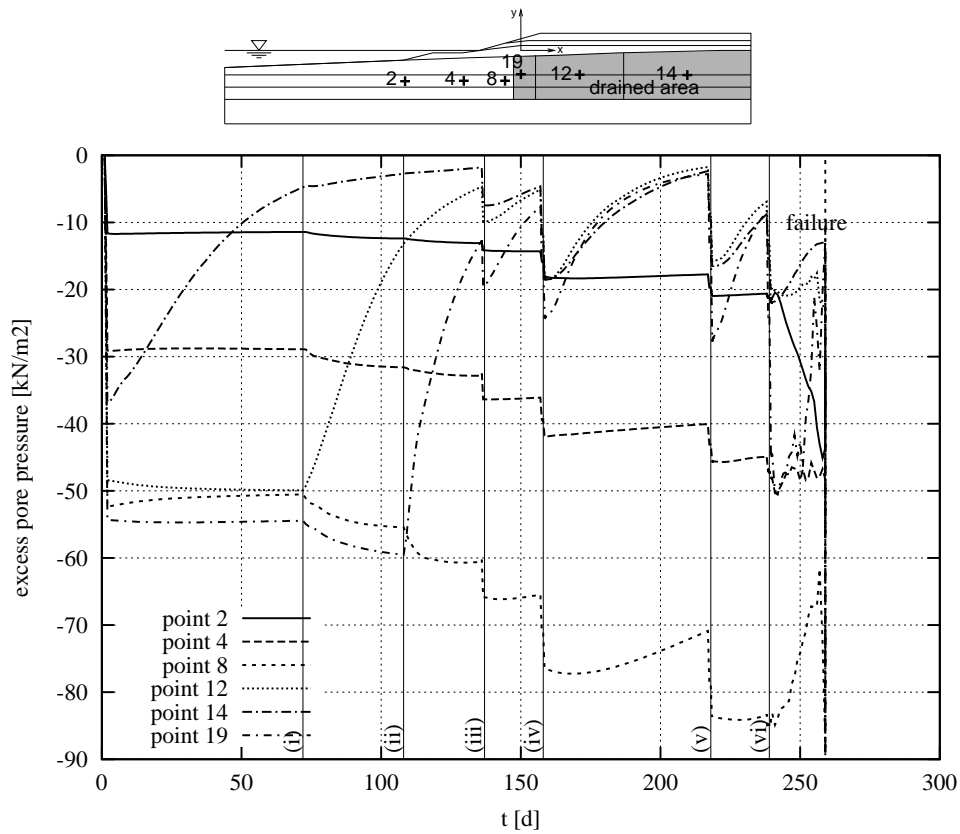


Figure 19: Calculated excess pore pressure at various points over time; current state model (V1), load factor 1.4; the vertical lines mark different calculation steps, for an explanation of the steps refer to Fig. 18.

of the drained area below the slope is clearly discernible and reaches from the drained area to the slope foot. Consequently, the development of the excess pore pressure in the undrained zone controls the factor of safety.

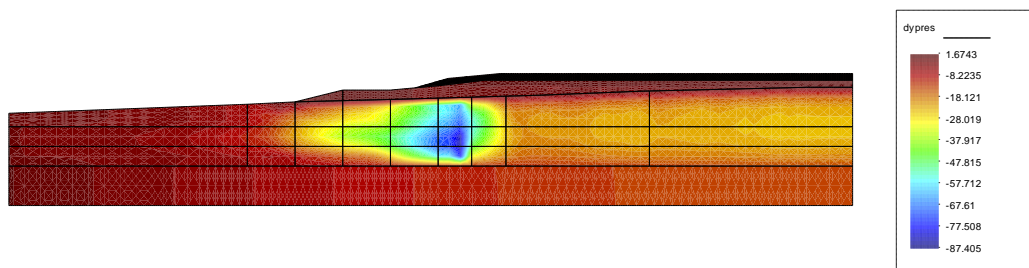


Figure 20: Excess pore pressure (dypres) distribution at failure, $t = 214$ d, fill height 3.5 m; current state model (V1), load factor 1.4.

Absolute material velocities Fig. 21 illustrates the absolute material velocities at failure for model V1, load factor 1.4. Red (area at the slope) indicates higher velocities than blue. The entire slope slides downward. Size and shape of this sliding block are comparable to the slip circles with the smallest factor of safety obtained in analytical

calculations. The sliding plane of the block cuts through the excess pore pressure bubble. This can be clearly seen by the downward gradient of the sliding plane in the region of the bubble.

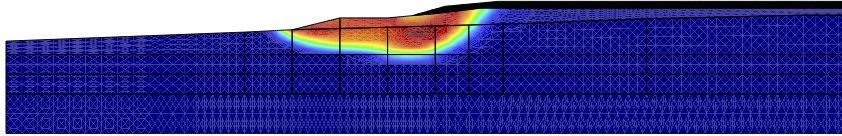


Figure 21: Absolute material velocities, $t = 214$ d, fill height 3.5 m; the sliding slope can be clearly discerned; current state model (V1), load factor 1.4.

4.3.4 Model Variations for Optimal Rehabilitation

For best support of the rehabilitation design process following model variations were performed to evaluate the influence of time and additional drainage areas.

- Longer consolidation periods
- Vertical drains below slope foot
- Vertical drains below slope foot and shorter consolidation periods

To not exceed the scope of this paper, these are merely listed, their results, however, are listed in the conclusions.

4.3.5 Summary and Conclusions

Following main results and conclusions of the current state model and the model variations can be stated:

- The current state, defined as a fill level of 3.0 m CD on site, is numerically reached with fill placements of 70 cm during each step (load factor 1.4).
- The stability of the slope is controlled by the size and pressure of the excess pore pressure bubble within the undrained realm. The existence of this bubble is supported by field data.
- Numerically determined settlements and excess pore pressures coincide very well with recorded data.

- Calculated horizontal displacements are overestimated as the piles are not modelled.
- All calculations show that it is not the duration of the consolidation period within the drain-supplied sections, but the excess pore pressure below the slope foot that controls the stability of the slope. Hence, failure cannot be prevented by longer consolidation periods between fill steps or by smaller fill steps, as long as the excess pore pressure below the slope foot cannot dissipate - which does not occur in time due to the low permeability of the clay.
- The excess pore pressure bubble below the slope foot disappears rather fast if additional vertical drains are implemented there. As a consequence, no failure occurs and the design surcharge level can be reached.
- With additional vertical drains implemented, it is even possible to reduce the consolidation period between two fill steps from 3 to 2 weeks without failure.

References

- [1] APPLIED GEOTECHNICS (SABAH) SDN. BHD. *Additional ground investigation for the detailed design of sea wall, jetty, access bridge and reclamation works for the Sepang Bay Port Expansion Project. Field tests. Borehole Logs, Geological Profiles.* Volume 1, 1998.
- [2] BS 5930. *British Standard: Code of practice for SITE INVESTIGATIONS* 1981
- [3] ROSCOE & BURLAND. *On the generalised stress-strain behaviour of "wet" clay* Heyman and Leckie (eds.) *Engineering plasticity*, Cambridge University Press, pp.535-609,1968
- [4] KJELLMAN, W. *Accelerating consolidation of fine grained soils by means of card board* 1948. Proc. 2nd ICSM, vol. 2, p.1201-1226.
- [5] CARILLO, N. (1942). *Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils* Journal of Math. Phys. 21, p. 1-5.1942.
- [6] CUR, CIVIELTECHNISCH CENTRUM UITVOERING RESEARCH EN REGELGEVING. *Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies*, deel 2 Vol. 191, 1997.
- [7] ZIENKIEWICZ, O. C. AND TAYLOR, R. L.. *The finite element method*, McGraw-Hill, London, New York, 1989.

Thema:

Windpark Klettwitz – Gründung von Windkraftanlagen auf einer Tagebau-Hochkippe

H.-G. Schmidt – Bauhaus-Universität Weimar

B. Schlesinger – ARCADIS Consult GmbH Freiberg

Kurzfassung *In den Jahren 1999 bis 2003 wurde der Windpark Klettwitz mit insgesamt 51 Windkraftanlagen auf einer 90 m mächtigen Hochkippe mit bis zu 35 m Grundwasserwiederanstieg erkundet / beraten / geplant und gebaut. Zur Umsetzung einer ausreichend standsicheren / gebrauchstauglichen und wirtschaftlichen Gründung unter Berücksichtigung der speziellen Kippenproblematik erfolgten für die ersten 38 Anlagen ausschließlich konventionelle und für die Erweiterungsfläche konventionelle und seismische Erkundungen. Die durchgeführten Untersuchungen und deren Ergebnisse werden nachfolgend vorgestellt.*

1. Eigenschaften von Tagebauhochkippen

Der Kippenbaugrund unterscheidet sich zu gewachsenem Baugrund durch:

- i. d. R. lockere Lagerung
 - geringe Tragfähigkeit
 - größere Absolutsetzungen
- Starke Inhomogenitäten
 - regelloser Wechsel der Bodenkennwerte
 - größere Setzungsdifferenzen
- Sackungs- und Verflüssigungsgefahr
 - große lastunabhängige Baugrundverformungen
 - Standsicherheitsprobleme in Böschungsnähe

2. Anforderungen an die Gründungen von WKA

Windkraftanlagen: turmartige Bauwerke mit Höhen zwischen 80 und 100 m

- Gewährleistung der Standsicherheit der Gründung (Setzungen, Sackungen, Schiefstellungen, Grundbruch)
- Gewährleistung einer vorgeschriebenen dynamischen Charakteristik einer WKA (Eigenschwingzahlbereich in Abstimmung mit einer erforderlichen Drehsteifigkeit in der Fundamentfläche)

Abgeleitete Fragestellungen:

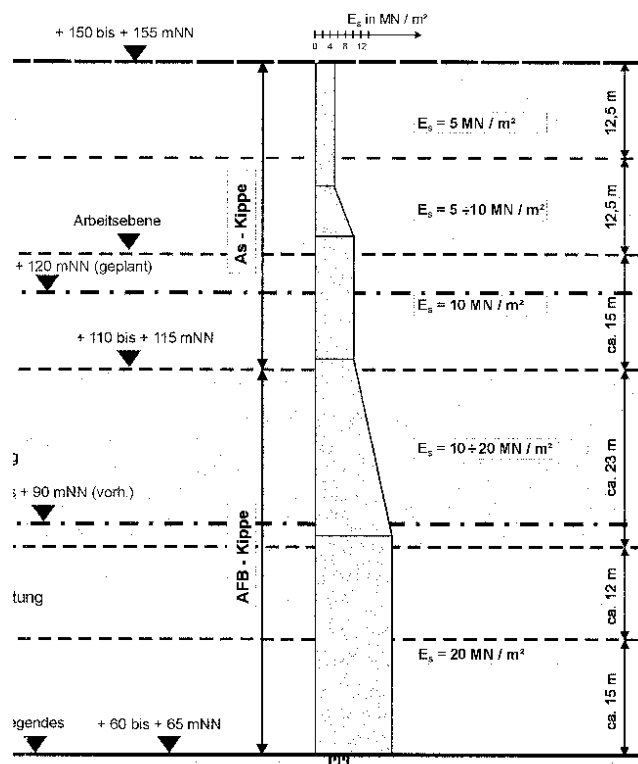
- In welchen Größenordnungen werden die auftretenden Baugrundverformungen liegen und wie entwickeln sich diese örtlich (Setzungsdifferenzen!) und zeitlich?
- Wie kann man mögliche Sackungen des Geländes durch GW-Anstieg abschätzen und diese Einflüsse reduzieren?
- Wie sind die dynamischen Bodeneigenschaften zu bewerten, um eine optimale Nutzung der WKA abzusichern?
- Lässt sich die Gründung so gestalten, dass sich das Bauwerk in ausreichendem Abstand von Grenzzustand (Bruch) befindet?
- Mit welchem Gründungskonzept lässt sich eine wirtschaftliche Gründung bei vertretbarem Restrisiko für den Bauherrn darstellen?

3. Konventionelle Erkundungsmaßnahmen für die ersten 38 Anlagen des Types Vestas V 80 mit 80 m Nabhöhe

- Je Standort eine Drucksondierung mit Messungen von Spitzendruck, Mantelreibung, Porenwasserdruck bis zum Gewachsenen
- 8 maschinelle Kernbohrungen bis zum Gewachsenen, davon 4 Ausbau zu 5“-Grundwassermessstellen
- 6 Rammkernsondierungen $t=10\text{ m}$
- Bodenmechanische Standardversuche zur Klassifizierung der Böden
- Bodenmechanische Spezialversuche zur Untersuchung der Sackungs- und Verflüssigungsgefahr

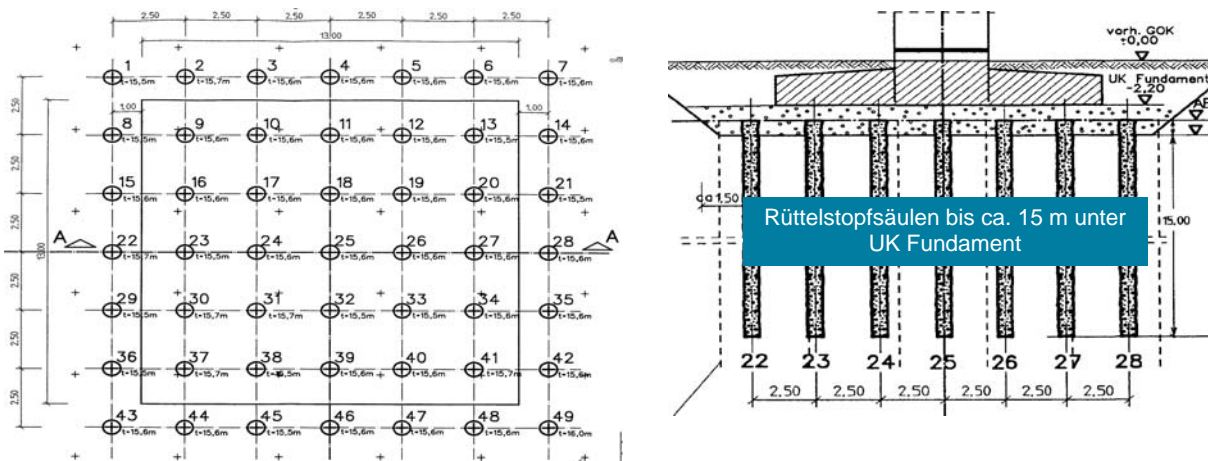
Erkundungsergebnisse

- Festgestellter Kippenaufbau / Baugrundmodelle
- Besonderheiten
- Mächtigkeit der Kippe 90 m!
- Grundwasserwiederanstieg zwischen ca. 20 m u und ca. 35 m bei einem Sackungsindex von 0,4 %
- lastunabhängige Baugrundverformungen von 8-14 cm



4. Gründungskonzept

- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nur in Verbindung mit bautechnischen Zusatzmaßnahmen möglich
 - Diskussion verschiedener Gründungskonzepte unter wirtschaftlichen Aspekten und Restriktiverteilung für den Bauherrn
 - Gemeinsame Entscheidung für Rütteldruckverdichtung bis zum Grundwasserspiegel (~ 70 m unter GOK) zur weitgehenden Vorwegnahme der Sackungen + Rüttelstopfverdichtung im maßgebenden Lasteinflussbereich + lastverteilendes Gründungspolster ($d = 1,5 \text{ m}$) + größeres Fundament (wegen Nachweis Drehfedersteifigkeit)!
- maßgebend für Setzungsberechnungen statische und insbesondere dynamische Steifigkeitsverteilung über die Tiefe!



5. Erweiterungsfläche

- Weitere 13 Windkraftanlagen vom Typ Vestas jedoch V 90 mit 100 m Nabenhöhe
 - höhere statische / dynamische Bauwerkslasten
 - größere Fundamentflächen
 - ↳ höhere Baugrundanforderungen bei größerer Lasteinflusstiefe
- Bei Anwendung o. g. konventioneller Berechnungsansätze erforderliches Gründungskonzept wirtschaftlich nicht darstellbar
- konventionell prognostizierte Setzungen sind größer als gemessene Setzungen (ohne Sackungen !)
- folglich existieren höhere in-situ-Baugrundsteifigkeit
 - Ermittlung / Überprüfung durch seismische Messungen fachlich wie wirtschaftlich sinnvoll

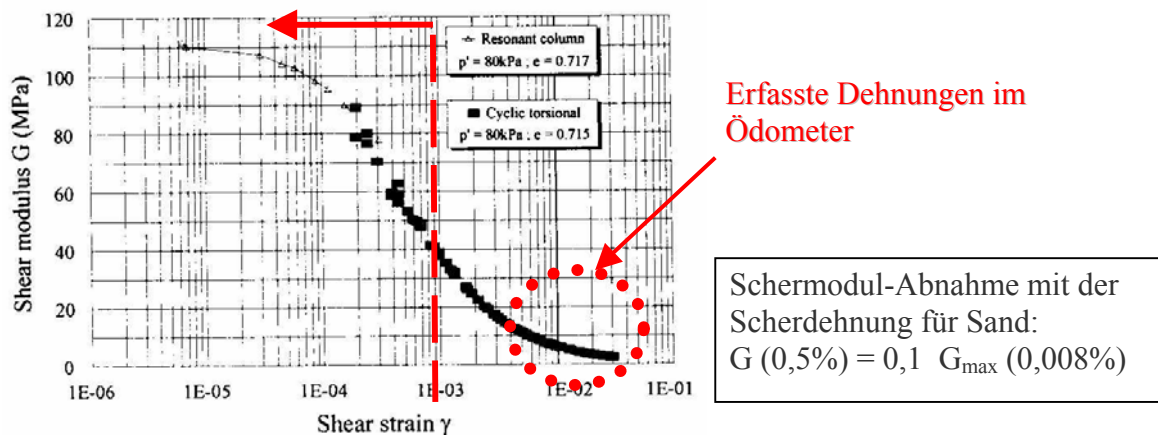
Windkraftanlage S-9: $s_{S-9, \text{mittel}} = 2,57 \text{ cm}$ (Anlage für weitere seismische Untersuchungen)

- Mittlere Setzung aller Anlagen $s = 4,5 \text{ cm}$
 - signifikante Differenz zu den vorhergesagten Setzungen von $s = 8 - 14 \text{ cm}$
 - gemessene Turmneigungen sind sehr gering (zulässig 8 mm/m) mittlere Dehnung/Stauchung
- $$\varepsilon = 2,57 / 1600 = 0,16 \%$$

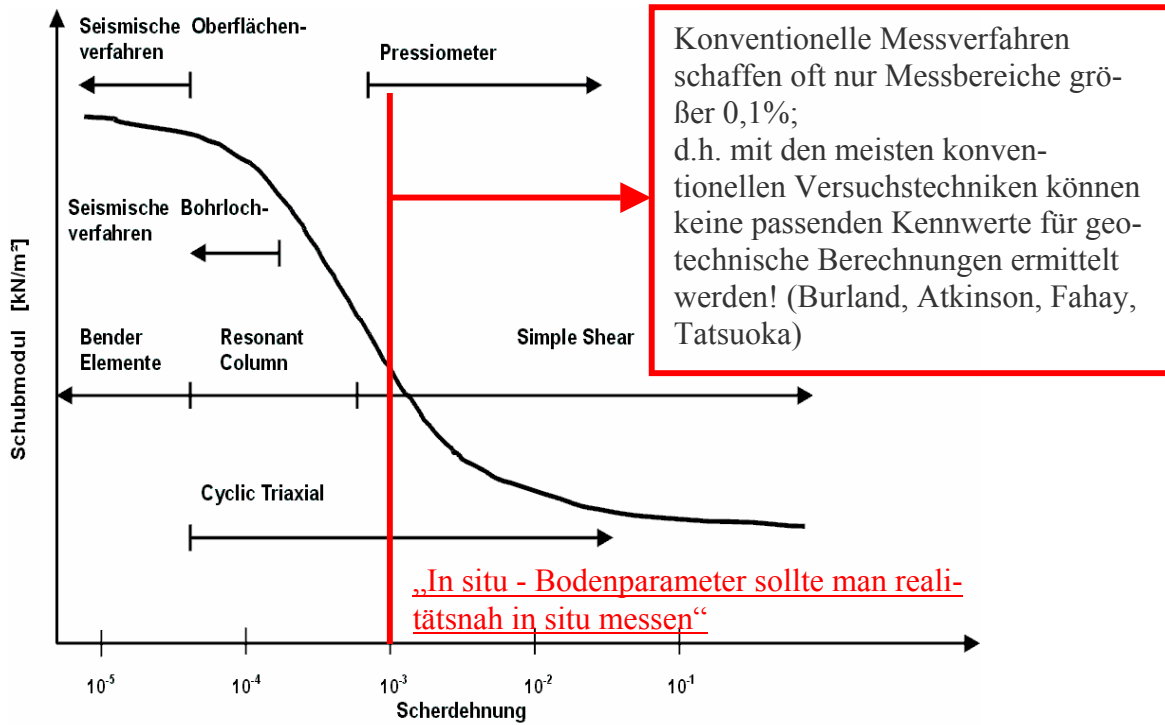


Grund für die Differenzen ist sind die in der Kippe vorhandenen Inhomogenitäten, die Unsicherheiten in der Größe der bereits eingetretenen Belastung (hauptsächlich Wind !) und die etwas zu sicheren Steifigkeitsannahmen aus der konventionellen Erkundung.

6. Seismische Messungen

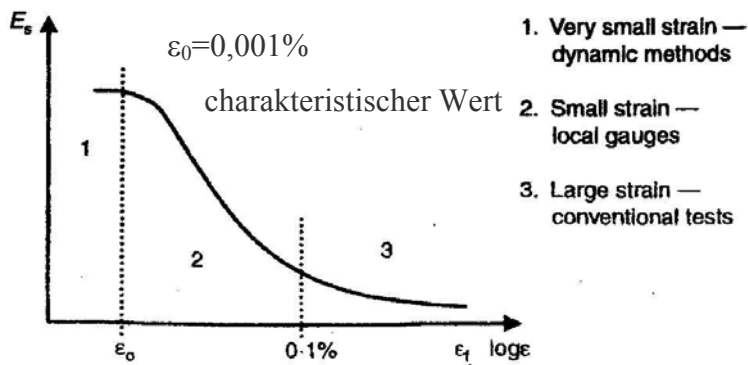


- starke nichtlineare Abhängigkeit der Steifigkeit des Bodens von dem Dehnungsniveau
- **Experimente** sind nach dem erzeugten Dehnungsniveau zu hinterfragen!
- Bodensteifigkeiten müssen entsprechend des zu erwartenden Dehnungsniveaus in einer zu behandelnden **Randwertaufgabe** festgelegt werden!



Benötigen dringend Messungen im Bereich kleiner Dehnungen!

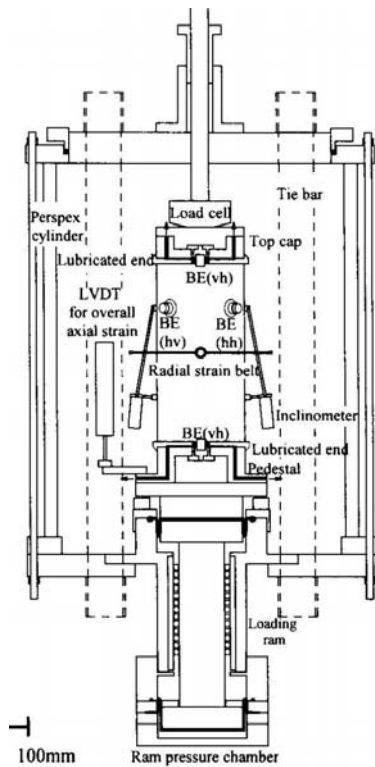
Messungen im Bereich kleiner Dehnungen (1)



- lokale Vertormungsmesser
- direkter Verbund mit der Probe
- Messbereich: ca. 0,001% - 0,1%

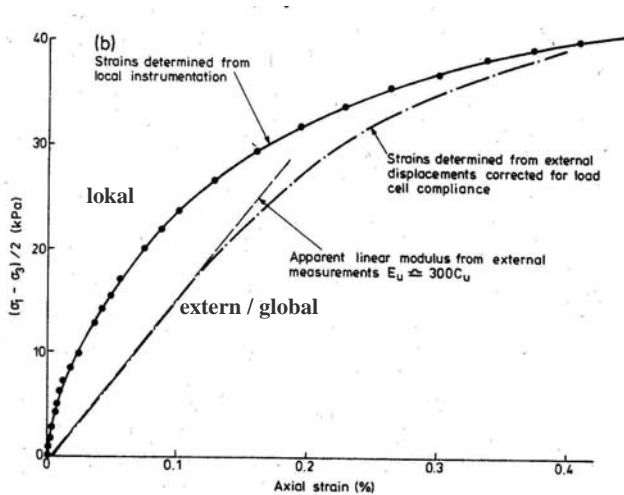
aber:

In Laborversuchen besteht das Problem der ungestörten Bodenproben ?



Trx-Testsystem
 Imperial College
 London – Kuwano

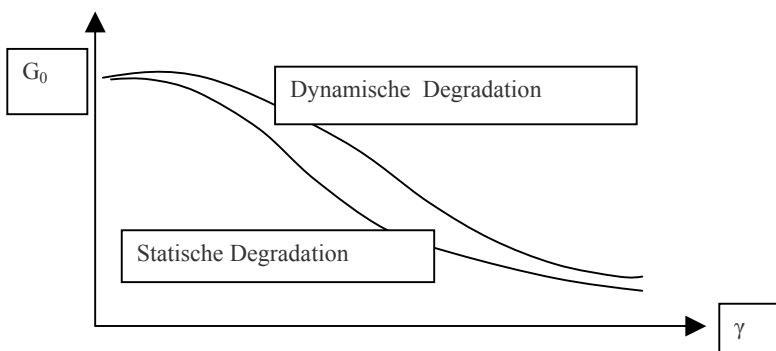
- Verbesserte Aussagen zum Spannungs-Dehnungs- Verhalten des Bodens durch den Einsatz lokaler Verformungsmesser (local strain measurement)



Wichtige Ergebnisse solcher Messungen:

- + starke Nichtlinearität und
- + wesentlich höhere Steifigkeiten im Bereich kleiner Verformungen < 0,1 %

Seit 1994 „TC 29“ der ISSMGE: „Stress-strain testing of geomaterials in the laboratory“



Es gibt für einen anstehenden Boden nicht nur einen charakteristischen Bodenkennwert!

Es gibt auch nicht DIE statischen oder dynamischen Bodenkennwerte!

Hauptaufgabe bei dieser Formulierung:

+ realistische Maximalwerte der Steifigkeit G_{max} oder G_0 für sehr kleine Dehnungen; gelten als

→ frequenzunabhängig; keine Porenwasserdruckänderungen

→ Ausgangspunkt für alle statischen und dynamischen Untersuchungen

+ Anpassung der Steifigkeit an den aktuellen Spannungs- / Dehnungszustand im Boden (s.a. Burland, Atkinson, Fahay, Tatsuoka, Mayne)

→ nach DIN 4020:

* geophysikalische Untersuchungen auf seismischer Basis sind indirekte Verfahren zur Standorterkundung.

* Begleitende direkte Aufschlüsse sind nach DIN zur Kalibrierung der geophysikalischen Aussagen gefordert. (vernünftig!)

→ Aber:

Mit seismischen Messungen können klare Beziehungen zu mechanischen Kenngrößen hergestellt werden:

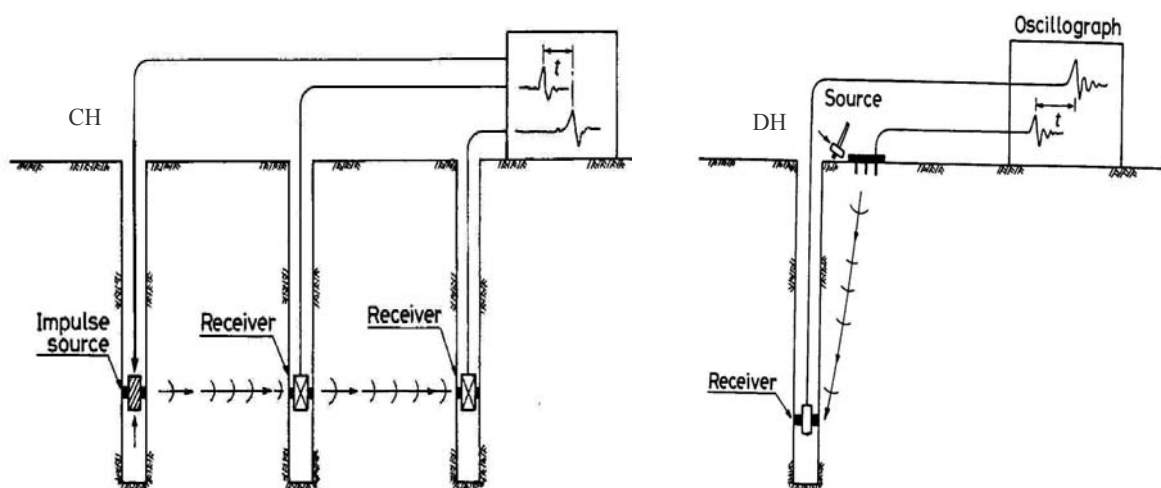
- Schubmodul $G_0 = \rho \cdot v_s^2$
- Hooke-Modul $E_0 = 2(1+\nu) \cdot \rho \cdot v_s^2$ (Steifezahl $E_s = \rho \cdot v_p^2$)
- Querdehnzahl $\nu = (v_p^2 - 2v_s^2) / (v_p^2 - v_s^2)$
- Geschwindigkeitsverhältnis $v_R / v_s \cong (0,862 + 1,14\nu) / (1 + \nu)$.

* In seismischen Feldversuchen wird ein sehr kleiner Verformungsniveau ($\epsilon < 10^{-5}$) erzeugt.

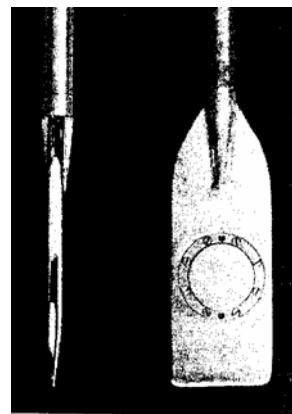
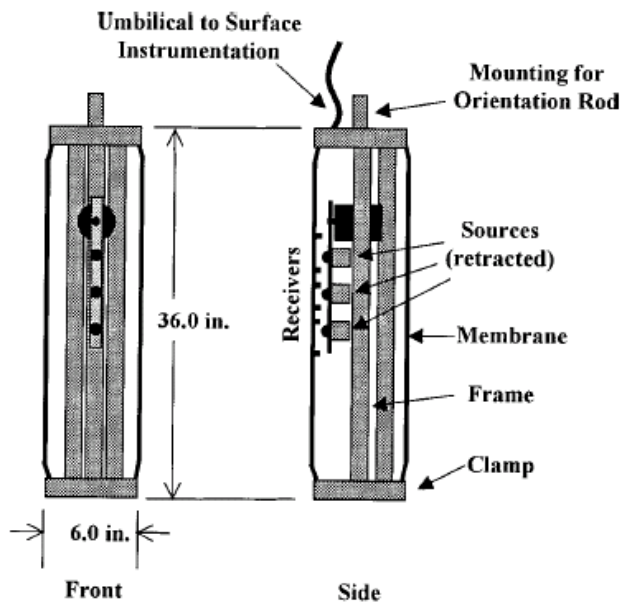
* zerstörungsfreie, schnelle und effiziente Messmethode

* Theoretischer Hintergrund der seismischen Messungen ist die Mechanik der Wellenausbreitung in geschichteten Medien

Crosshole-, Downhole-, Uphole-Verfahren



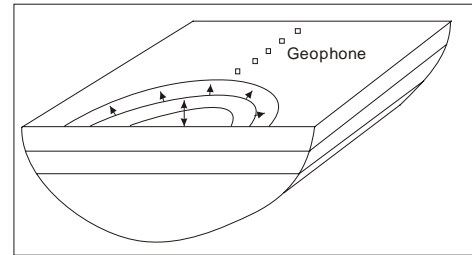
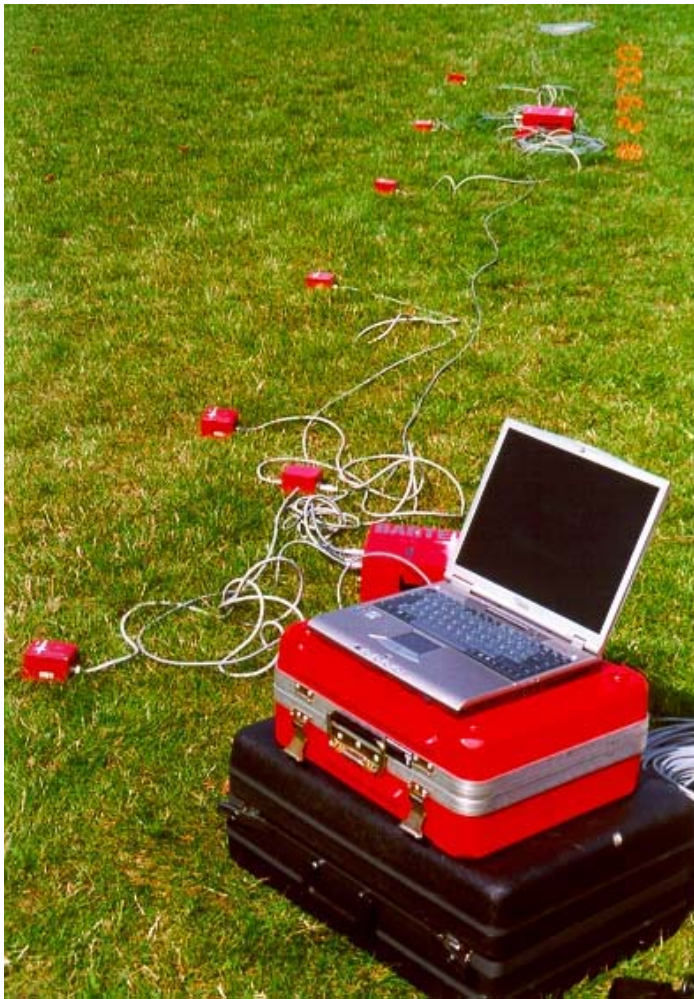
(Kalinski/Stokoe 2003)



Dilatometer

- relativ einfache, aber aufwendige Messungen
 - wichtig: Kontakt im Bohrloch >> Ballons
 - Problem: geeignete Bohrlocherregung >> S-Welle
- weitere effektive Entwicklungen
 - Drucksonden mit Geophonen (SCPT)
 - Pressiometer mit Geophonen
 - Dilatometer mit Geophon

Punktueller Messung von Zeitverläufen von Wellenfeldern an der Geländeoberfläche z. B. Hammerschlag



Punktuelle Messung von Zeitverläufen von Wellenfeldern an der Geländeoberfläche z. B. Hammerschlag

Die gemessenen Zeitverläufe besitzen die Informationen des durchlaufenen Mediums!

Analyse dieser Aufzeichnungen zur Ermittlung von Phasendifferenzen bzw. Wellenlaufzeiten (frequenzabhängig mit höheren Moden)

>> Dispersionscharakteristik des Standortes
(experimentelle Dispersionskurven)

Entsprechend des Informationsgehaltes:

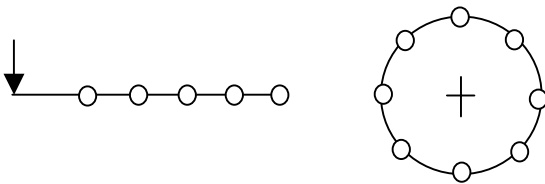
= Fingerabdruck des Standortes =

Seismische Feldmessungen - Oberflächenverfahren (2)

Dispersionsanalysen von gemessenen Oberflächenwellen

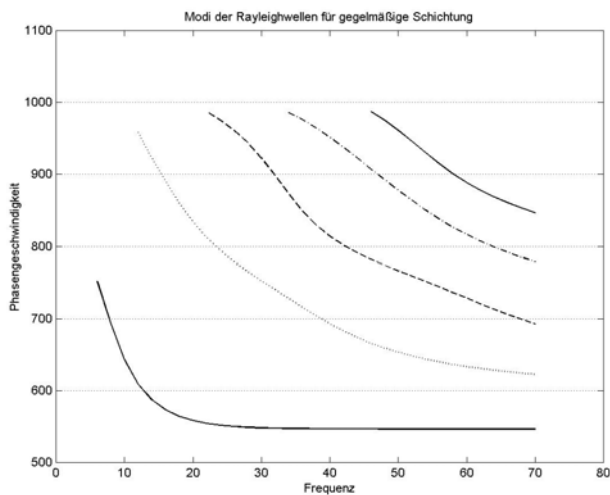
1. Phasen-Differenzenverfahren (bekannt als SASW)

Kreuzkorrelation zweier gemessener Signale im Frequenzbereich zur Ermittlung der Phasendifferenz und der Phasengeschwindigkeit



Experimentelle Dispersionskurven

- ➔ Nachteil: Nichterkennung höherer Moden!!
- >> Modenerkennung wichtig für theoretische Vergleichsrechnungen!!



Höhere Moden: an einem Messpunkt existieren für eine Frequenz mehrere Geschwindigkeiten bzw. mehrere Wellenfelder mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten

2. Frequenz - Wellenzahl - Analyse (fk - Analyse)

Transformation der gemessenen Zeitverläufe in den Frequenz - Wellenzahl - Bereich - eine doppelte Fourier – Transformation

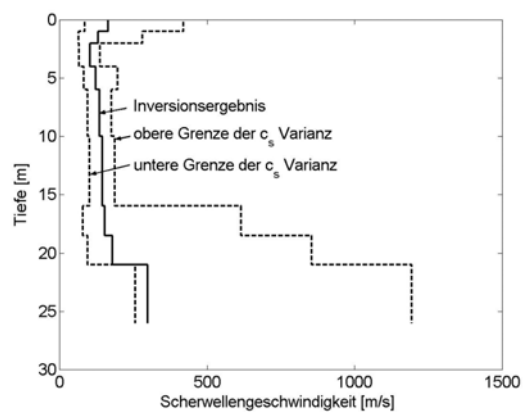
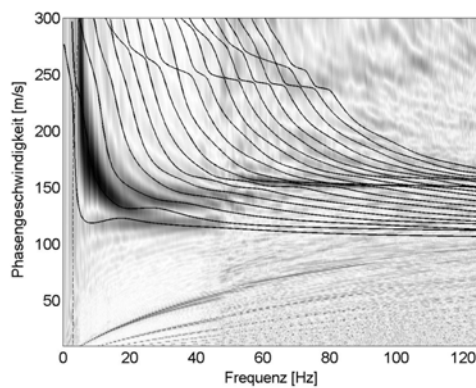
3. Wellenfeld – Transformation

Transformation des gesamten Wellenfeldes durch schiefe Stapelung (slant stack) und Transformation in den Frequenzbereich (analog zur Radon-Transformation / Computertomographie in der Medizin)

→ Inversionstechniken stellen die neue Qualität der Dispersionsanalysen dar zuerst angewendet als SASW – (Spectral Analysis of Surface Waves) Inversion der gemittelten Dispersion nach der Phasendifferenzen-Methode

→ Abgleich der experimentellen Dispersionscharakteristik mit theoretisch ermittelten Dispersionskurven

Basis: Wellenausbreitung in geschichteten Böden infolge Impulslast

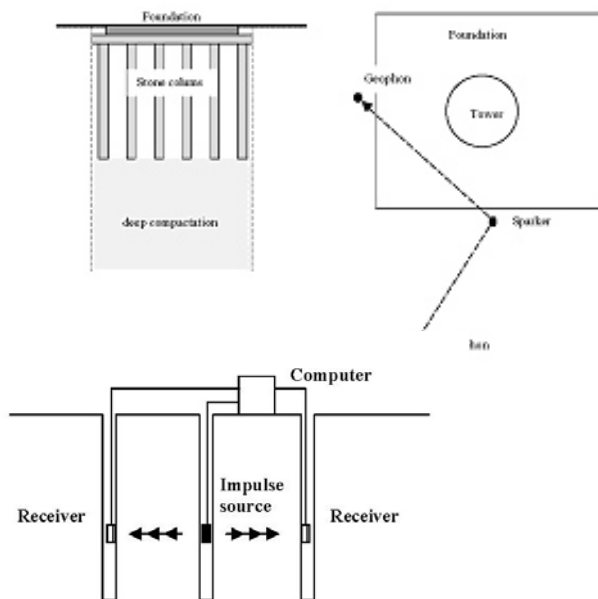


Theoretisch und experimentell ermittelte Dispersionskurven mit dem zugehörigen Endprofil der Scherwellengeschwindigkeit bzw. Bodensteifigkeit

Seismische Standortuntersuchung – Klettwitz (1)

Cross Hole - Messungen (Geotomography Dr.Fechner / Neuwied, Germany)

Nutzung polarisierter Scherwellen für die exakte Geschwindigkeitsermittlung: verbesserter Fundamentbereich und Freifeld

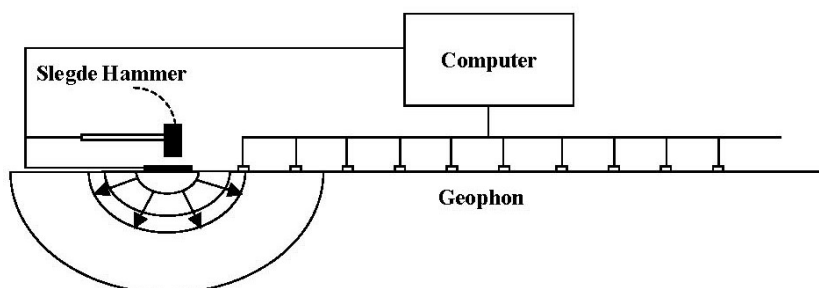


Seismische Standortuntersuchung - Klettwitz (2)

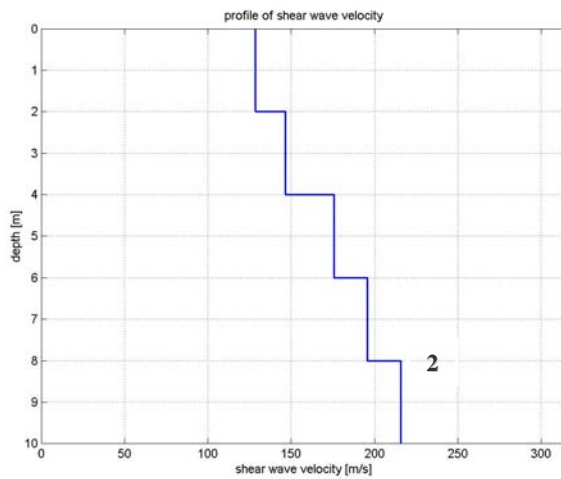
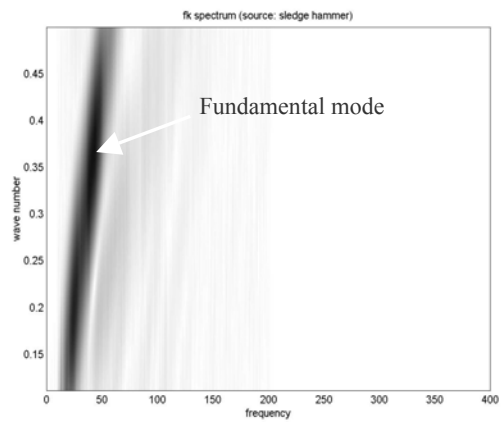
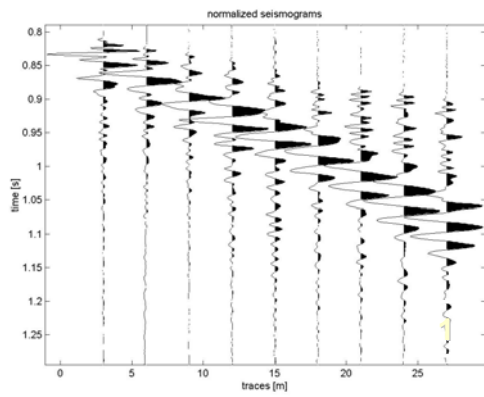
Seismische Oberflächenwellenfelder (BU Weimar; Wuttke/Schmidt)

+ OF-Wellen besitzen sehr gut nutzbare Eigenschaften und sind sehr sensitive bezüglich der Festigkeit / Steifigkeit der Böden

+ Messung und Dispersionsanalyse der OF – Wellen Impuls-Quelle: Hammer, Fallgewicht



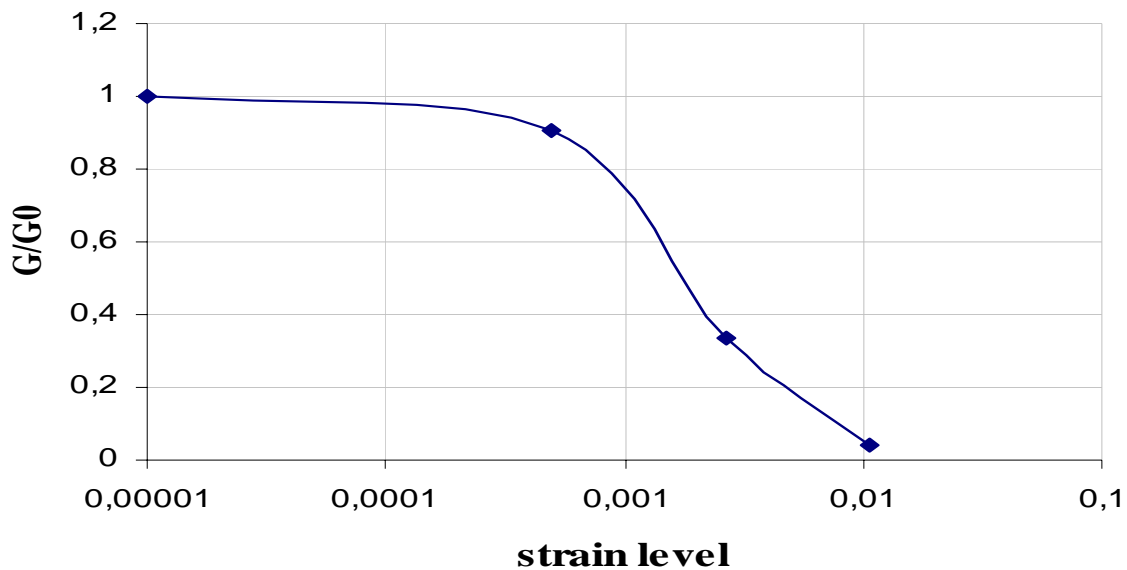
7. Messergebnis und Bewertungen



3

1. Messung des Wellenfeldes an der Oberfläche (zerstörungsfrei)
2. Ermittlung der Dispersions-charakteristik (hier fk - Analyse)
3. Ermittlung der tiefenabhängigen Steifigkeitsprofiles durch Inversionsrechnungen (hier für den detektierten Grundmode)

Versuch der Einordnung von konventionell und seismisch ermittelten Steifigkeiten am Standort S9, Klettwitz - Südfeld



- Die seismisch gemessenen Steifigkeiten der anstehenden Kippenböden
- sind größer als konventionell ermittelte Werte.
- Die Freifeldsteifigkeit wächst mit der Tiefe an (normal dispersiv).

- Die gemessene Steifigkeit unter dem Fundament war größer als im Freifeld.
→ Erhöhungsfaktor: etwa 1.4 (gemäß der theoretischen Rechnungen - Priebe)

- Mit den seismisch ermittelten und dehnungsabhängig reduzierten Steifigkeiten
- können Setzungen von $s = 3$ to 3.5 cm (Freifeldparameter) bzw. $s = 2.5$ cm
- (Baugrundverbesserung) berechnet werden.
- Auswirkung auf das Gründungskonzept
→ Gründung mit Standfundamenten möglich
→ Optimierung der Baugrundverbesserungsmaßnahme

- Fazit:
 - Zerstörungsfreie Messungen von Oberflächenwellenfeldern liefern effizient realitätsnahe Bodensteifigkeiten!
 - Ein Mehraufwand an Erkundung kann die Bauaufwendungen in Größenordnungen reduzieren!

- Seismische Felduntersuchungen als frühere Domäne der Geophysik werden international zunehmend durch Ingenieure zur geotechnischen Bewertung von Standorten genutzt.
- Mit seismischen Methoden werden großflächige Strukturen des Baugrundes erkundet und zuverlässige Kennwerte des ungestörten Bodens ermittelt (Systemidentifikation).
- Seismische Messungen liefern die maximalen Steifigkeiten der Böden im Bereich sehr kleiner Dehnungen ($\epsilon < 10^{-5}$). Für diese kleinen Dehnungen werden elastische Parameter ermittelt, die frequenzunabhängig sind. Porenwasserdrücke werden nicht erzeugt.
- Die Ergebnisse seismischer Felduntersuchungen sind eine wichtige Voraussetzung für die Umsetzung des Konzeptes der Beschreibung von spannungs- und dehnungsabhängigen Deformations- und Festigkeitseigenschaften der Böden für alle statischen und dynamischen Berechnungen in der Geotechnik.
- Seismische Untersuchungen haben im Bereich der Geotechnik einen hohen Stellenwert erlangt.

Einfluss der Schlitzwandherstellung in weichen Böden auf die Gebrauchstauglichkeit von benachbarten Bauwerken

R. Schäfer, Geotechnik-Institut-Dr.Höfer, Dortmund

T. Triantafyllidis, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum

Kurzfassung *Zur Vermeidung von unverträglich großen Bodenverformungen werden bei tiefen innerstädtischen Baugruben neben existierender Gebäude häufig Schlitzwände verwendet. Vielfach bleibt jedoch unberücksichtigt, dass die Herstellung der Schlitzwand selbst bereits zu nennenswerten Baugrundverformungen und zu einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit von benachbarten Gebäuden führen kann. Der vorliegende Beitrag soll der Fragestellung nachgehen, mit welchen Setzungen von Einzel- und Streifenfundamenten bei der Herstellung einer unmittelbar benachbarten Schlitzwand in weichem Boden zu rechnen ist. Dazu wird ein dreidimensionales FE-Modell unter Verwendung eines anspruchsvollen Stoffgesetzes für den Boden vorgestellt. Auf der Grundlage von Variationsberechnungen lassen sich schließlich Empfehlungen erarbeiten, die eine vereinfachte Abschätzung der konstruktionsbedingten Setzungen gestatten und auf eine bauwerkschonende Herstellung der Schlitzwand zielen.*

1 Problemstellung

Im Falle innerstädtischer Baugrubenkonstruktionen werden häufig Schlitzwände als verformungsarme Stützkonstruktion ausgewählt. In Verbindung mit einer ausreichend dimensionierten Verankerung bzw. Aussteifung lassen sich aufgrund der hohen Steifigkeit des Verbausystems Wand- und Bodenverformungen infolge des Baugrubenaushubs begrenzen, so dass Erfordernisse der Gebrauchstauglichkeit von unmittelbar benachbarten Gebäuden erfüllt werden können. Vielfach bleibt dabei jedoch unberücksichtigt, dass schon bereits während des Herstellungsvorgangs der Verbauwand Deformationen im Untergrund verursacht werden, welche zu Setzungen der Nachbarbebauung führen. Je größer der Anteil dieser Setzungen an den Gesamtverformungen ist, desto geringer dürfen nur die Setzungen infolge Baugrubenaushubs sein, um die Gebrauchstauglichkeit der Gebäude nicht zu beeinträchtigen.

Eine Begrenzung der konstruktionsbedingten Verformungen wird bei konventioneller Bemessung über eine erhöhte Sicherheit η abgedeckt. Für den Fall, dass sich innerhalb eines

kritischen Abstands im Umgebungsbereich der Schlitzwandlamelle ein Gründungskörper befindet, fordert die DIN 4126 [1] gegenüber einem unbelastetem Gelände ($\eta = 1,1$) eine erhöhte äußere Standsicherheit $\eta = 1,3$ des suspensionsgestützten Schlitzes. Die erhöhte Standsicherheit η soll dabei global ein gewisses Spektrum maßgebender Einflussfaktoren, wie beispielsweise Geometrie der Lamelle und Belastungsniveau des Fundamentes abdecken, ohne dabei jedoch die Wirkung einzelner Einflussfaktoren quantitativ zu erfassen.

Unklar bleibt jedoch, wie die äußere Standsicherheit im Falle von vorhandenen Gebäuden ermittelt werden kann. Während für den Fall von Einzelfundamenten Näherungsverfahren auf der Grundlage kinematischer Bruchkörper [3] zur Verfügung stehen, lässt sich die Standsicherheit für Streifen- oder Plattengründungen nur unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der aufgehenden Konstruktion abschätzen. Zudem bleibt bei einer pauschalen Erhöhung der Standsicherheit unberücksichtigt, wie groß der Einfluss des Bauverfahrens selbst auf das Setzungsverhalten von benachbarten Gründungskörpern ist.

Der vorliegende Beitrag soll daher der Fragestellung nachgehen, mit welcher Größenordnung der Setzungen von Einzel- und Streifenfundamenten während der Herstellung einer unmittelbar benachbarten Schlitzwand in weichen, bindigen Böden zu rechnen ist. Neben der Geometrie der Schlitzwandlamellen und des Belastungsniveaus der Gründungskörper soll mit Hilfe von dreidimensionalen Finite-Elemente-Modellen speziell geklärt werden, inwieweit sich der Bauablauf hinsichtlich Herstellungssequenz und Lamelleneinteilungsplan so optimieren lässt, dass die herstellungsbedingten Verformungen des Baugrundes und der angrenzenden Gebäude möglichst minimiert werden. Aufbauend auf den Berechnungsergebnissen sollen schließlich Empfehlungen für die Herstellung abgeleitet werden, die auf eine bauwerkschonende Herstellung der Schlitzwand zielen.

2 Eigene Untersuchungen

2.1 Numerisches Modell

Für die numerische Simulation der Herstellung einer zweiphasigen Schlitzwand wurde ein dreidimensionales FE-Modell mit Hilfe des Programms ABAQUS, Version 6.3 generiert. Als repräsentativer Ausschnitt wurde dafür ein ebenes Schlitzwandsegment bestehend aus drei benachbarten Schlitzwandlamellen zugrunde gelegt. Abbildung 1 stellt das Modell für den Fall eines unmittelbar an die Schlitzwand angrenzenden Streifenfundamentes dar. Zur besseren Anschauung sind die Elemente vor der Wand zum Teil entfernt worden. Insgesamt besteht das Modell aus etwa 24000 tri-linearen Volumenelementen für eine gekoppelte Konsolidationsberechnung und weist Abmessungen von 110 m x 57,6 m x 45 m auf. Für die

Simulation von Einzelfundamenten konnte ein entsprechend schmalerer Bodenausschnitt generiert werden.

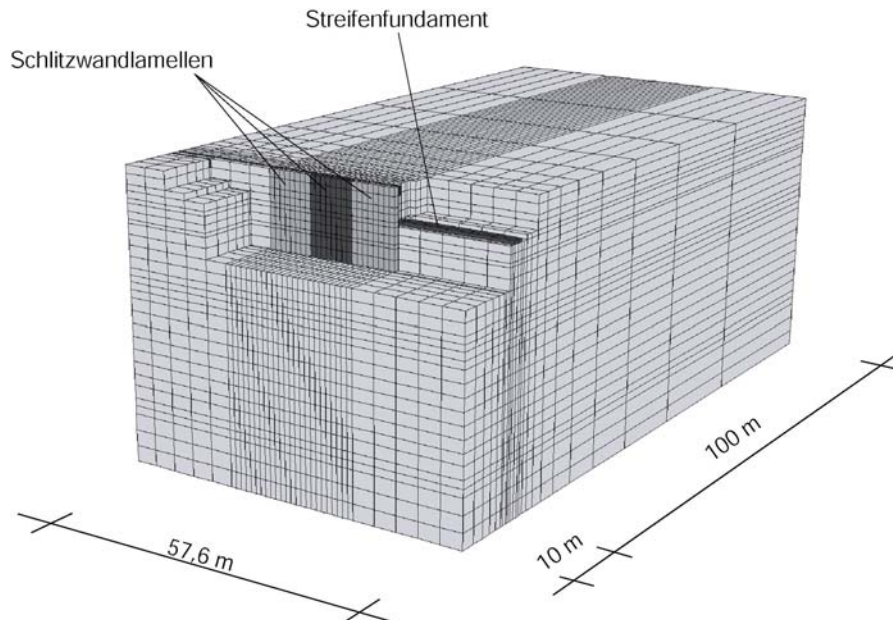


Abbildung 1: FE-Modell des Schlitzwandsegmentes bestehend aus drei Einzellamellen für den Fall einer benachbarten Streifen Gründung

Die drei Schlitzwandlamellen weisen eine Tiefe von 35 m und eine Dicke von 0,90 m auf, wobei die Lamellenlänge im Zuge der Berechnungen zwischen $L = 3,6$ m, 5,4 m und 7,2 m variiert. Die Gründungsebene der Fundamente liegt in einer Tiefe von 5,6 m unterhalb der Geländeoberkante. Für die Einzelfundamente wurden die quadratischen Grundrissabmessungen von $a = b = 1,80$ m und für die Streifen Gründung eine Breite von $b = 1,80$ m zugrunde gelegt.

Der Ablauf der numerischen Simulation erfolgt in mehreren Schritten. Zunächst wird ausgehend vom geostatischen Ausgangsspannungszustand die Fundamentbelastung aufgebracht und eine einjährige Konsolidierungszeit zur Dissipation von Porenwasserüberdrücken generiert. Im nächsten Schritt folgt die Simulation des Schlitzausbaus der ersten Lamelle. Dazu werden die entsprechenden finiten Elemente innerhalb des Schlitzes entfernt und Flächenlasten zur Simulation des hydrostatischen Stützdrucks der Bentonitsuspension (Wichte der frischen Suspension $\gamma_b = 10,3$ kN/m³) aufgebracht. Zur Simulation des Betoniervorgangs werden die Flächenlasten auf das Maß des Frischbetondrucks erhöht. Im Unterschied zur Bentonitsuspension ist der Druckverlauf jedoch nicht hydrostatisch über die gesamte Schlitztiefe. Als Folge einer Verzahnung von

Zuschlagskörnern und einer beginnenden Hydratation kann in größerer Tiefe ein geringerer Druckgradient beobachtet werden [5]. Die Approximation der Druckverteilung im Modell folgt einem empirischen Vorschlag von Lings et al. [5], welcher im fertig betonierten Zustand der Lamelle bis zu einer kritischen Tiefe h_{crit} unterhalb der GOK zunächst eine hydrostatische Zunahme des Frischbetondrucks voraussetzt und unterhalb von h_{crit} einen Druckgradienten entsprechend der Suspensionswichte γ_b ansetzt:

$$p_c = \begin{cases} \gamma_c \cdot z & z \leq h_{\text{crit}} \\ \gamma_b \cdot z + (\gamma_c - \gamma_b) \cdot h_{\text{crit}} & z > h_{\text{crit}} \end{cases} \quad (1)$$

mit: p_c = Frischbetondruck [kPa]
 γ_c = Frischbetonwichte (23,5 kN/m³)
 γ_b = Wichte der Stützsuspension (10,3 kN/m³)
 h_{crit} = kritische Tiefe [m]
 z = Tiefe unterhalb der GOK [m]

Die kritische Tiefe h_{crit} wird zu 20 % der Schlitztiefe gewählt. Zum Schluss werden die Flächenlasten entfernt und zusätzliche finite Elemente für den Frischbeton in den Schlitz eingebaut. Die zunehmende Steifigkeit des Betons infolge Hydratation wird durch eine Evolutionsgleichung für den E-Modul und die Querkontraktionszahl [11,6] berücksichtigt. Entsprechend einer gewählten Herstellungssequenz wiederholt sich der Konstruktionsvorgang bestehend aus Schlitzaushub und Betoniervorgang für jede der drei Lamellen. Als Herstellungssequenz werden das Pilger-Schritt- und das Läuferverfahren zugrunde gelegt.

2.2 Bodenaufbau und Stoffmodell

Abbildung 2 stellt schematisch den gewählten Schichtenaufbau des FE-Modells dar. Die Schichtenfolge entspricht der sogenannten Sungshan-Formation des Taipei-Basins und wurde im Rahmen der Herstellung des "Taipei National Enterprise Centers" (TNEC) genau aufgeschlossen und dokumentiert [8,9,10]. Der Untergrund ist geprägt von einer ca. 25 m mächtigen weichen, normal- bis leicht überkonsolidierten Tonschicht. Der Wassergehalt dieser Schicht schwankt zwischen $w = 20 - 40$ % bei einer Fließgrenze von $w_l = 30 - 38$ %. Daraus resultiert eine überwiegend breiige bis teilweise flüssige Konsistenz. Die undrainierte Scherfestigkeit nimmt über die Schichtdicke von $c_u = 50$ bis 100 kPa zu (s. Abbildung 2c). Ober- und unterhalb dieser Tonschicht stehen in Wechsellagerung schluffige Sand- und schluffige Tonsedimente an. In einer Tiefe von ca. 46 m befindet sich die Chingmei-

Formation mit SPT-Schlagzahlen von > 100 , welche als untere Grenze des FE-Modells gewählt worden ist.

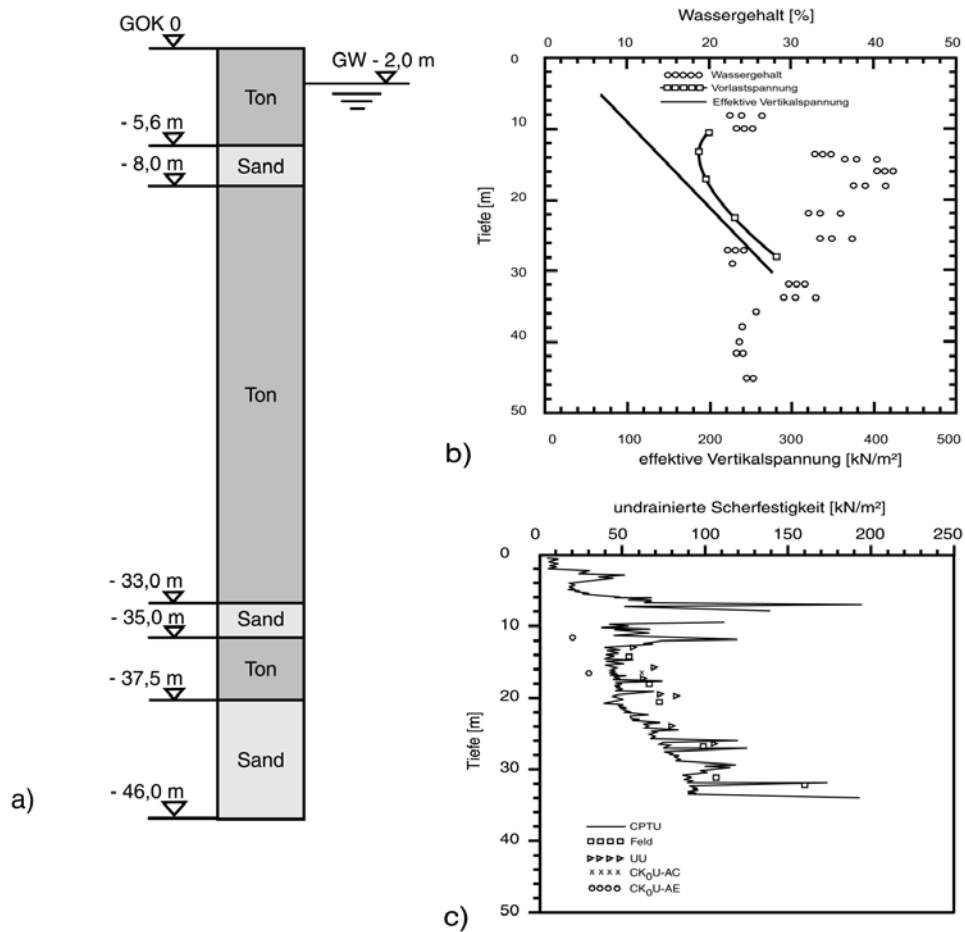


Abbildung 2: a) Idealisierter Schichtenaufbau, b) Verlauf des Wassergehaltes w und der Vorbelastung σ_p' über die Tiefe und c) Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit c_u über die Tiefe.

Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens der weichen Tonschicht wird ein visko-hypoplastisches Stoffmodell verwendet [7], welches die für weiche bindige Böden typischen rheologischen Eigenschaften, wie Kriechen, Relaxation und ratenabhängige Steifigkeit abbilden kann. Dazu wird die totale Dehnungsrate \mathbf{D} in einen elastischen $\mathbf{D} - \mathbf{D}^v$ und einen viskosen Anteil \mathbf{D}^v zerlegt und mittels der aus der Hypoplastizität stammenden Steifigkeitstensoren \mathbf{M} und \mathcal{L} mit der Jaumannschen Spannungsrate $\overset{\circ}{\mathbf{T}}$ verknüpft:

$$\overset{\circ}{\mathbf{T}} = \mathbf{M} : \mathbf{D} - \mathcal{L} : \mathbf{D}^v \quad (2)$$

$$\mathbf{D}^v = \gamma \frac{\mathbf{B}}{\|\mathbf{B}\|} \left(\frac{1}{\text{OCR}} \right)^{1/I_v} \tag{3}$$

$$M = m_i(\mathbf{h}, \mathbf{D}) \mathcal{L} \tag{4}$$

Das viskose Dehnungsinkrement beinhaltet alle nicht-elastischen Verformungsanteile, so dass eine weitere Aufspaltung in plastische Dehnungsinkremente entfällt. Die Größe von \mathbf{D}^v wird über das Produkt aus der Referenzkriechrate γ und dem Überkonsolidierungsverhältnis OCR des Bodens mit einer Potenz von $-1/I_v$ (I_v = Viskositätsindex nach Leinenkugel [4]) kontrolliert. Die Richtung von \mathbf{D}^v wird über den zweistufigen Tensor \mathbf{B} bestimmt, welcher ebenfalls aus der Hypoplastizität resultiert.

Die erhöhte Steifigkeit des Bodens bei kleinen Dehnungsamplituden wird durch die Zustandsgröße der Intergranularen Dehnung \mathbf{h} berücksichtigt, welche den letzten Teil des Deformationspfades speichert und in Abhängigkeit des aktuellen Dehnungsinkrements eine Steifigkeitserhöhung über den skalaren Multiplikator m_i bewirkt (s. Gleichung 4). Die Größe von m_i resultiert aus der Änderung des Dehnungspfades.

Für die Verwendung des Stoffgesetzes sind insgesamt 13 Bodenparameter und Zustandsgrößen erforderlich, die durch standardisierte Labor- und Feldversuche bestimmt werden können. Eine ausführliche Beschreibung des Stoffmodells kann der Arbeit von Niemunis [7] entnommen werden.

Das Spannungs-Verformungsverhalten der nichtbindigen Bodenschichten wird über ein nicht lineares elasto-plastisches Drucker-Prager-Modell beschrieben. Dabei ist die elastische Steifigkeit proportional zum Spannungsniveau und es werden unterschiedliche Festigkeiten für triaxiale Kompressions- und Extensionszustände berücksichtigt.

Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die wesentlichen Bodenparameter und Zustandsvariablen des Bodenmodells für die FE-Modellierung:

Tabelle 1: Verwendete Bodenparameter und Zustandsvariablen

Schicht	γ_r	w	w _l	I _p	ϕ°	c'	C _c	C _s	I _v	k	e _{eo}	OCR	K ₀
	kN/m ³	%	%	%	°	kPa	-	-	%	M/s	-	-	-
1	18,3	32	34	23	29		0,098	0,019	2	4E-8	0,81	5	1,1
2	18,9	25	-	-	32			0,002	-	1E-4	-	-	0,47
3	18,2	35	35	15	29	-	0,098	0,019	2	4E-8	0,98	1,05-1,9	0,52- 0,68
4	19,3	24	-	-	32			0,0005	-	1E-4	-	-	0,47
5	18,2	28	33	21	31		0,098	0,019	1,9	4E-8	0,81	1,05	0,50
6	19,6	30	-	-	32			0,0005	-	1E-4	-	-	0,47

mit: γ_r = Wichte des gesättigten Bodens, w = Wassergehalt, w_l = Fließgrenze, I_p = Plastizitätszahl,
 φ' = Reibungswinkel (für die Tonschichten kritischer Reibungswinkel), c' = Kohäsion, C_c/C_s = Kompressions-
 /Schwellbeiwert im einfach logarithmischen Porenzahl-Druck-Diagramm, I_v = Viskositätsindex,
 k = Wasserdurchlässigkeitskoeffizient, e_{e0} = Porenzahl bei $p_{e0} = 100$ kPa, OCR = Überkonsolidierungsverhältnis,
 K_0 = Erdruehdrukbeiwert

3 Berechnungsergebnisse

3.1 Einzelfundament

Zur Beurteilung des Setzungsverhaltens von Einzelgründungen infolge der Herstellung einer benachbarten, durchlaufenden Schlitzwand, wird zunächst der Konstruktionsvorgang der unmittelbar angrenzenden Einzellamelle isoliert betrachtet. Der Gründungkörper befindet sich in einem lichten Abstand von 1,0 m mittig zur Lamelle, deren Länge zu $L = 3,6$ m, 5,4 m und 7,2 m gewählt wird. Das Belastungsniveau resultiert aus der äußeren Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes, welche mittels eines am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum entwickelten Ansatzes [12] basierend auf dem vertikalen Lamellenverfahren nach Walz und Pulsfort [15] berechnet wird. In Tabelle 2 sind dazu die berechneten Standsicherheiten und effektiven Fundamentbelastungen zusammengestellt.

Tabelle 2: Effektive Fundamentlast p' und zugehörige Standsicherheit η des offenen Schlitzes

L = 7,2 m					
η	1,05	1,14	1,25	1,38	1,52
p' [kPa]	200	150	100	50	0

L = 5,4 m					
η	1,06	1,15	1,29	1,41	1,54
p' [kPa]	240	200	140	110	75

L = 3,6 m					
η	1,04	1,1	1,21	1,32	1,56
p' [kPa]	280	260	230	200	150

In Abbildung 3 sind die auf die Schlitzlänge bezogenen Setzungen s/L des Fundamentes infolge Schlitzaustrahls unter Suspensionsstützung über die jeweils zugehörige Standsicherheit des offenen Schlitzes dargestellt. Dabei lässt sich erkennen, dass die berechneten Setzungen

innerhalb einer schmalen Bandbreite verlaufen und sich in Abhängigkeit der Standsicherheit η Verformungen zwischen 0,15 % und 0,3 % der Schlitzlänge einstellen. Je geringer die Standsicherheit ist, desto größere Setzungen sind zu erwarten.

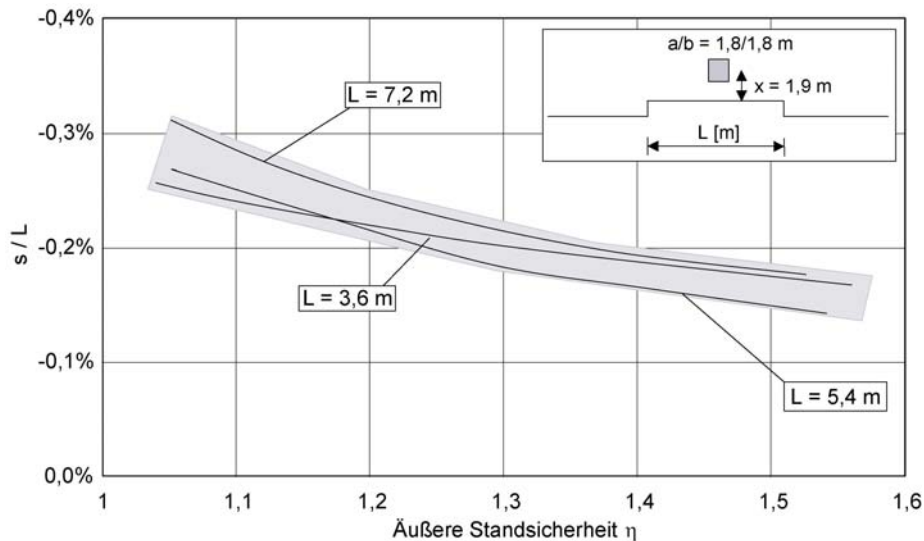


Abbildung 3: Normierte Fundamentsetzungen s/L in Folge des suspensionsgestützten Schlitzausbaus

Abbildung 4 stellt nun die Setzungsentwicklung s/L des Einzelfundamentes während der sequentiellen Herstellung des Schlitzwandsegmentes bestehend aus drei benachbarten Einzellamellen dar. Die gewählte Schlitzlänge beträgt $L = 7,2$ m und die Herstellung des Segmentes erfolgt im Pilger-Schritt-Verfahren in der Reihenfolge 2-1-3. Neben einem mittig zur Lamelle 2 platziertem Gründungkörper (Position 1) wird zusätzlich die Variante untersucht, dass sich das Fundament am Übergang der Lamelle 2 zur Lamelle 3 befindet (Position 2). Im Falle des Fundamentes in Position 1 treten die größten temporären Setzungen während des Schlitzausbaus der unmittelbar benachbarten Lamelle 2 auf, während für die Position 2 die maximalen Fundamentverformungen infolge des Aushubs der Lamelle 3 zu beobachten sind. Für beide Fundamentpositionen sind in Abbildung 5 die maximal auftretenden Setzungen über die Standsicherheit der Einzellamelle dargestellt.

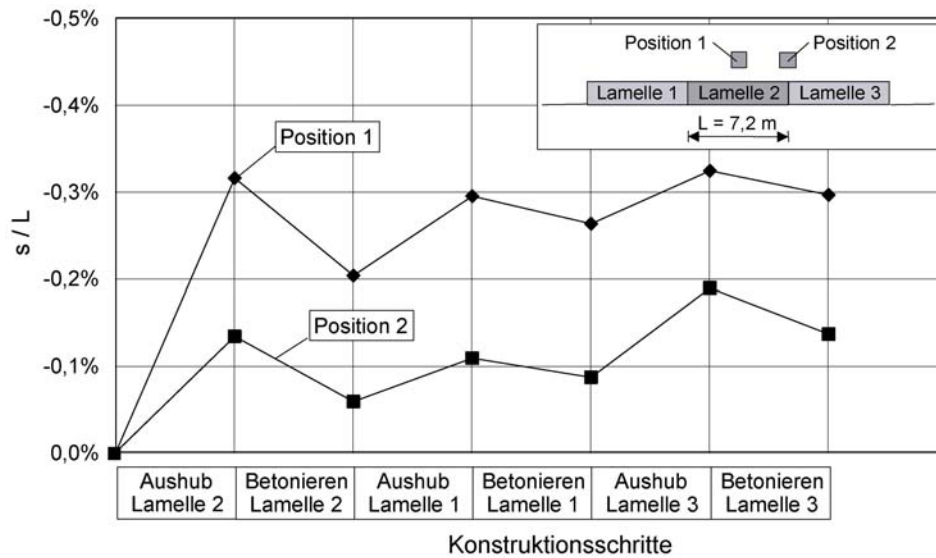


Abbildung 4: Entwicklung der Fundamentsetzungen während der sequentiellen Herstellung des Schlitzwandsegmentes im Pilger-Schritt-Verfahren

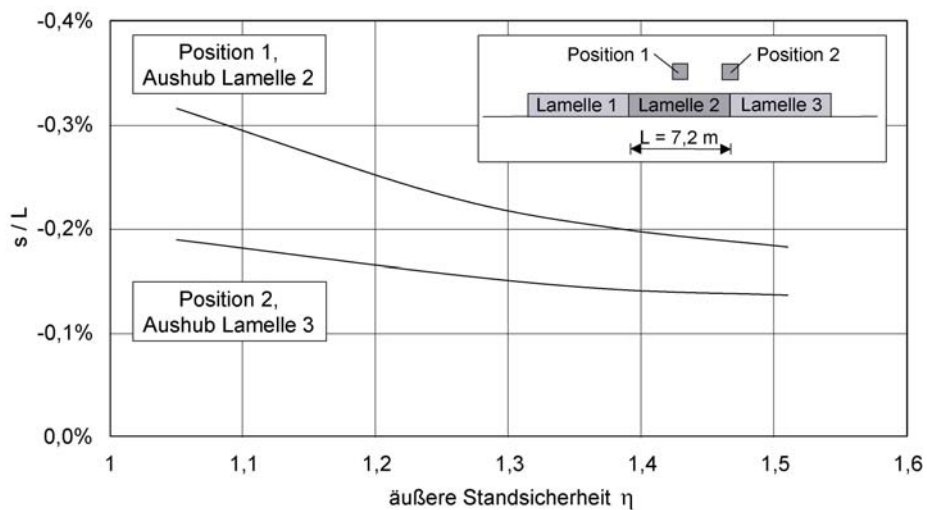


Abbildung 5: Vergleich der maximal prognostizierten Setzungen für einen mittig zum Schlitz (Position 1) und einen am Übergang zweier Lamellen (Position 2) positionierten Gründungkörper für die Herstellung der Wand im Pilger-Schritt-Verfahren

In Abbildung 6 sind für beide Fundamentpositionen die auftretenden Setzungen während der Herstellung des Schlitzwandsegmentes im Läuferverfahren mit der Lamellenfolge 1-2-3 dargestellt. Wie bereits zuvor, treten im Falle des zur Lamelle 2 mittigen Einzelfundamentes die größten temporären Setzungen während des Aushubs der Lamelle 2 und die kleinsten für den Fall des am Übergang platzierten Gründungskörpers (Position 2) während des Aushubs der Lamelle 3 auf. Vergleichbar zum Pilger-Schritt-Verfahren sind jedoch die Verformungen des Fundamentes in Position 2 während der gesamten Herstellungssequenz stets geringer als in Position 1.

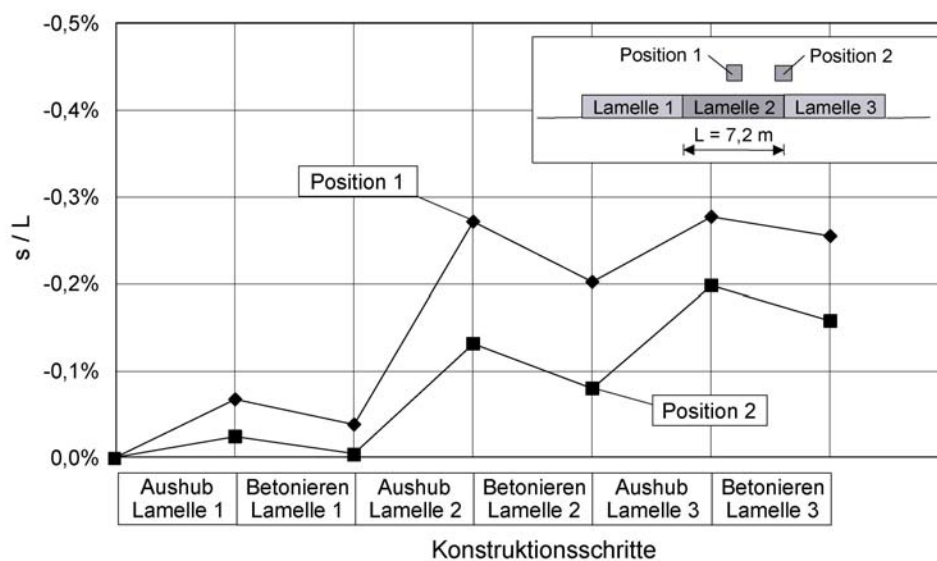


Abbildung 6: Entwicklung der Fundamentsetzungen während der sequentiellen Herstellung des Schlitzwandsegmentes im Läuferverfahren

3.2 Streifenfundament

Alternativ zum Einzelfundament werden ebenfalls die Auswirkungen der Schlitzwandherstellung auf das Verformungsverhalten von Streifengründungen betrachtet. Zunächst beschränkt sich die Untersuchung wie zuvor auf die Herstellung einer Einzellamelle, deren Länge ebenfalls zu $L = 3,6$ m, $5,4$ m und $7,2$ m angenommen wird. Da sich die äußere Standsicherheit des offenen Schlitzes nur unter Berücksichtigung der aufgehenden Konstruktion abschätzen lässt, wird die Belastung des Gründungsbalkens über die zulässige Setzung s_{zul} im Gebrauchszustand ermittelt. Für die nachfolgend vorgestellten Berechnungen wurde dafür ein Grenzwert von $s_{zul} = 1$ cm und $s_{zul} = 2$ cm zugrunde gelegt,

woraus effektive Belastungen von $p'_{1\text{ cm}} = 153\text{ kPa}$ und $p'_{2\text{ cm}} = 213\text{ kPa}$ resultieren. Der lichte Abstand zwischen der Fundamentkante und der Schlitzwandlamelle wird einheitlich zu 1 m gewählt.

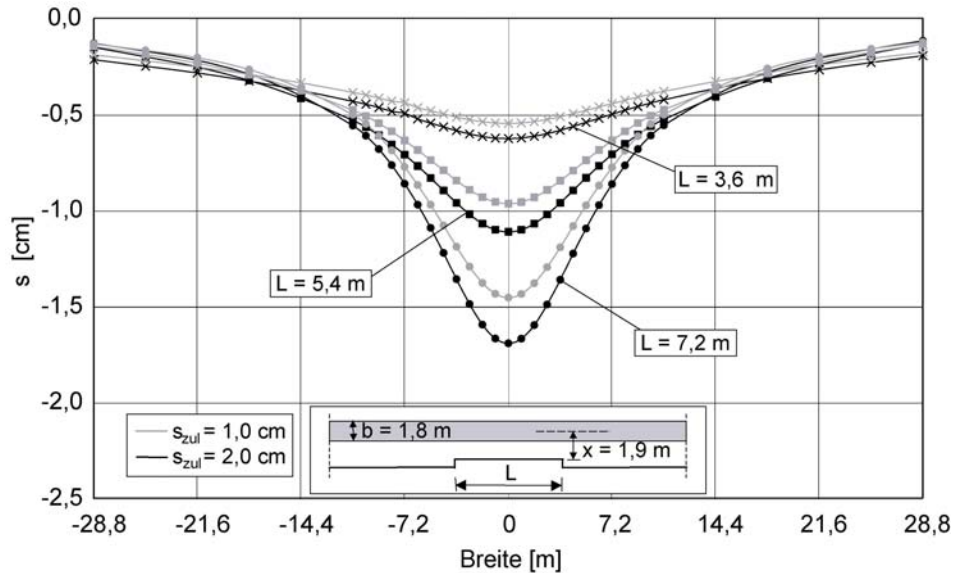


Abbildung 7: Setzungsmulde des Streifenfundamentes infolge des Aushubs benachbarter Einzellamellen mit einer Länge von $L = 3,6\text{ m}$, $5,4\text{ m}$ und $7,2\text{ m}$. Das Belastungsniveau des Gründungskörpers resultiert aus dessen Setzung unter Gebrauchslast von $s_{zul} = 1,0\text{ cm}$ und $s_{zul} = 2,0\text{ cm}$

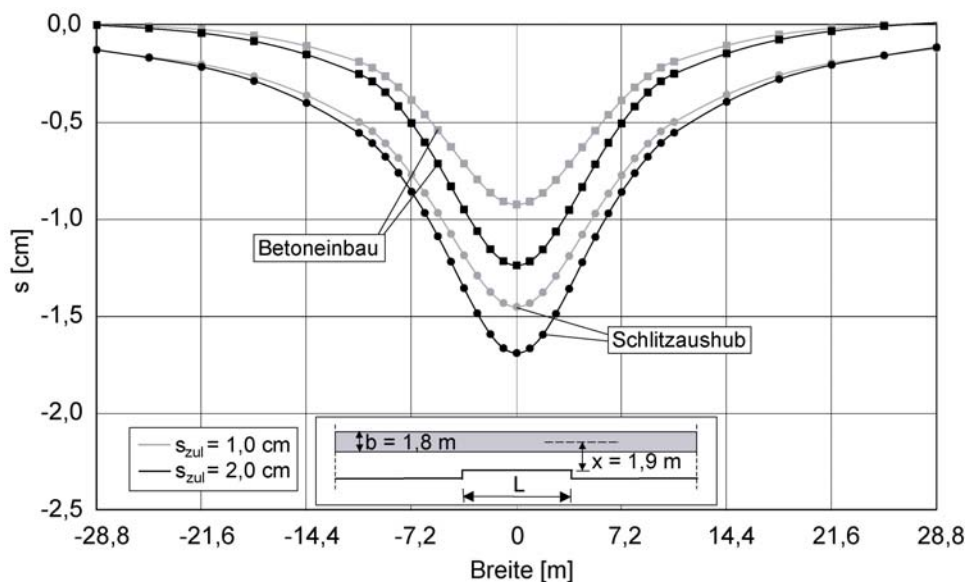


Abbildung 8: Setzungsmulde infolge Schlitzzaushubs und Betoneinbaus einer Schlitzwandlamelle der Länge $L = 7,2\text{ m}$ für unterschiedliche Gebrauchslasten des Streifenfundamentes

Abbildung 7 stellt für die betrachteten Lamellenlängen die zu erwartenden Setzungsmulden dar, die sich infolge des Schlitzaustrubs ergeben. Die grauen Kurven kennzeichnen die Verformungen für die Gebrauchslast $p'_{1\text{ cm}}$ und die schwarzen Kurven entsprechend für $p'_{2\text{ cm}}$. Die größten Setzungen treten aufgrund der Symmetriewirkung in der Mitte der Lamelle auf. Die Verformungsordinaten wachsen dabei mit steigender Gebrauchslast und zunehmender Schlitzlänge an. Für eine gewählte Schlitzlänge von $L = 7,2\text{ m}$ zeigt Abbildung 8 die Setzungsmulden während des Schlitzaustrubs und nach Abschluss des Betoneinbaus. Dabei wird deutlich, dass der Betoniervorgang zu einer sichtbaren Setzungsreduktion in einer Größenordnung von ca. 30 bis 35 % der sich zuvor eingestellten Verformung führt.

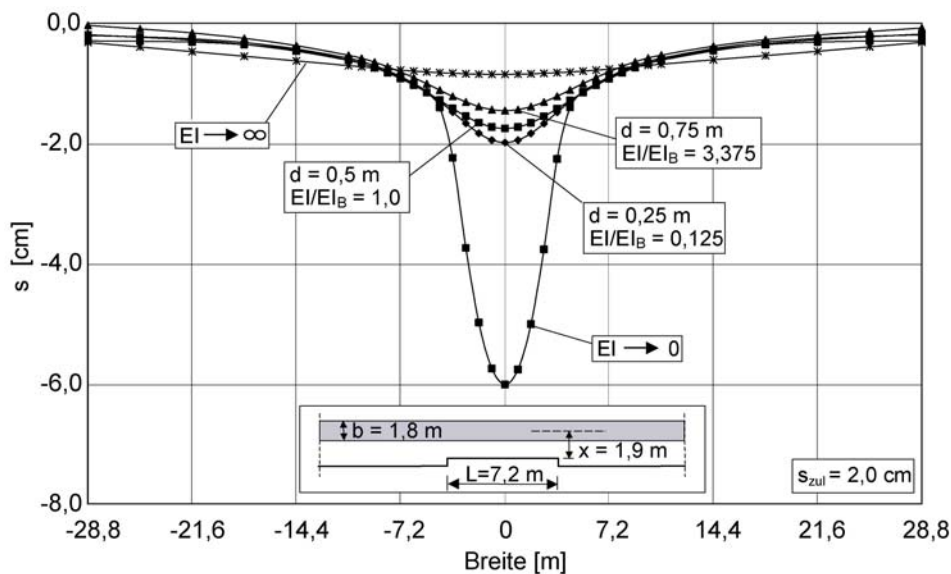


Abbildung 9: Setzungsmulde für Streifenfundamente unterschiedliche Biegesteifigkeiten EI infolge des Aushubs einer 7,2 m langen Schlitzwandlamelle. Die Biegesteifigkeit EI_B des Gründungskörpers mit der Dicke $d = 0,5\text{ m}$ wird als Referenzsteifigkeit gewählt

Anhand der Darstellungen in den Abbildungen 7 und 8 wird deutlich, dass das Streifenfundament während des Schlitzaustrubs eine Biegebeanspruchung erfährt und demzufolge eine Lastumlagerung in die Bereiche seitlich des offenen Schlitzes stattfindet. Um dabei den Einfluss der Biegesteifigkeit des Gründungsbalkens zu beurteilen, wurde das Setzungsverhalten für Streifenfundamente mit unterschiedlichen Biegesteifigkeiten untersucht. Abbildung 9 stellt dazu die berechneten Setzungsmulden infolge Schlitzaustrubs für Fundamentdicken von $d = 0,25\text{ m}$, $0,50\text{ m}$ und $0,75\text{ m}$ dar. Zusätzlich wurden die Fälle eines biegeweichen ($EI \rightarrow 0$) und eines annähernd starren ($EI \rightarrow \infty$) Gründungsbalkens

untersucht. Zur Festlegung der Gebrauchslast wurde eine zulässige Setzung im Gebrauchszustand von $s_{zul} = 2 \text{ cm}$ gewählt.

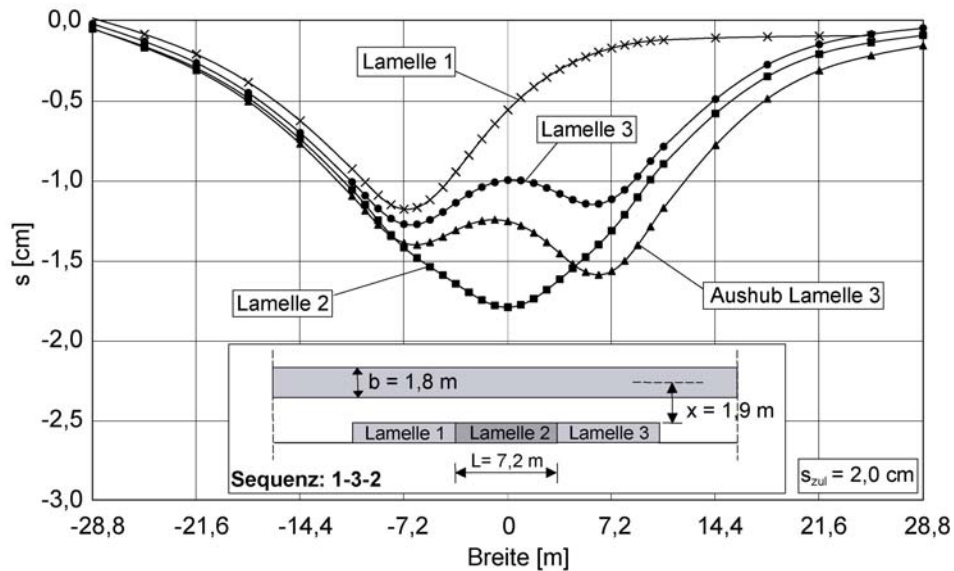


Abbildung 10: Setzungsentwicklung des Streifenfundamentes während der schrittweisen Herstellung des Schlitzwandsegmentes im Pilger-Schritt-Verfahren (Sequenz 1-3-2). Die Kurvenbezeichnung Lamelle i charakterisiert die resultierende Setzungsmulde nach Fertigstellung der Lamelle i .

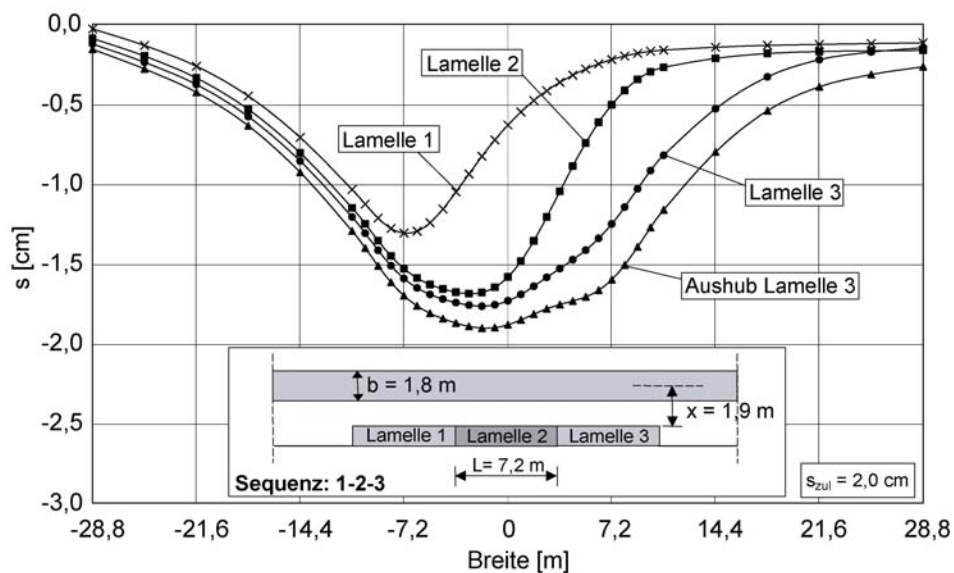


Abbildung 11: Setzungsentwicklung des Streifenfundamentes während der schrittweisen Herstellung des Schlitzwandsegmentes im Läufer-Verfahren (Sequenz 1-2-3). Die

Kurvenbezeichnung Lamelle i charakterisiert die resultierende Setzungsmulde nach Fertigstellung der Lamelle i .

Die Abbildungen 10 und 11 stellen die Setzungsmulden des Streifenfundamentes dar, welche sich temporär während der sequenziellen Herstellung des aus drei Lamellen bestehenden Schlitzwandsegmentes einstellen. Als Herstellungssequenz wurde das Pilger-Schritt-Verfahren (Abbildung 10) in der Sequenz 1-3-2 und das Läuferverfahren (Abbildung 11) in der Sequenz 1-2-3 zugrunde gelegt. Die Schlitzlänge beträgt jeweils $L = 7,2$ m, der lichte Abstand zwischen Streifenfundament und Schlitz $x = 1,0$ m und die Setzung unter Gebrauchslast $s_{zul} = 2,0$ cm. Neben den Setzungsmulden, welche sich nach der Fertigstellung der jeweiligen Schlitzwandlamelle ergeben, sind zusätzlich die Fundamentverformungen dargestellt, die sich temporär während des Schlitzaushubs der Lamelle 3 einstellen.

4 Diskussion

Anhand der dargestellten Ergebnisse wird deutlich, dass die Herstellung von zweiphasigen Schlitzwänden in weichen bindigen Böden nennenswerte Setzungen von benachbarten Gründungskörpern bewirken kann. Die größten temporären Verformungen werden dabei sowohl für Einzel- als auch für Streifengründungen während des Schlitzaushubs unter Bentonitstützung einer unmittelbar benachbarten Lamelle hervorgerufen.

Im Falle eines mittig zur Lamelle positionierten Einzelfundamentes zeigen die Ergebnisse in Abbildung 3, dass die auf die Schlitzlänge L bezogenen Setzungen des Gründungskörpers infolge Schlitzaushubs mit der Standsicherheit η des offenen Schlitzes korrelieren. Für die drei betrachteten Schlitzlängen ergibt sich eine enge Bandbreite der Setzungen von $s/L = 0,18 - 0,22$ % für eine geforderte Sicherheit von $\eta = 1,3$. Je geringer die Standsicherheit des Schlitzes ist, desto ausgeprägter werden die Verformungen, da die Scherfestigkeit des Bodens zu einem höheren Maße mobilisiert wird. Für eine konstante Standsicherheit ergeben sich jedoch für längere Lamellen größere Fundamentsetzungen als für kürzere Schlitzte. Der Grund dafür ist darin zu sehen, dass mit zunehmender Lamellenlänge ein immer größerer Bodenkörper Scherdeformationen infolge Mobilisierung der Scherfestigkeit unterworfen ist.

Die maximal berechneten bezogenen Fundamentsetzungen s/L liegen etwa in der gleichen Größenordnung der Setzungen, welche infolge Schlitzaushubs in nichtbindigen Böden zu erwarten sind [6]. Dabei ist jedoch der Unterschied zu beachten, dass der Schlitzaushub im Sand annähernd drainiert erfolgt und sich die Fundamentsetzungen in kurzer Zeit vollständig einstellen. Im Vergleich dazu können im betrachteten Fall der bindigen Böden zunächst

Porenwasserunterdrücke im Umgebungsbereich der Lamelle beobachtet werden, deren anschließende Dissipation zu einer Zunahme der Setzungen führt. Um die Größenordnung der Setzungszunahme abzuschätzen, wurden FE-Berechnungen durchgeführt, bei denen zwischen Schlitzaushub und Betoneinbau eine vierwöchige Ruhephase generiert wurden. Abbildung 12 zeigt die Setzungsentwicklung nach Abschluss des Aushubvorgangs.

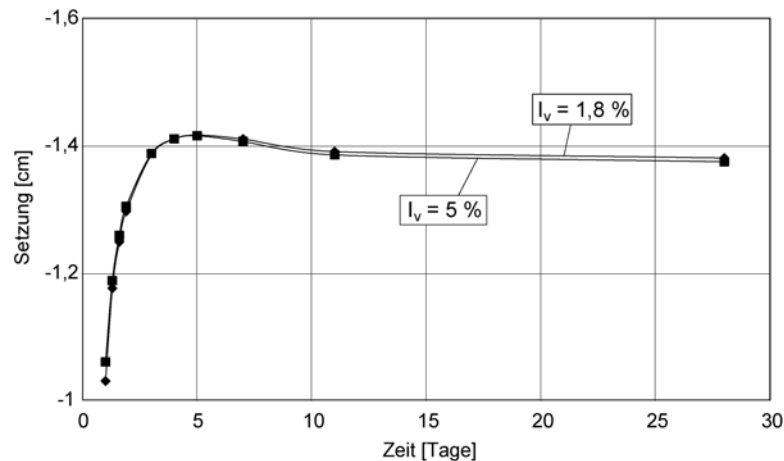


Abbildung 12: Verlauf der Fundamentsetzungen für unterschiedlich viskose Böden infolge Schlitzaushubs unter Bentonitstützung und einer anschließenden vierwöchigen Standzeit des offenen Schlitzes

Es ist zu sehen, dass infolge des Konsolidationsvorgangs die Setzungen des Einzelfundamentes um bis zu 40 % zunehmen. Die Viskosität des Bodens, welche durch den Viskositätsindex I_v nach Leinenkugel [3] berücksichtigt wird, spielt dabei nur eine untergeordnete Rolle. Als baupraktische Konsequenz ergibt sich daraus, dass im Falle weicher bindiger Böden der Herstellungsvorgang der Lamelle zügig abgewickelt werden und der Betoniervorgang unmittelbar an den Schlitzaushub anschließen sollte.

Die Abbildungen 4 und 5 stellen die Setzungsentwicklung während der sequentiellen Herstellung des Schlitzwandsegmentes dar. Für das mittig platzierte Fundament (Position 1) wird deutlich, dass unabhängig von der Herstellungssequenz der größte Setzungsanteil durch den Aushub der unmittelbar benachbarten Lamelle 2 verursacht wird. Die Herstellung der weiter entfernt liegenden Lamellen 1 und 3 wirken sich nur noch nachrangig auf den Gebrauchszustand des Gründungskörpers aus. Auffällig ist, dass der Betoniervorgang der Lamellen zu einer Hebung der Fundamente führen, welche auch für den Fall der Streifen Gründung zu beobachten ist (Abbildung 8). Die Ursache dieses Verhaltens liegt im hohen Frischbetondruck, welcher im oberflächennahen Bereich den totalen Erdruchdruck

überschreitet und zu einer anteiligen Mobilisierung des passiven Erddrucks in Verbindung mit konvexen Schlitzverformungen führt [13]. Die konstruktionsbedingten Setzungen aus der Herstellung der Lamelle 2 werden nun jedoch mit jenen Verformungen aus der Konstruktion der benachbarten Lamellen 1 und 3 überlagert. Daraus folgt, dass die verbleibenden Fundamentsetzungen nach Fertigstellung des Schlitzwandsegmentes in der gleichen Größenordnung liegen wie die Verformungen, welche sich temporär während des Aushubvorgangs einer unmittelbar benachbarten Einzellamelle ergeben.

Von großer Bedeutung ist der Lamelleneinteilungsplan und somit die Fundamentposition in Bezug zu den herzustellenden Schlitzwandlamellen. Anhand der Abbildungen 4 und 5 ist für beide untersuchte Herstellungssequenzen zu sehen, dass die größten Setzungen stets für ein mittig zum Schlitz positioniertes Einzelfundament zu beobachten sind. Der Großteil der Fundamentlast muss in diesem Fall über die Stützsuspension in Verbindung mit einer Mobilisierung der Scherfestigkeit aufgenommen und kann nur bedingt über eine Gewölbewirkung auf die Bereiche seitlich des offenen Schlitzes abgetragen werden. Wird jedoch die Lamelleneinteilung so vorgenommen, dass das Einzelfundament am Übergang zweier Schlitzwandlamellen liegt (Position 2), so lässt sich während des Aushubvorgangs jeweils einer der angrenzenden Lamellen eine Umlagerung der Sohlspannungen nach außen beobachten. Hierdurch lassen sich die konstruktionsbedingten Verformungen bis zu 40 % gegenüber einem mittig zum Schlitz positionierten Fundament reduzieren.

Zur Veranschaulichung dieses Sachverhaltes sei folgendes Beispiel gegeben: Für eine 5,4 m lange Schlitzwandlamelle kann unter den obigen Randbedingungen (Bodenverhältnisse, Geometrie) ein mittig platziertes Einzelfundament mit $p' = 140$ kPa belastet werden, um eine Sicherheit von $\eta = 1,3$ einzuhalten. Gemäß Abbildung 3 sind dabei Setzungen in der Größenordnung von $s = 10$ mm zu erwarten. Wird die Lamellenlänge auf $L = 7,2$ m erhöht, reduziert sich die Standsicherheit unter gleichbleibender Fundamentlast auf lediglich $\eta = 1,17$. Sofern jedoch eine solche Lamelleneinteilung gemäß Position 2 vorgenommen wird, betragen die zu erwartenden Setzungen lediglich etwa 12 mm (Abbildung 6). Dadurch wird deutlich, dass durch eine geeignete Lamelleneinteilung die gewählte Schlitzlänge deutlich vergrößert werden kann, ohne dabei nennenswerte Auswirkungen auf den Gebrauchszustand der Nachbarbebauung zu verursachen.

Im Falle einer benachbarten Streifengründung bildet sich während des Schlitzaushubs eine Setzungsmulde aus, deren maximale Ordinate überproportional mit der Schlitzlänge anwächst (Abbildung 7). Der Grund ist darin zu sehen, dass mit zunehmender Schlitzlänge dem Fundamentbalken innerhalb eines größeren Abschnitts die Bettung entzogen wird und die Fundamentlast über eine stärkere Biegebeanspruchung auf die Bodenbereiche seitlich des

geöffneten Schlitzes abgetragen werden muss. Je größer die Fundamentlast und je länger die Schlitzwandlamelle dabei sind, desto ausgeprägter ist die zu erwartende Setzungsmulde. Im Vergleich zur gewählten Schlitzlänge spielt jedoch das Belastungsniveau des Fundamentes, gemessen an der Setzung des Gründungskörpers im Gebrauchszustand, eine untergeordnete Rolle (s. Abbildung 7).

In Analogie zum Einzelfundament führt gemäß Abbildung 8 der anschließende Betoniervorgang ebenfalls zu einer Setzungsreduktion, welche in einer Größenordnung von ca. 30 % liegt. Die Ursache dafür ist wie zuvor bereits beschrieben der relativ hohe Frischbetondruck im oberflächennahen Bereich der Lamelle. In diesem Zusammenhang ist noch mal daraufhin zu weisen, dass bei normal- bis leichtüberkonsolidierten Böden ($OCR < 2$) der Frischbetondruck im oberflächennahen Bereich größer ist, als der totale Erdruchdruck. Bei stark überkonsolidierten Böden ist aufgrund des deutlich höheren Erdruchdruckkoeffizienten K_0 nicht mit Hebungen des Gründungskörpers infolge des Betoniervorgangs in diesem Maße zu rechnen, da zum einen der Frischbetondruck geringer ist als die totalen Horizontalspannungen des Bodens im Ausgangszustand und zum anderen die Steifigkeit des Bodens größer ist als unter normalkonsolidierten Verhältnissen.

Die Ergebnisse in Abbildung 7 deuten augenscheinlich darauf hin, dass die Biegesteifigkeit EI des Gründungsbalkens eine zentrale Rolle bei der Verformungsbetrachtung spielt. Anhand der Darstellung in Abbildung 9 wird jedoch deutlich, dass für übliche Fundamentdicken zwischen 0,25 m und 0,75 m konstruktionsbedingte Setzungen zu erwarten sind, welche annähernd in der gleichen Größenordnung liegen. Demgegenüber zeichnet sich der annähernd starre Gründungsbalken erwartungsgemäß durch die geringsten Verformungen aus. Sinkt jedoch die Biegesteifigkeit erheblich ab, so wie es beispielsweise bei älteren Gebäuden mit biegeschlaffen Streifengründungen und evtl. vorgeschädigten Mauerwerk der Fall sein kann, so steigen die maximalen Setzungen erheblich an. Aufgrund der nicht vorhandenen Biegesteifigkeit ist keine temporäre Lastumlagerung möglich und die Bauwerkslast wird vollständig in den Bruchkörper eingeleitet, wodurch die großen Deformationen zu erklären sind.

Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes und zur Einschätzung möglicher Gebäudeschäden infolge von Setzungsdifferenzen, werden in der Literatur zwei unterschiedliche Bewertungskriterien vorgeschlagen [2]. Eines der Bewertungskriterien ist die Winkelverdrehung, welche der maximalen Tangentenneigung der Setzungsmulde δ/l analog Abbildung 13 entspricht. Als zulässige Winkelverdrehung zur Vermeidung von Gebäudeschäden wird vielfach ein Grenzwert von $\delta/l = 1/500$ zugrunde gelegt. Speziell für Streifen- und Plattengründungen wird alternativ das Bieungsverhältnis Δ/L_b als

maßgebendes Bewertungskriterium gewählt (s. Abbildung 13). Für eine Muldenlagerung ist dann ein zulässiger Grenzwert von $\Delta/L_b = 1/2000$ nicht zu überschreiten.

Die Auswertung der Setzungsmulden in Abbildung 9 hinsichtlich dieser beiden Kriterien ergibt, dass bei der Zugrundelegung der maximal zulässigen Winkelverdrehung eine Fundamentdicke von ca. $d = 20$ cm erforderlich wäre, während die Anwendung des Biegungsverhältnisses eine deutlich größere Fundamentdicke von $d = 56$ cm erfordern würde. Daraus wird deutlich, dass das Verhältnis Δ/L_b ein deutlich strengeres Bewertungskriterium darstellt und zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit im vorliegenden Fall Anwendung finden sollte.

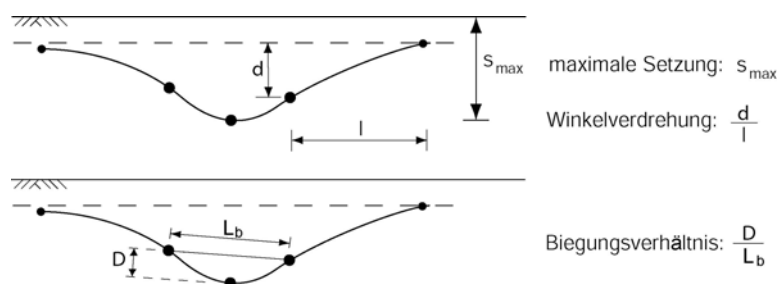


Abbildung 13: Unterschiedliche Bewertungskriterien für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Gebäuden infolge Setzungsdifferenzen [2]

Bei der Herstellung eines Schlitzwandsegmentes (Abbildungen 10 und 11) entspricht die Setzungsmulde infolge der Herstellung der Start- bzw. Anfängerlamelle jener, welche aus dem Schlitzaushub und dem Betoneinbau einer Einzellamelle resultiert. Durch die anschließenden Konstruktionsvorgänge der benachbarten Schlitzwandlamellen wird dieses Verformungsbild nun jedoch zusätzlich verändert. Bei der Herstellung des Segmentes im Läuferverfahren (Sequenz 1-2-3, Abbildung 11) breitet sich die Setzungsmulde des Streifenfundamentes kontinuierlich in Richtung des Baufortschrittes aus. Durch die Überlagerung der einzelnen Verformungskomponenten nimmt dabei die maximale Fundamentsetzung stetig zu und erreicht für die untersuchten Randbedingungen einen Grenzwert von ca. 2 cm. Der Vergleich mit Abbildung 7 zeigt jedoch, dass die maximal auftretenden Setzungsordinaten nur geringfügig größer sind als jene, welche aus dem Aushubvorgang einer Einzellamelle resultieren. Demnach lassen sich die Verformungen des Fundamentes infolge der Herstellung eines Schlitzwandsegmentes vereinfacht durch die Betrachtung des Aushubs einer einzelnen Lamelle abschätzen.

Für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit ergibt sich jedoch der Unterschied, dass im Verlauf des Baufortschritts das Biegungsverhältnis Δ/L_b aufgrund der zunehmenden Breite der Setzungsmulde abnimmt, während die Tangenten­neigung der Mulde und somit die maßgebende Winkelverdrehung annähernd konstant bleibt. Somit stellt bei der Herstellung eines Schlitzwandsegmentes der Aushubzustand der Startlamelle den kritischen Konstruktionsschritt hinsichtlich möglicher Gebäudeschäden dar.

Im Unterschied zum Läuferverfahren breitet sich die Setzungsmulde bei der Herstellung des Segmentes im Pilger-Schritt-Verfahren (Sequenz 1-3-2, Abbildung 10) nicht kontinuierlich aus. Während vergleichbare Setzungsordinaten zu beobachten sind, treten jedoch temporär Sattellagerungen des Streifenfundamentes im Bereich der Sekundärlamelle 2 auf. Im Vergleich zur Muldenlagerung ist die Sattellagerung hinsichtlich möglicher Gebäudeschäden wesentlich kritischer zu beurteilen. Üblicherweise wird daher ein deutlich geringerer Grenzwert für das Biegungsverhältnisses von $\Delta/L_b = 1/4000$ angesetzt. Für die in Abbildung 10 dargestellte Situation ergibt sich zwar ein unkritisches Biegungsverhältnis im Bereich der Sattellagerung von $\Delta/L_b = 1/5000$, es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass unter veränderten Randbedingungen, beispielsweise einer geringeren Biegesteifigkeit des Streifenfundamentes, eine Überschreitung des maximalen Toleranzwertes auftritt, welche möglicherweise zu Schäden am aufgehenden Gebäude führt.

In [13] sind weitere Ergebnisse und Angaben hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit von Gründungskörpern bei der Herstellung von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden zusammengefasst. Dabei wird nicht nur der Herstellungsvorgang der Schlitzwandlamellen betrachtet, sondern darüber hinaus ebenfalls der Herstellungseinfluss auf das Verformungsverhalten der Stützkonstruktion selbst sowie der Beanspruchung von aussteifenden Bauteilen während des sukzessiven Baugrubenaushubs analysiert.

5 Schlussfolgerungen

Anhand der vorgestellten Berechnungsergebnisse lassen sich hinsichtlich des Einflusses der Schlitzwandherstellung in weichen bindigen Böden auf das Verformungsverhalten benachbarter Gründungskörper folgende Schlussfolgerungen ziehen und Konstruktionsempfehlungen ableiten.

- Die mit der Schlitzlänge L normierten Setzungen von Einzelgründungen s/L infolge des Aushubs einer benachbarten Schlitzwandlamelle lassen sich mit Hilfe der äußeren Standsicherheit des suspensionsgestützten Schlitzes abschätzen. Infolge des hohen

Frischbetondrucks treten während des anschließenden Betoniervorgangs Hebungen des Gründungskörpers auf, so dass nach Fertigstellung der Lamelle geringere Verformungsordinaten verbleiben.

- Infolge eines zeitverzögerten Aushub- oder Betoniervorgangs dissipieren Porenwasserunterdrücke im Umgebungsbereich der Lamelle und der Boden schwillt. Dies kann innerhalb kurzer Zeit zu einer erheblichen Setzungszunahme führen. Daraus wird deutlich, dass zu Minimierung der Boden- und Gebäudeverformungen ein zügiger Arbeitsablauf zwingend erforderlich ist.
- Bei der Herstellung eines Schlitzwandsegmentes spielt der Lamelleneinteilungsplan eine wesentliche Rolle. Wird die Einteilung so vorgenommen, dass im Bereich von vorhandenen Einzelfundamenten die Übergänge der einzelnen Lamellen liegen, so lassen sich die konstruktionsbedingten Setzungen um bis zu 40 % gegenüber dem Fall reduzieren, dass sich die Gründungskörper mittig zu den Lamellen befinden.
- Im Falle benachbarter Streifenfundamente nehmen die Setzungsordinaten, die Winkelverdrehung sowie das Biegungsverhältnis mit größer werdender Schlitzlänge überproportional zu. Für große Schlitzlängen ist daher eine hohe Biegesteifigkeit des Gründungsbalkens zur Einhaltung zulässiger Verformungskriterien erforderlich.
- Während der Herstellung eines Schlitzwandsegmentes breitet sich die Setzungsmulde kontinuierlich aus und die Krümmung nimmt ab. Gleichzeitig nehmen die Setzungen zu und erreichen etwa die Größenordnung, welche sich temporär infolge Schlitzaushubs einer Einzellamelle einstellen. Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit bleibt daher der Aushubzustand einer Einzellamelle maßgebend.
- Die zu erwartenden Setzungen und Krümmungen eines Streifenfundamentes sind für die Schlitzwandherstellung im Pilger-Schritt- und im Läuferverfahren annähernd identisch. Im Gegensatz zum kontinuierlichen Läuferverfahren werden jedoch beim Pilger-Schritt-Verfahren temporär Sattellagerungen verursacht, die im Vergleich zur Muldenlagerung schon bei geringeren Krümmungen zu Bauwerksschäden führen können.
- Soll eine durchlaufende Schlitzwand in Nachbarschaft zu einem angrenzenden Streifenfundament hergestellt werden, ist es zu vermeiden, eine Einzellamelle in unmittelbarer Nähe zum Gründungskörper auszuführen. Während des Aushubs der Lamelle treten temporär die größten Krümmungen auf. Die Herstellung der Wand sollte in diesem Falle im Läuferverfahren ausgeführt und von außen kommend am Gründungskörper vorbeigeführt werden. Sofern es nicht vermeidbar ist, eine

Einzellamelle unmittelbar angrenzend zum Gebäude herzustellen, sollte die Schlitzlänge zunächst entsprechend klein gewählt werden, um die verursachten Krümmung des Fundamentes zu begrenzen. Mit fortschreitendem Bauablauf kann die Schlitzlänge anschließend auf das Maß erhöht werden, welches sich aus der Standsicherheitsberechnung ergibt.

Danksagung

Die Autoren sind dem Bundesministerium für Bildung und Forschung BMBF für die finanzielle Unterstützung des Projektes *Bauwerkschonende Geotechnik* zu tiefem Dank verpflichtet und möchten sich ebenfalls bei Dr. D. König und Dr. A. Niemunis, der das verwendete visko-hypoplastische Stoffgesetz als FORTRAN-Routine zur Verfügung gestellt hat, ausdrücklich bedanken. Die vorgestellten numerischen Berechnungen sowie darüber hinaus führende Simulationen wurden während der Mitarbeit von Herrn Dr. Schäfer am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt und in Form einer Dissertationsschrift [13] zusammengefasst.

Literatur

- [1] DIN 4126 – Ortbeton-Schlitzwände; Konstruktion und Ausführung, August 1986
- [2] Franke, E.: Überlegungen zu Bewertungskriterien für zulässige Setzungsdifferenzen. *Geotechnik* 3 (1980), S. 53 – 59
- [3] Kilchert M., Karstedt J.: Standsicherheitsberechnungen von Schlitzwänden nach DIN 4126. *Beuth-Kommentare*, 1984.
- [4] Leinenkugel, H. J.: Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. *Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik*, Universität Fridericiana, Karlsruhe, 1976, Heft Nr. 66.
- [5] Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T.: The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite. *Proc. of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering* 107 (1994), S. 163 – 172.

- [6] Mayer, P.-M.: Verformungen und Spannungsänderungen im Boden durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana Karlsruhe, Heft 151, 2000
- [7] Niemunis A.: Extended hypoplastic models for soils. Habilitation, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, 2003, Heft Nr. 34.
- [8] Ou C.-Y., Liao J.-T. Cheng W.-L. : Building response and ground movements induced by a deep excavation. *Géotechnique* 50, Nr. 3 (2000), S. 209 – 220.
- [9] Ou C.-Y., Liao J.-T., Lin H.-D. : Performance of a diaphragm wall constructed using top-down method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124, Nr. 9 (1998), S. 798 – 808.
- [10] Ou C.-Y., Shiau B.-Y., Wang I.-W. : Three-dimensional deformation behavior of the Taipei National Enterprise Center (TNEC) excavation case history. *Canadian Geotechnical Journal* 37 (2000), S. 438 – 448.
- [11] Reinhardt, H.-W.: Beton, Beton-Kalender 2001, Ernst & Sohn Verlag
- [12] RUBSchlitz, Programm zu Standsicherheitsnachweisen suspensionsgestützter Schlitzte. Aufbauend und erweitert auf Grundlage der Veröffentlichung von Triantafyllidis et al., 2001. Verfügbar am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum
- [13] Schäfer R.: Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, 2004, Heft Nr. 36.
- [14] Triantafyllidis, Th., König, D., Sonntag, M.: Zur äußeren Standsicherheit von nicht-ebenen suspensionsgestützten Erdschlitzten. *Bautechnik* 78, Heft 2, 2001, S. 77 – 88
- [15] Walz, B., Pulsfort, M.: Ermittlung der rechnerischen Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände auf der Grundlage eines prismatischen Bruchkörpermodells. *Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau*, Heft 1, 1983, S. 4 – 7, und Heft 2, 1983, S. 82 - 86

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.)