



Bundesanstalt für Wasserbau
Kompetenz für die Wasserstraßen

BAWMitteilungen Nr. 95

„Johann-Ohde-Kolloquium“

Karlsruhe Juli 2012



BAWMitteilungen

Nr. 95

**„Johann-Ohde-Kolloquium“
Bundesanstalt für Wasserbau
Technische Universität Dresden
in Karlsruhe am 7./8. Mai 2012**

Impressum

Herausgeber (im Eigenverlag):
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 0721 9726-0
Telefax: 0721 9726-4540
E-Mail: info@baw.de, www.baw.de

Übersetzung, Nachdruck oder sonstige Vervielfältigung – auch auszugsweise – ist nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet

ISSN 2190-9199

© BAW 2012

BAWMitteilungen Nr. 95

Inhalt

Heinzelmann, Ch.	7
Begrüßung und Einführung	
Kayser, J.	9
Dimensionierung von Ufersicherungen mit Deckwerken unter Beachtung der Belastungsintensität	
Eisenmann, J. Fleischer, P.	21
Möglichkeiten und Grenzen pflanzlicher Ufersicherungen an Wasserstraßen	
Mittelbach, L.; Pohl, M.	41
Böschungsdeckwerke unter Wellenbelastung	
Zerrenthin, U.	49
Erschütterungen und Setzungen bei Rammarbeiten	
Wegener, D.; Herle, I.	59
Ermittlung von Scherdehnungen durch Schwingungsmessungen und numerische Berechnungen	
Mittelbach, L.; Konietzky, H.; Baumgarten, L.	71
Ultraschallmessungen bei Triaxialversuchen – Laborversuche und numerische Simulation	
Nitzsche, K.; Herle, I.	79
Vergleich von gemessenen und numerisch nachgerechneten Verformungen bei spannungspfadgesteuerten Triaxialversuchen	
Nacke, E.; Hleibieh, J.; Herle, I.	93
Mechanisches Verhalten von Rüttelstopfsäulen in weichen Böden	
Baumbach, J.	107
Ergebnisse axial-zyklischer Belastungsversuche unter Schwell- und Wechsellasten an Mikropfählen in Ton	
Bergholz, K.; Herten, M.	125
Proberammungen und Probelastungen von Spundwänden am DEK-Nord	
Hekel, U.; Odenwald, B.	139
Bohrlochversuche zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit von Fels	
Schober, P.; Odenwald, B.	151
Der Einfluss eines Auflastfilters auf die Bruchmechanik beim hydraulischen Grundbruch	
Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben	163



Editorial

In Memoriam Johann Ohde veranstalten im Wechsel das Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden und die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) das Johann-Ohde-Kolloquium zu aktuellen geotechnischen Themen aus Wissenschaft und Praxis. Mit dieser Kolloquiumsreihe erinnern beide Einrichtungen an das geotechnische Wirken von Johann Ohde an seinen beiden wesentlichen Wirkungsstätten, der TU Dresden und der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, die im Zuge der deutschen Wiedervereinigung mit der Bundesanstalt für Wasserbau fusioniert wurde.

Das vorliegende Heft 95 der wissenschaftlichen Publikationsreihe BAWMitteilungen fasst die Vorträge zusammen, die anlässlich des 12. Johann-Ohde-Kolloquiums am 7. und 8. Mai 2012 in der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe gehalten wurden.

Karlsruhe, im Juli 2012



Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmänn
Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau



Begrüßung und Einführung

Welcome and Introduction

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann, Bundesanstalt für Wasserbau

Meine sehr geehrten Damen und Herren,
liebe Kolleginnen und Kollegen,

als Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau begrüße ich Sie alle sehr herzlich zum diesjährigen Johann-Ohde-Kolloquium. Im Jahr 1985 ins Leben gerufen, findet das Kolloquium heute bereits zum 12. Mal statt. Wer war Johann Ohde und was veranlasst das Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden und die Bundesanstalt für Wasserbau, im Gedenken an Johann Ohde eine Kolloquiumsreihe nach ihm zu benennen? Um diese Frage zu beantworten, ist ein Blick in die Geschichte beider Institutionen hilfreich.

Die heutige Bundesanstalt für Wasserbau wurde bekanntlich im Jahr 1903 als Königliche Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin gegründet. 1913 wurde die Versuchsanstalt um die Abteilung Erdbau erweitert, 1919 wurde sie in Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau, Schiffbau und Erdbau umbenannt und 1927 erhielt die Versuchsanstalt erstmals ein Bodenmechanik-Labor. In diese Zeit fallen auch die Einrichtung eines Bodenmechanik-Labors an der Bergakademie Freiberg, die Gründung der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau – das spätere Franzius-Institut – sowie die Gründung der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik, deren Aufgabe u. a. darin bestand, die Forschung in der Geotechnik zwischen staatlicher Verwaltung, der Bauindustrie und den Universitäten zu koordinieren. Die gewachsene Bedeutung der Geotechnik in der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau, Schiffbau und Erdbau resultierte vor allem aus einer Reihe von Schadensfällen, insbesondere Rutschungen, sowie Kostenüberschreitungen beim Bau von Eisenbahnstrecken und Schifffahrtskanälen, wie z.B. dem Mittellandkanal. Ursache hierfür waren in der Regel unzureichende Kenntnisse über die

bodenmechanischen Eigenschaften des Baugrunds, ein Thema, das trotz aller Fortschritte in der Baugrunderkundung bis heute nicht an Aktualität verloren hat.

Im Jahr 1927 wurde Johann Ohde vom Leiter der Versuchsanstalt, Prof. Hans-Detlef Krey, in der Erdbauabteilung eingestellt. Kriegsbedingt musste der Versuchsbetrieb 1943 eingestellt werden. 1944 wechselte Ohde an die TH Dresden und wurde dort zunächst stellvertretender Geschäftsführer des Instituts für Erdbau und 1946 dessen Geschäftsführer. 1948 kam Ohde zur Versuchsanstalt nach Berlin zurück und übernahm die Leitung der Abteilung Grundbau. Zu diesem Zeitpunkt war die Versuchsanstalt in Forschungsanstalt für Schifffahrt, Gewässer- und Bodenkunde umbenannt worden. 1951 schließlich wurde Ohde zum Professor an das Institut für Grundbau und Baugrundmechanik der TH Dresden berufen. Im Alter von nur 47 Jahren ist er 1953 gestorben.

Johann Ohde zeichnete insbesondere die Vielfalt seiner Arbeiten aus. Mit seinen Untersuchungen und Abhandlungen zum Erddamm- und zum Schleusenbau bearbeitete er ein Feld, das uns auch heute noch intensiv beschäftigt. Seine Arbeiten zu den Themen Erd- und Sohldruck waren damals wegweisend. Heute sind wir in der glücklichen Lage, mit numerischen Verfahren, insbesondere mit der Finite-Element-Methode, ein Handwerkszeug zu besitzen, von dem Ohde nicht einmal träumen konnte.

Themenvielfalt kennzeichnet auch das Programm unseres diesjährigen Ohde-Kolloquiums, das aktuellen geotechnischen Themen aus Wissenschaft und Praxis gewidmet ist. Das Spektrum, das wir heute und morgen behandeln wollen, reicht von Untersuchungen im Feld und im Modell, über Studien mit numerischen Verfah-

ren bis hin zu Fragen der Bauausführung. Behandelt werden Themen wie zerstörungsfreie Baugrunduntersuchungen, verbesserte Sondierauswertungen, Untersuchungen in veränderlich festem Gestein, dynamische Pfahlprobenbelastungen, Tragfähigkeitsuntersuchungen an Ankern sowie Baugrundverbesserungsverfahren. Weitere Themen sind: Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen, numerische Untersuchungen und deren Vergleich mit Messungen sowie der aktuelle Kenntnisstand über klassische und naturnahe Uferdeckwerke. Die Arbeiten stammen aus beiden Einrichtungen, dem Institut für Geotechnik der TU Dresden und der Bundesanstalt für Wasserbau, sowie aus weiteren Universitäts-Instituten, mit denen wir im Rahmen unserer Forschungs- und Entwicklungsvorhaben kooperieren.

Praxis und Wissenschaft sind zwei Schlüsselbegriffe, die unsere tägliche Arbeit in der BAW treffend beschreiben: Praxis in Form von verkehrswasserbaulicher Beratung und Unterstützung der Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) bei Bau, Betrieb und Unterhaltung der Wasserstraßen, Wissenschaft im Sinne angewandter, praxisorientierter Forschung und Entwicklung.

Forschung und Entwicklung haben eine herausragende Bedeutung für die wissenschaftliche Entwicklung in der BAW. Sie sind die notwendige wissenschaftliche Vorsorge, die wir heute treffen müssen, um vorausschauend auch morgen unsere vielfältigen verkehrswasserbaulichen Aufgaben qualifiziert erfüllen zu können. Derzeit sind 86 Forschungsvorhaben aus allen Gebieten des Verkehrswasserbaus mit seinen klassischen Disziplinen der Bautechnik, der Geotechnik und des binnenländischen und maritimen Wasserbaus in Arbeit. Die Vorträge heute und morgen werden zeigen, wie wir unsere Forschungsergebnisse in die Praxis umsetzen und damit unsere Unterstützungsleistungen für die WSV konsequent verbessern.

Kooperationen der BAW mit anderen Forschungseinrichtungen spielen dabei eine ganz wesentliche Rolle. Hierzu zählen Untersuchungsaufträge, die wir an Universitäten und Hochschulen vergeben, der Austausch von Wissenschaftlern, gemeinsam betreute Diplom- und Doktorarbeiten, Lehraufträge an Universitäten und Hochschulen sowie gemeinsame wissenschaftliche Veranstaltungen. Hierfür sind die alle zwei Jahre im

Wechsel zwischen der TU Dresden und der BAW stattfindenden Ohde-Kolloquien ein beredtes Beispiel.

Meine Damen und Herren, die herausgehobene Stellung des Ohde-Kolloquiums für die BAW können Sie auch daran erkennen, dass die einzelnen Vorträge nicht – wie sonst üblich – als Kurzfassungen in einem Tagungsband abgedruckt werden. Für dieses Kolloquium haben wir uns entschieden, die Vorträge in Langform in einem weiteren Heft unserer wissenschaftlichen Publikationsreihe BAWMitteilungen zu veröffentlichen

Das Wirken von Johann Ohde wird nicht nur durch unser nach ihm benanntes Kolloquium in Erinnerung gehalten, sondern auch durch einen Preis, den die TU Dresden alle zwei Jahre für hervorragende Diplomarbeiten sowie Dissertations- und Habilitationsschriften im Fach Geotechnik vergibt und der von der Bauer Spezialtiefbau GmbH gestiftet wird. Zuletzt wurde der Preis im November 2011 vergeben, und zwar an Frau Dipl.-Ing. Katharina Bergholz für ihre Diplomarbeit zum Thema „Experimentelle Bestimmung von nichtlinearen Spannungsgrenzbedingungen“. Dies hat uns in der BAW besonders gefreut, haben wir doch Frau Bergholz nach Abschluss ihres Studiums in Dresden im Herbst 2009 als wissenschaftliche Mitarbeiterin der Abteilung Geotechnik in Karlsruhe gewinnen können. Frau Bergholz wird morgen über Proberammungen und Probelastungen von Spundwänden am Dortmund-Ems-Kanal berichten.

Für den heutigen und morgigen Tag wünsche ich Ihnen nun interessante Vorträge und Diskussionen und während der Pausen und bei der heutigen Abendveranstaltung fruchtbare Gespräche.

Herzlichen Dank für Ihre Aufmerksamkeit!

Dimensionierung von Ufersicherungen mit Deckwerken unter Beachtung der Belastungsintensität

Design of Bank Protection with Revetments Taking Account of Load Intensities

Dr.-Ing. Jan Kayser, Bundesanstalt für Wasserbau

Die Gestaltung von Ufersicherungen nach den bewährten Standards wird aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen zunehmend hinterfragt. Dies gilt insbesondere für Wasserstraßen, in denen auch zukünftig nur mit geringerem Verkehrsaufkommen zu rechnen ist. Die gegenwärtige Bemessungspraxis geht von einzelnen charakteristischen Bemessungsereignissen aus. Die Belastungsintensität, die sich aus der Größe der hydraulischen Einwirkung und der Anzahl der hydraulischen Einwirkungen ergibt, wird derzeit in den Bemessungen von Ufersicherungen nicht berücksichtigt.

Ein erster Ansatz hierzu besteht in der Verknüpfung einer Verkehrssimulation auf probabilistischer Basis mit einer Beschreibung des Entwicklungszustandes von Deckwerken mit Hilfe von Markov-Ketten. Die ersten Untersuchungsergebnisse zeigen, dass dieser Weg im Grundsatz erfolgversprechend ist, jedoch die vorhandene, derzeit noch recht dünne Datenbasis noch zu erweitern ist.

The design of bank protection according to tried-and-tested standards is increasingly being questioned for economic and ecological reasons. This applies in particular to waterways on which little traffic is also expected in future. Current design practice is based on individual characteristic design events. The load intensities resulting from the magnitude and number of hydraulic actions are currently not taken into account when designing bank protection measures.

An initial approach consists of linking a probabilistic traffic simulation and a description of the condition of revetments by Markov chains. Preliminary results of the study show that this approach is promising. However, the current, rather limited database needs to be expanded.

1 Einleitung *Introduction*

Die Ufer an Binnenwasserstraßen in Deutschland summieren sich auf ca. 15.000 km Länge. Damit Lebensräume und Infrastruktur nicht zerstört werden und die Fahrrinnen in Lage und Tiefe erhalten bleiben, ist ein großer Teil dieser Ufer zu sichern. Gefährdende Hauptbelastungen der Ufer resultieren aus der Schifffahrt (Wasserspiegelabsenkung, Wellen, Strömungen) und bei Flüssen zusätzlich aus Hochwasser (Strömung).

In den letzten Jahrzehnten hat das Wissen über Ufersicherungen auf Grund praktischer Erfahrungen und verstärkter Forschung stark zugenommen und zu verlässlichen Bemessungsverfahren und Bauweisen geführt. Jedoch wird die Gestaltung von Ufersicherungen nach den bewährten Standards aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen zunehmend hinterfragt. Dies gilt insbesondere für Wasserstraßen, in denen auch zukünftig nur mit geringerem Verkehrsaufkommen zu rechnen ist. Die gegenwärtige Bemessungspraxis geht von einzelnen charakteristischen Bemessungsereignissen aus. Die Belastungsintensität, die sich aus der Größe der hydraulischen Einwirkung und der Anzahl der hydraulischen Einwirkungen ergibt, wird derzeit in den Bemessungen von Ufersicherungen nicht berücksichtigt. Hierzu gibt es auch noch keine Ansätze. In dem nachfolgenden Beitrag wird ein erster Ansatz vorgestellt, wie die Belastungsintensität in der Dimensionierung von Ufersicherungen mit Deckwerken berücksichtigt werden kann.

2 Ufersicherungen an Wasserstraßen mit Deckwerken

Bank protection with revetments

2.1 Hydraulische Einwirkungen auf Ufer an Wasserstraßen

Hydraulic actions on the banks of waterways

Die für die Ufersicherungen relevante hydraulische Einwirkung entsteht bei der Durchfahrt eines Schiffs durch einen in der Tiefe und Breite beschränkten Wasserquerschnitt (siehe Bild 1). Hierbei muss das vom Schiff verdrängte Wasser vom Bug in Richtung Heck fließen (Rückströmung). Dadurch entsteht das Primärwellenfeld mit dem Absink neben dem Schiff, der kurz vor dem Schiffsheck durch die Heckquerwelle wieder aufgefüllt wird. Die Heckquerwelle kann sehr energiereich mit hohen Strömungsgeschwindigkeiten in der Größenordnung der Schiffsgeschwindigkeit sein. Zusätzlich entsteht ein Sekundärwellenfeld mit einer Folge von kurzweiligen, i. d. R. relativ energiearmen kleineren Wellen, die jedoch nur untergeordnet relevant für die Ufersicherung mit technischen Maßnahmen ist.

Insbesondere bei Manövern kann auch der Schraubenstrahl aus dem Schiffsantrieb auf die Gewässersohle bzw. Böschung wirken. In frei fließenden oder staugeordneten Flüssen treten zusätzlich zu schiffsinduzierten Belastungen noch Belastungen aus natürlicher Strömung auf.



Bild 1: Schiffsinduzierte hydraulische Belastungen im begrenzten Wasserquerschnitt

Figure 1: Ship-induced hydraulic loads in a confined waterway cross-section

2.2 Aufbau von Deckwerken

Structure of revetments

Ein seit langem bewährtes Verfahren zur Ufersicherung ist das Deckwerk mit folgenden Funktionselementen (siehe Bild 2):

- Deckschicht: Oberste erosionsfeste Schicht einer Böschungs- oder Sohlensicherung aus Wasserbausteinen
- Filter: Geotextil oder Kornfilter mit der Aufgabe, Boden unter den möglichen hydraulischen Einwirkungen zurückzuhalten und gleichzeitig den Durchfluss von Grundwasser ohne Ansteigen der Sickerlinie zuzulassen
- Fußsicherung: Unterer Abschluss einer Böschungssicherung, wenn keine Sohlensicherung erfolgt
- Ggf. Dichtung: Im Deckwerk an der Unterseite integrierte Dichtungsschicht als Oberflächendichtung zur Verhinderung der Durchströmung von Kanalseitendämmen und/oder Verringerung von Wasserverlusten

Andere Bauweisen wie z. B. dichte erosionsfeste Beläge oder Gabionen/Steinmatratzen haben in den letzten zwei Jahrzehnten keine wesentliche Anwendung gefunden und werden daher hier nicht weiter betrachtet.

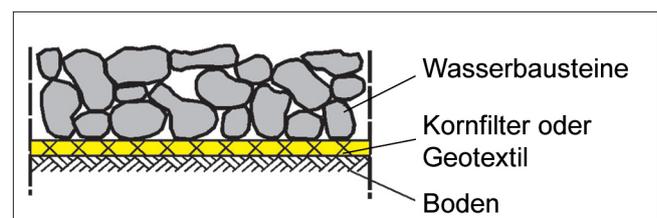


Bild 2: Durchlässiges Deckwerk für Ufersicherungen

Figure 2: Permeable revetments for bank protection

Für die dauerhafte Stabilität eines Deckwerks auf einer Böschung ist ein Deckwerksabschluss am Böschungsfuß erforderlich. Als Regelfall wird eine 1,0 m bis 1,5 m tiefen Fußsicherung vorgesehen (vgl. Bild 3).

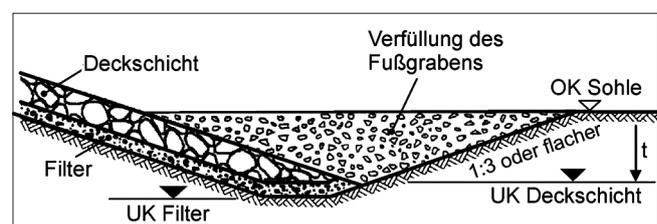


Bild 3: Fußstützung mit Fußsicherung (BAW 2008)

Figure 3: Toe support with embedded toe (BAW 2008)

Bei erosionssicheren Böden im Bereich der Kanalsole ist alternativ zur Fußeinbindung auch eine Fußvorlage möglich, bei der das Deckwerke auf mindestens 2 m Länge horizontal in die Gewässersohle verlängert wird.

2.3 Bemessung von Deckwerken gegen schiffsinduzierte hydraulische Belastung

Design of revetments for ship-induced hydraulic loads

Die o.g. 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. Die Ermittlung der hydraulischen Belastung dient dementsprechend der Dimensionierung der erforderlichen Steingröße bzw. des erforderlichen Steingewichts. Durch den schnellen Wasserspiegelabsenk können Porenwasserüberdrücke im Baugrund hervorgerufen werden, die das erforderliche Flächengewicht für ein aus geotechnischer Sicht standsicheres Deckwerk maßgeblich beeinflussen (Holfelder, Kayser, 2006). Die Bemessung von Deckwerken erfolgt nach den „Grundlagen der Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB)“ (BAW, 2010).

Die Bemessung eines Deckwerkes auf schiffsinduzierte hydraulische Belastung wird von vielen Faktoren beeinflusst. Die wichtigsten Faktoren ergeben sich aus dem Fahrverhalten, aus den Geometrien der Schiffe und des Gewässerquerschnitts und aus den Baugrundverhältnissen.

Fahrverhalten

Das Fahrverhalten der Schiffe ergibt sich aus der Geschwindigkeit und der Position im Gewässerquerschnitt. Die größten Schichtdicken und Steingrößen ergeben sich bei ufernaher Fahrt mit einer Geschwindigkeit in der Nähe der kritischen Schiffsgeschwindigkeit v_{krit} . Hierbei geht die Ufernähe bei ufernaher Fahrt linear in die Bemessungsgrößen (Deckschichtdicke, Steingröße) ein, während bei Annäherung der Geschwindigkeit an v_{krit} diese Bemessungsgrößen überproportional ansteigen.

Geometrien

Besondere Bedeutung hat das Verhältnis zwischen dem Gewässerquerschnitt und dem eingetauchten Schiffsquerschnitt. Je geringer dieses Verhältnis ist, desto eher wird die kritische Schiffsgeschwindigkeit erreicht. In kleinen Querschnitten wird zudem eher eine ufernahe Position eingenommen, insbesondere wenn Überhol- und Begegnungsvorgänge erlaubt sind. In beiden Fällen steigen auch hier die hydraulischen Einwirkungen an.

Baugrund

Der Baugrund wirkt sich auf die aus geotechnischer Bemessung erforderliche Schichtdicke aus. Je geringer die Durchlässigkeit des Baugrundes ist, desto größer wird die erforderliche Schichtdicke, da Porenwasserüberdrücke langsamer abgebaut werden als in durchlässigen Böden.

Die Deckwerksbemessung beinhaltet keine expliziten Sicherheiten, da in aller Regel entstehende Schäden nicht sicherheitsrelevant sind und im Zuge der Unterhaltung beseitigt werden können.

2.4 Regelbauweisen für Deckwerke

Standard revetment designs

Zur Vereinfachung der Planung und Ausführung von Deckwerken wurden, basierend auf den Bemessungsregeln des GBB (BAW, 2010) und auf jahrzehntelangen praktischen Erfahrungen, Regelbauweisen für Ufersicherungen entwickelt. Sie sind im „Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR)“ (BAW, 2008) dargestellt.

Regelbauweisen sind standardisierte Bauweisen, die unter bestimmten Randbedingungen ohne rechnerischen Nachweis ausführbar sind. Sie sind in weiten Teilen der Wasserstraßen, auf denen die Regelschiffe der modernen Schiffsflotte mit bis zu 11,45 m breiten Großmotorgüterschiffen (GMS, 110 m bzw. 135 m Länge) bzw. Schubverbänden (SV, max. 185 m Länge) im Begegnungsverkehr mit bis zu 3.500 t Tragfähigkeit fahren, anwendbar.

Als Bemessungsgeschwindigkeit für die Schiffe werden 97% der kritischen Schiffsgeschwindigkeit v_{krit} ge-

wählt. Dieser Ansatz entspricht den Beobachtungen an Kanälen, nach denen die meisten Schiffe wirtschaftlich etwas unterhalb der kritischen Schiffsgeschwindigkeit fahren. Dies gilt unabhängig von der zulässigen Geschwindigkeit (Söhngen, Kayser, 2010). Für die maßgebliche Schiffposition im Gewässerquerschnitt wurde für die Regelbauweisen die landseitige Bordwand am ufernahen Fahrbahnrand ein Meter landseitig über dem Böschungsfuß angesetzt. Bei einer Abladungstiefe von 2,8 m wird ein Flächenverhältnis zwischen Gewässerquerschnitt und eingetauchtem Schiffsquerschnitt von ca. 5 erreicht.

Die für die Regelbauweisen gewählten Ansätze der Schiffsflotte, der Geschwindigkeit und der Fahrposition decken den allergrößten Teil der Schiffspassagen (Größenordnung über 99%) ab. Die Dimensionierung der Deckwerke nach MAR stellt damit sicher, dass nur in ganz seltenen Fällen mit Ereignissen zu rechnen ist, die zu Schäden am Deckwerk führen. Wie die Erfahrungen mit den Regelbauweisen zeigen, sind diese auch unter großer und sehr häufiger Belastung wirtschaftlich und erfordern nur relativ geringen Unterhaltungsaufwand.

3 Berücksichtigung der Belastungsintensität auf die Zustandsentwicklung von Deckwerken

Consideration of the effect of load intensity on the condition of revetments

3.1 Systematik

Systematic approach

Die Bemessung von Deckwerken nach MAR geht von selten auftretenden, charakteristischen hydraulischen Einwirkungen aus. Nicht berücksichtigt ist in der Bemessung die Häufigkeit, mit der die charakteristische Einwirkung eintritt. Regelmäßige Ereignisse (Schiffspassagen), die geringere als die charakteristischen Einwirkungen erzeugen, finden keinen Eingang in die Bemessung. Inwieweit solche regelmäßigen Einwirkungen sich auf den Zustand von Deckwerken auswirken, ist auch noch nicht bekannt.

Die Kernfrage ist hier also, wie sich der Zustand eines Deckwerks in Abhängigkeit von der Belastungsinten-

sität entwickelt. Die Belastungsintensität ist hierbei sowohl durch die Größe der Einwirkungen je Ereignis (Wellenhöhe, Strömungsgeschwindigkeit) als auch durch die Anzahl der Ereignisse in einem definierten Zeitraum (z. B. jährlich oder die gesamte Lebensdauer) gekennzeichnet. Ein Ereignis entspricht hierbei einer Schiffspassage.

Die hydraulischen Einwirkungen, die eine Schiffspassage erzeugt, sind von verschiedenen Parametern abhängig. Die Kombination dieser Parameter ist für jede Schiffspassage unterschiedlich, so dass auch jede Schiffspassage unterschiedliche Einwirkungen erzeugt. Um aus der Vielzahl möglicher Parameterkombinationen ein realistisches Spektrum an Einwirkungen zu erhalten, bietet sich eine Simulation der Verkehrsbelastung auf der Grundlage bekannter statistischer Verteilung für die verschiedenen Parameter an. Mit einer Simulation besteht die Möglichkeit, für ein bestimmtes Zeitintervall, z. B. ein Jahr oder die gesamte Lebensdauer von 30 bis 50 Jahren, die hydraulischen Einwirkungen auf ein Deckwerk und damit ein Belastungsspektrum zu berechnen und daraus für jedes Ereignis eine Bemessung durchzuführen. Auf dieser Grundlage kann dann entschieden werden, ob und ggf. auf wie viele Überschreitungen des Grenzzustandes (d. h. ein rechnerisches Schadensereignis) ein Deckwerk ausgelegt werden soll. Für ein vorhandenes Deckwerk mit bekannten Dimensionen (Schichtdicken, Steingrößen) kann die Häufigkeit der Überschreitung des Grenzzustands abgeschätzt werden.

Mit dieser Information ist es möglich, mit Hilfe von Markov-Ketten die Entwicklung des Zustandes des Deckwerks bei einem vorgegebenen, entweder bereits vorhandenen oder für die Zukunft prognostizierten Schiffsverkehr, über die gesamte Lebensdauer hinweg abzuschätzen.

Bei der Prognose des Zustandes von Deckwerken ist zu beachten, dass es in einem Deckwerk verschiedene Versagensmechanismen mit ggf. unterschiedlichen Häufungen und auch mit unterschiedlichem Schadenspotenzial gibt. Die Versagensmechanismen sind

- Versagen der Deckschicht (Erosion),
- Versagen des Filters (Kontakterosion, Kolmation),
- Versagen der Dichtung (Erosion) und
- Versagen im Untergrund (hydrodynamische Bodenverlagerung, Erosion).

3.2 Zustandsbeschreibung von Deckwerken *Describing the condition of revetments*

Für die standardisierte Beschreibung des Zustandes des Deckwerks bieten sich stufenweise gereichte Zustandsklassen an. Für Deckwerke können fünf Zustandsklassen als ausreichend angesehen werden. Diese Anzahl an Klassen entspricht auch den Ergebnissen von Untersuchungen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSD Ost, 2003). In der Beschreibung des Zustandes von Wasserbauwerken werden vier Schadensklassen verwendet, was zusammen mit einer Bewertung „schadenfrei“ insgesamt ebenfalls einem fünfstufigen System entspricht (BAW 2010b).

Bei der Festlegung von Zustandszahlen ist eine sinnvolle Abstufung hinsichtlich der Wahrscheinlichkeit des Erreichens der jeweiligen Stufe zu beachten. In Tabelle 1 ist eine solche Definition für die fünfstufige Zustandsklassifizierung von Deckwerken mit losen Deckschichten aufgeführt.

Zustandszahl	Zustandsbeschreibung
Z_0	Keine Veränderung bzw. max. ½ Steinlage erodiert
Z_1	1 Steinlage erodiert
Z_2	Filter/Trennlage liegt frei
Z_3	Filter/Trennlage zerstört
Z_4	Untergrund bzw. Dichtung im Dezimeter-Bereich oder mehr erodiert

Tabelle 1: Definition von Zustandszahlen für Deckwerke mit loser Deckschicht

Table 1: *Definition of categories to describe the condition of revetments with loose armour layers*

3.3 Simulation der Einwirkung aus Schiffsverkehr *Simulating the action of shipping*

Mit Hilfe der Simulation sollen die schiffsinduzierten Einwirkungen auf die Ufersicherungen, die in langfristigen Zeitintervallen wahrscheinlich auftreten, ermittelt werden. Daraus ergibt sich das gesamte Spektrum der Einwirkungen (Wellenhöhe, Strömungsgeschwindigkeit) sowohl in der Größe als auch in der Anzahl. In der anschließenden Bemessung werden damit die Bemessungsgrößen Deckschichtdicke und Steingröße berechnet. Daraus kann dann auf die Wahrscheinlichkeit der Überbelastung eines bestehenden Deckwerks geschlossen werden oder ein neues Deckwerk auf eine bestimmte Versagenswahrscheinlichkeit hin bemessen werden.

Die Simulation erfolgt für einen Wasserstraßenquerschnitt mit definierten Abmessungen (Wassertiefe, Breite, Böschungsneigung) und einem Modell des anstehenden Baugrunds. Falls von einem betrachteten Abschnitt sehr unterschiedliche Abmessungen oder Bodenverhältnisse vorhanden sind muss der Abschnitt ggf. in mehreren Teilstücken getrennt untersucht werden. Die Simulation erfordert die zwei Teilschritte:

1. Generierung des Schiffsverkehrs mit Einzelereignissen (Schiffspassagen)
2. Berechnung der erforderlichen Steingröße und Deckschichtdicke für jedes dieser Einzelereignisse

Jedes Ereignis (Schiffspassage) wird mit den Parametern beschrieben, die die hydraulische Einwirkung maßgeblich beeinflussen. Das sind zum einen schiffsabhängige Parameter und zum anderen Parameter zur Beschreibung des Fahrverhaltens des jeweiligen Schiffs (siehe Tabelle 2). Bei der Geschwindigkeit wurde der Bezug zur kritischen Geschwindigkeit v_{krit} gewählt, da sich die gefahrenen Geschwindigkeiten erfahrungs-

Schiffsparameter						Fahrverhalten	
Breite	Länge	Tiefgang Bug	Tiefgang Heck	Leistung Antrieb	Beladung voll/leer	Abstand Schiffsachse - Kanalmitte	Relative Schiffsgeschwindigkeit auf v_{krit}
B	L	t_{Bug}	t_{Heck}	P	Bel	a	$f_{v,rel}$

Tabelle 2: Maßgebliche Parameter zur Beschreibung eines Einzelereignisses

Table 2: *Main parameters used to describe a single event*

gemäß an der physikalisch bedingten Grenzgeschwindigkeit orientieren. Dieser Bezug wird durch den Faktor $f_{v,rel}$ berücksichtigt, aus dem sich die absolute Schiffsgeschwindigkeit nach der Beziehung

$$v_s = f_{v,rel} \cdot v_{max} \tag{1}$$

berechnet.

Für die Simulation ist jeder Parameter anhand bekannter statistischer Verteilungen zu ermitteln. In der Kombination aller Parameter ergibt sich dann für jedes Ereignis ein eigener unabhängiger Parametersatz, mit dem die hydraulische Berechnung sowie die hydraulische und geotechnische Bemessung durchzuführen sind. Bei der Erstellung eines Parametersatzes ist zu berücksichtigen, dass einige Parameter voneinander abhängig sind. So gibt es z.B. kein Schiff mit 6,2 m Breite und 110 m Länge. Daher wurde in einem ersten Schritt untersucht, welche Parameter im Grundsatz voneinander abhängig sind und wie die Abhängigkeit mathematisch beschrieben werden kann. Diese Untersuchungen wurden beispielhaft an Daten aus einer Schiffsbeobachtung am Wesel-Datteln-Kanal durchgeführt. Das Ergebnis ist in Tabelle 3 dargestellt. Es kann im Grundsatz auch auf andere Wasserstraßen verallgemeinert werden. Die Art der Korrelation ist voraussichtlich für jede Wasserstraße unterschiedlich und für die jeweils übliche oder prognostizierte Schiffsflotte zu ermitteln.

Hier ist es eine wesentliche Erkenntnis, dass offensichtlich das Fahrverhalten (Außermittigkeit a und Geschwindigkeitsfaktor $f_{v,rel}$) nicht von Schiffsparametern abhängt.

Die oben aufgeführten Parameter unterliegen statistischen Verteilungen, die sich in ihrer Form grundsätzlich unterscheiden. Es konnten zwei verschiedene Formen der Verteilungsfunktion festgestellt werden, diskrete Verteilungen und kontinuierliche Verteilungen.

Diskrete Verteilungen ergeben sich bei der Schiffsbreite und der Schiffslänge, da auf Grund der Abmessungen von Wasserstraßen und Schleusen bestimmte Abmessungen optimal und dementsprechend die Schiffe zu meist auf diese Grenzen ausgelegt sind. Somit ist hier eine Einteilung in Klassen sinnvoll. Hierbei wird jeder Klasse k mit dem diskreten Wert x_k (Klassengrenze für die Schiffsbreite und die Schiffslänge) eine Auftretenshäufigkeit F_i zugeordnet.

	B	L	t _{Bug}	t _{Heck}	Bel	f _{v,rel}	a	P
B	X	X	X	X	0	-	-	0
L		X	X	X	0	-	-	0
t _{Bug}			X	X	X	X	0	0
t _{Heck}				X	X	X	0	0
Bel					X	0	0	0
f _{v,rel}						X	-	-
a							X	0
P								X

X = Korrelation vorhanden

- = keine Korrelation vorhanden

0 = keine Korrelation untersucht, da offensichtlich nicht vorhanden oder nicht maßgeblich

Tabelle 3: Korrelation der Parameter untereinander
 Table 3: Correlations between individual parameters

$$F(x) = F_k = \frac{\sum \text{Schiffe}(x \leq x_k)}{\sum \text{Schiffe}} \quad \text{für } x_{k-1} < x \leq x_k \tag{2}$$

Für die kontinuierlich verteilten Parameter zeigte sich die Beschreibung mit Standard-Beta-Verteilungen (SBV) als einigermaßen passend zur Beschreibung der Verteilung. Die Standard-Beta-Verteilung ist stetig und sehr formenreich. Damit ist eine Reihe auch unregelmäßiger Verteilungen durch die zwei Parameter p und q , die wiederum nur von der Standardabweichung und dem Mittelwert der Daten abhängig sind, angenähert beschreibbar (Sachs, Hedderich, 2009; S. 221 ff.). Sie wird z. B. auch in der probabilistischen Optimierung von Straßenunterhaltungsmaßnahmen verwendet (Fastrich, Girmscheid, 2010). Die Parameter p und q zur Beschreibung der Standard-Beta-Verteilung sind

$$p = \bar{x} \left(\frac{\bar{x}(1-\bar{x})}{s^2} - 1 \right); \quad q = (1-\bar{x}) \left(\frac{\bar{x}(1-\bar{x})}{s^2} - 1 \right) \tag{3}$$

mit:

\bar{x} = Mittelwert; s = Standardabweichung

Die Standard-Beta-Verteilung gilt nur für Werte $0 \leq x \leq 1$. Daher müssen die Messwerte x_i vor Verwendung der Standard-Beta-Funktion mit x_{max} und x_{min} als maximaler und minimaler Messwert auf $x_{no,i}$ zu normiert werden.

$$x_{no,i} = \frac{x_i - x_{min}}{x_{max} - x_{min}} \quad (4)$$

Die Erzeugung eines Parametersatzes erfolgt für jeden Parameter x_n eines Ereignisses i (Schiff) anhand einer Zufallszahl $z_{j,i}$ über die Beziehung (j = Index für Zuordnung der Zufallszahl zu einem Parameter, i = Index über Ereignis)

$$z_{j,i} = F(x) \Rightarrow x_i = G(F(x_i)) \text{ für } z_{j,i} \in [0;1]$$

wobei $G(F(x_i))$ die Umkehrfunktion der jeweiligen Verteilungsfunktion (diskret oder Standard-Beta-Funktion) ist. Bei der Erzeugung der Parameter werden die vorhandenen Abhängigkeiten der Parameter untereinander berücksichtigt. In Bild 4 ist dargestellt, wie diese Ab-

hängigkeiten in der Erzeugung eines Parametersatzes berücksichtigt werden.

Die aus der BETAINV-Funktion ermittelten Werte sind in diesem Prozess über die Umkehrfunktion von Gleichung (4) von den normierten Werten auf die tatsächliche Größe zurückzurechnen (Gl. 5).

$$x_i = x_{no,i} (x_{max} - x_{min}) + x_{min} \quad (5)$$

Nachdem die Parametersätze für die erforderliche Anzahl der Schiffe, die sich nach dem betrachteten Zeitintervall und der zu Grunde zu legenden Verkehrsdichte richtet, erzeugt wurden, kann für jedes Ereignis eine Bemessung mit dem Programm GBSOft (BAW, 2008b) durchgeführt werden.

Diese Berechnungen wurden exemplarisch für das Los 15 des Dortmund-Ems-Kanals mit 1000 Schiffen durchgeführt. Die statistischen Verteilungen der verschie-

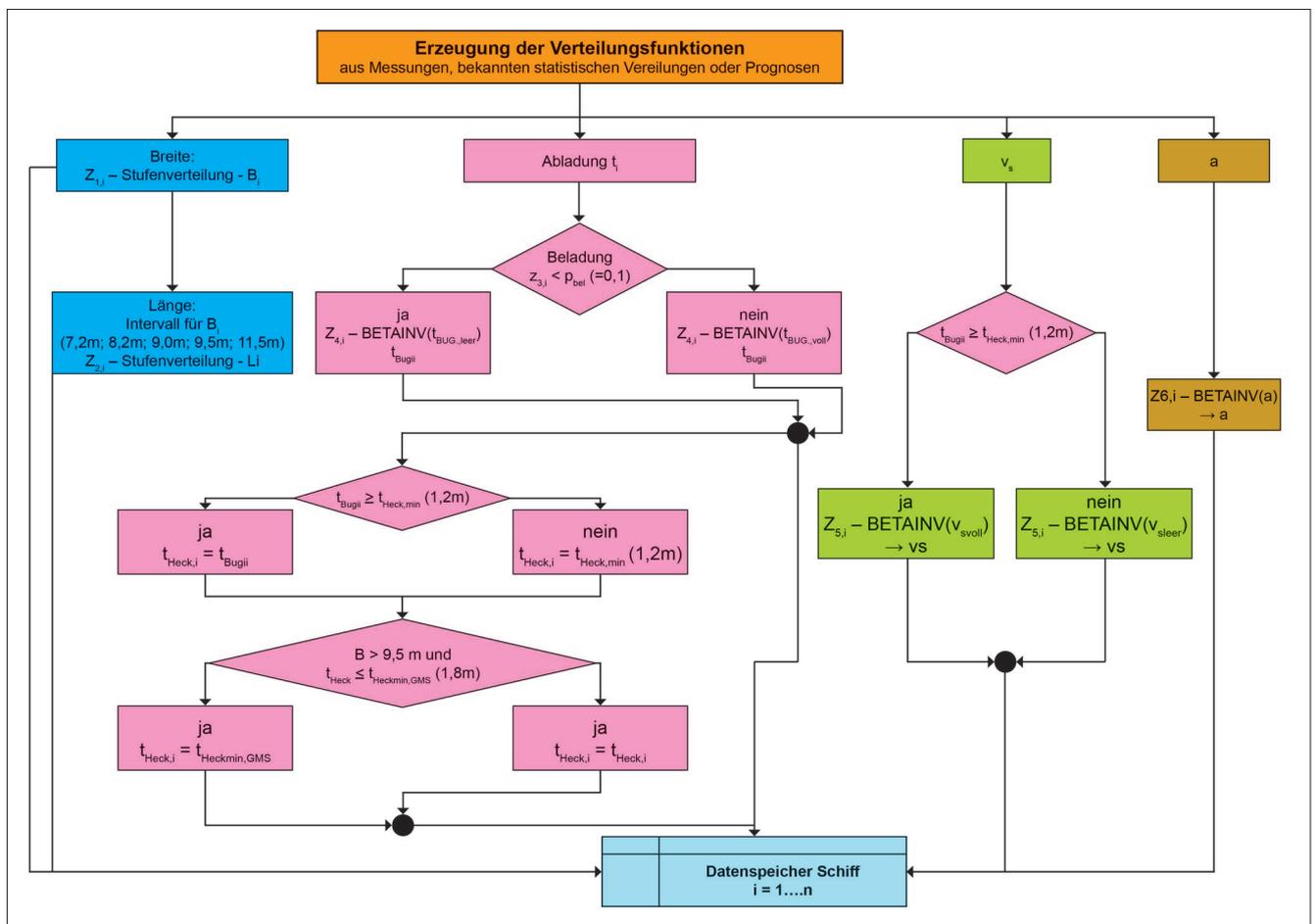


Bild 4: Erzeugung eines Parametersatzes für ein Ereignis (eine Schiffspassage)
 Figure 4: Establishing a set of parameters for an event (a passing ship)

denen Parameter konnten aus Schiffsbeobachtung in Los 15 abgeleitet werden. Untersuchungen an dem dort vorhandenen Deckwerk zeigten, dass die dort vorhandenen Wasserbausteine der Deckschicht eine Größe von $D_{50} = 170$ mm aufweisen (BAW 2007), dass aber die gemessenen hydraulischen Einwirkungen eine Steingröße von max. 150 mm erfordern. Die Simulationsberechnungen kommen mit $D_{50,max,erf} = 141$ mm zu einem ähnlichen Ergebnis, d. h. die Simulation wird durch die Naturmessungen bestätigt. Aus dem Vergleich der auf der Grundlage der Simulation berechneten erforderlichen Steingröße und der vorhandenen Steingröße ergibt sich theoretisch eine Versagenswahrscheinlichkeit von 0%. Auf der sicheren Seite liegend wird nachfolgend von einer Wahrscheinlichkeit von 0,05‰ ausgegangen.

3.4 Prognose der Zustandsentwicklung mit Markov-Ketten

Forecasting the future condition of revetments by means of Markov chains

Mit Markov-Ketten ist es möglich, die Zustandsentwicklung eines Bauteils auf der Grundlage von beschränkten Erkenntnissen aus der Vergangenheit zu modellieren. Hierbei ist die Entwicklung des Zustands unabhängig von früheren Zuständen. Das wesentliche Element der Markov-Kette ist die Markov-Matrix, in der Wahrscheinlichkeiten für den Übergang von einer Zustandsklasse in eine andere Zustandsklasse angegeben sind. Diese Übergangswahrscheinlichkeiten werden üblicherweise aus Inspektionsdaten und – wo nicht vorhanden – aus Expertenmeinungen ermittelt. Markov-Ketten werden u. a. für die Beschreibung von Verfallsprozessen von Bauteilen an Wasserbauwerken im Rahmen des Erhaltungsmanagementsystems der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (EMS-WSV) verwendet (Kühni et al, 2008).

Im Bauwesen ist der Bezug einer Zustandsänderung über ein Zeitintervall, z. B. ein Jahr, üblich. Die Beanspruchung, aus der letztendlich der Übergang vom besseren zum schlechteren Zustand resultiert, ist dabei nicht explizit berücksichtigt, sondern sie geht in Form von pauschalierten Erfahrungswerten für die Übergangswahrscheinlichkeiten ein. Unterschiedliche Einflüsse wie z. B. Witterung oder Anzahl von Belastungen (Verkehrsdichte) können nur durch unterschiedliche

Markov-Matrizen in die Zustandsprognose eingehen. Dies wird z. B. für Straßen in der Schweiz derart gehandhabt, dass Matrizen für verschiedene Verhaltensklassen (substantieller Aufbau der Straße), Verkehrsbelastungen und Höhenlagen (klimatischer Einfluss) erstellt werden. Zusätzlich werden die Verhaltensklassen und die Verkehrsbelastung zeitlich variiert. Durch diese Ansätze ergibt sich dann eine mehrdimensionale Markov-Matrix (Fastrich, Girmscheid, 2010).

Die Zustandsentwicklung von Deckwerken ist von verschiedenen Faktoren abhängig. Dies sind:

- **Hydraulische Einwirkungen**
Sie beschränken sich in Schifffahrtkanälen auf die schiffsinduzierten Einwirkungen.
- **Deckwerksaufbau**
Der Deckwerksaufbau wird i. W. durch die Parameter Steingröße, Schichtdicke und Filterart beschrieben.
- **Verkehrsdichte**
Die Verkehrsdichte gibt die Anzahl der hydraulischen Einwirkungen vor.
- **Eisgang**
Bei lang anhaltenden Minustemperaturen friert Eis am Deckwerk fest. Beim Eisaufruch wird das Eis angehoben und Steine werden verlagert. Eisgang wird zur Vereinfachung nachfolgend zunächst nicht betrachtet.
- **Vandalismus**
Vandalismus spielt dort eine Rolle, wo Kanäle z. T. intensiv für die Freizeitgestaltung (Angeln, Baden) genutzt werden. Vandalismus ist jedoch i. d. R. lokal eng begrenzt und wird daher hier nicht weiter betrachtet
- **Havarien**
Durch Schiffsanfahrungen oder durch Notmanöver mit intensivem Einsatz von Hauptantrieb und Bugstrahlruder (Propulsionseinfluss) können Schäden am Deckwerk entstehen. Auch diese sind lokal eng begrenzt und werden daher hier nicht weiter betrachtet.

In aller Regel ändert sich der Zustand eines Deckwerks durch Schiffsverkehr im Zuge eines Verschleißprozesses, d. h. es kann davon ausgegangen werden, dass sich die Zustandszahl sequentiell nur nach oben entwickeln bzw. der Zustand sich nur verschlechtern kann, wie es Bild 5 zeigt. Es sind die Zustände Z_i und die Übergangswahrscheinlichkeiten $p_{i,i+1}$ des Übergangs

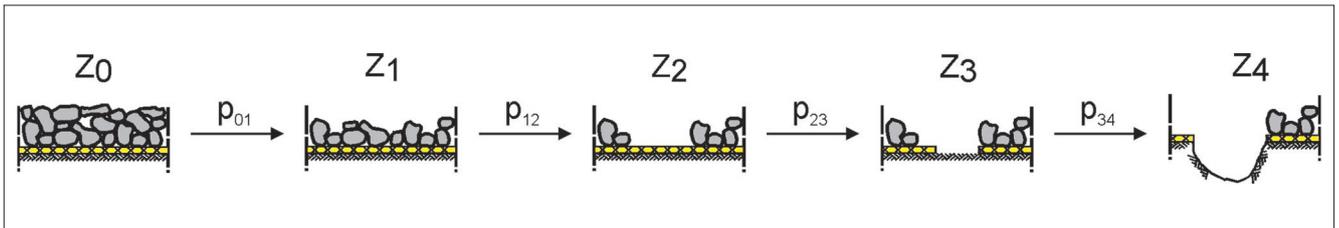


Bild 5: Stufenweise Zustandsentwicklung von Deckwerken
 Figure 5: Stages in the deterioration of revetments

vom Zustand Z_i in den Zustand Z_{i+1} dargestellt. Sprünge über eine Zustandszahl hinweg sind allenfalls punktuell bei Havarien oder bei Vandalismus möglich und sind daher für die Bewertung von Deckwerken über lange Strecken unbedeutend.

Für das fünfstufige Klassifizierungssystem des Zustandes der Deckwerke nimmt die Markov-Matrix M^a für die Ausgangswahrscheinlichkeiten p_{ij} die in Bild 6 gezeigte Form an.

$$M^a = \begin{pmatrix} & Z_0 & Z_1 & Z_2 & Z_3 & Z_4 \\ Z_0 & p_{00} & p_{01} & 0 & 0 & 0 \\ Z_1 & 0 & p_{11} & p_{12} & 0 & 0 \\ Z_2 & 0 & 0 & p_{22} & p_{23} & 0 \\ Z_3 & 0 & 0 & 0 & p_{33} & p_{34} \\ Z_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & p_{44} \end{pmatrix}$$

Bild 6: Markov-Matrix für Deckwerke
 Figure 6: Markov matrix for revetments

Es sind nur die Hauptdiagonale (p_{ii} , Zustand bleibt bei einem Ereignis erhalten) und die unmittelbar darüber liegenden Felder mit Werten belegt. Die oberen Felder ($p_{i,i+2}$, $p_{i,i+3}$, $p_{i,i+4}$) enthalten keine Werte, da ein Überspringen eines Zustandes nicht möglich ist. Die unter der Hauptdiagonalen liegenden Felder sind nicht belegt, da das Zurückspringen von einem schlechten in einen besseren Zustand in dem hier zu Grunde gelegten Verschleißprozess nicht möglich ist. Die Werte der Hauptdiagonalen p_{ii} berechnen sich aus der Voraussetzung

$$\sum_j p_{ij} = 1 \quad (6)$$

zu

$$p_{ii} = 1 - p_{i,i+1} \quad (7)$$

Zudem gilt

$$p_{44} = 1 \quad (8)$$

da ein Deckwerk, das den Zustand 4 erreicht hat, sich nicht mehr verschlechtern, sondern nur in diesem Zustand verbleiben kann.

Zur Berücksichtigung der hydraulischen Einwirkungen und des Deckwerksaufbaus bietet es sich an, Markov-Ketten für jedes einzelne Ereignis, also für jede einzelne Schiffspassage zu verwenden und diese mit der Bemessung der Deckschicht zu verbinden. Dabei wird davon ausgegangen, dass ein Übergang von einem Zustand in den nächstschlechteren Zustand dann erfolgt, wenn auf Grund der hydraulischen Einwirkungen mit einem Schaden zu rechnen ist. Dies ist dann der Fall, wenn für ein Ereignis die Grenzgleichung

$$G = D_{\text{zul,verminderter}} - D_{\text{akt,verminderter}} < 0 \quad (9)$$

erfüllt ist, d. h. wenn die durch eine Schiffspassage induzierte hydraulische Belastung eine Verlagerung von Wasserbausteinen aus der Deckschicht bewirkt. Die Wahrscheinlichkeit des Zutreffens der Grenzzustandsgleichung beträgt dann p_{ij} . Die Wahrscheinlichkeit, dass nachdem n Schiffspassagen erfolgt sind, der Zustand Z_i bei der nächsten Schiffspassage in den Zustand Z_{i+1} übergegangen ist, beträgt dann

$$p_{n+1}(Z_i) = p_n(Z_{i+1}) \cdot p_{i,i+1} \quad (10)$$

oder in Matrizen geschrieben:

$$M^{n+1} = M^n \cdot M^a \quad (11)$$

Die Verkehrsdichte kann dann über die beliebig wählbare Anzahl n an Verknüpfungen berücksichtigt werden. Durch die Rechenvorschrift aus Gl. (10) ergibt sich eine exponentielle Abhängigkeit zwischen der Zustandszahl des Deckwerks und den Übergangswahrscheinlichkeiten p_{ij} .

Auf der Grundlage der testweise durchgeführten Simulation wird davon ausgegangen, dass bei einer gut dimensionierten Ufersicherung jedes 10.000 Schiff die Grenzzustandsgleichung erfüllt und dabei ca. 1/2 Steinlage verlagert wird. Da ein Deckwerk aus zwei bis drei untereinander verkeilten Steinlagen besteht, ergibt sich daraus die Übergangmatrix M^a zu

$$M^a = \begin{pmatrix} & Z_0 & Z_1 & Z_2 & Z_3 & Z_4 \\ Z_0 & 1 - 5 \cdot 10^{-5} & 5 \cdot 10^{-5} & 0 & 0 & 0 \\ Z_1 & 0 & 1 - 5 \cdot 10^{-5} & 5 \cdot 10^{-5} & 0 & 0 \\ Z_2 & 0 & 0 & 1 - 5 \cdot 10^{-5} & 5 \cdot 10^{-5} & 0 \\ Z_3 & 0 & 0 & 0 & 1 - 5 \cdot 10^{-5} & 5 \cdot 10^{-5} \\ Z_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Wie sich unter dieser Annahme der Zustand eines Deckwerks bei bis zu 50.000 Schiffspassagen entwickelt, sofern keine Unterhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden, ist in Bild 7 dargestellt. In einem gut ausgelasteten Kanal werden 50.000 Schiffspassagen innerhalb von ca. fünf bis sechs Jahren erreicht. Es ist erkennbar, dass ohne Unterhaltungsarbeiten relativ schnell Veränderungen am Deckwerk stattfinden, der ursprüngliche Zustand ist nach 50.000 Schiffen nur noch an 10% der Uferlängen vorhanden. Nach den o.g. Ansätzen wären fast auf der Hälfte der Strecke die Wasserbausteine verlagert.

Der Abgleich mit den praktischen Erfahrungen zeigt an dieser Stelle, dass die zu Grunde gelegten Wahrscheinlichkeiten der Ausgangsmatrix M^a zu ungünstig sind, hier sind noch Überlegungen zur Optimierung erforderlich. Die Berechnungen decken sich jedoch mit den Erfahrungen, dass ca. sechs Jahre nach Fertigstellung eines Deckwerks erste Unterhaltungsarbeiten notwendig werden.

Unterhaltungsarbeiten können in dem System der Markov-Ketten durch eine eigene „Unterhaltungsmatrix“ M^u in die Berechnungen eingebracht werden. Da

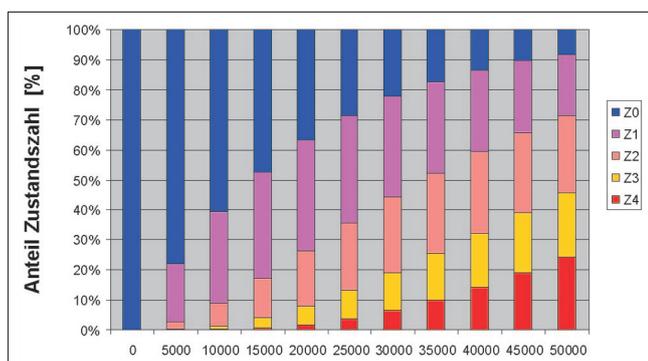


Bild 7: Entwicklung der Zustandszahlen
 Figure 7: Development of the categories indicating the condition of a revetment

üblicherweise Unterhaltungen dann einsetzen, wenn Filterstufen lokal sichtbar werden, würden in einer Unterhaltungsmatrix die Wahrscheinlichkeiten p_{00} , p_{11} , p_{20} , p_{30} und p_{40} zu Eins und die übrigen Wahrscheinlichkeiten zu Null gesetzt werden.

4 Wirtschaftliche Betrachtungen Economic considerations

Mit Hilfe der Simulation des Schiffsverkehrs mit anschließender Bemessung ist es auch möglich, ein Deckwerk auf eine bestimmte Überschreitungshäufigkeit auszulegen. Welche Überschreitungswahrscheinlichkeit gewählt wird ist eine Frage der Wirtschaftlichkeit, da Fragen der Sicherheit bei Ufersicherungen häufig eine untergeordnete Rolle spielen. Das Bild 8 zeigt zum einen schematisch eine Häufigkeitsverteilung F in Abhängigkeit von der Belastung, mit der in einem gegebenen Deckwerk die Grenzbedingung nach Gl. (8) erfüllt wird (schwarze Linie). Mit zunehmender Belastung wird auch die Grenzbedingung häufiger erfüllt. Zum anderen ist dargestellt, wie sich die Unterhaltungskosten entwickeln, wenn ein Deckwerk auf eine bestimmte Belastung ausgelegt wird (rote Linie). Je geringer die für die Bemessung gewählte Belastung gewählt ist, desto größer ist der Unterhaltungsaufwand, da die Grenzbedingung öfter erreicht wird und damit Schäden häufiger werden. Daten zur Abhängigkeit der Unterhaltungskosten vom Bemessungsgrad sind nur sehr rudimentär vorhanden. Die zwei einigermaßen abgesicherten Werte für eine Bemessung auf ungefähr 100% aller Belastungen und auf 90% Belastung sind in Bild 8 dargestellt. Es deutet sich an, dass zwischen dem Bemessungsgrad und den Unterhaltungskosten ein deutlich überproportionales Verhältnis besteht.

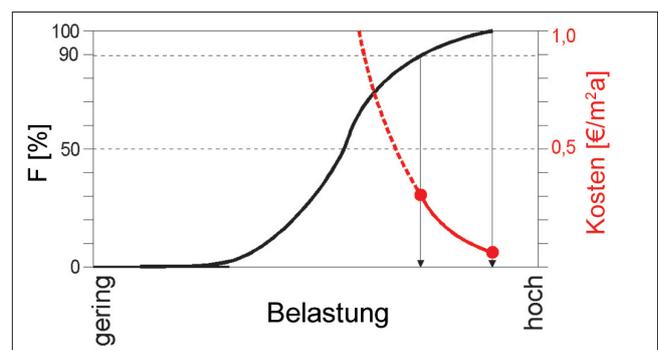


Bild 8: Zusammenhang zwischen Belastungsverteilung und Unterhaltungskosten
 Figure 8: Correlation between distribution of loads and maintenance costs

Wirtschaftlichkeitsberechnungen für Deckwerke können z. B. nach der Barwertmethode erfolgen (Fleischer et al. 2003). Diese zeigen, dass Unterhaltungskosten bei gut bemessenen Deckwerken kaum ins Gewicht fallen, dass sich jedoch bei höheren Unterhaltungskosten die Wirtschaftlichkeit eines Deckwerks überproportional verschlechtert. Diese baupraktische Erfahrung deckt sich mit den Ergebnissen der Markov-Ketten, nachdem höhere Übergangswahrscheinlichkeiten die Zustandszahl des Deckwerks überproportional erhöhen. Daher sollte i. A. ein Deckwerk auf annähernd 100 % der Ereignisse bemessen werden.

5 Ausblick *Outlook*

Mit dem Ansatz einer Simulation des Schiffsverkehrs, einer nachgeschalteten Bemessung und deren Verknüpfung über Markov-Ketten kann der Weg verfolgt werden, Deckwerke verkehrsabhängig zu dimensionieren. Erste Ansätze dazu wurden vorgestellt.

Um dieses Verfahren weiter zu entwickeln, ist es erforderlich, die vorhandene Datenbasis zu erweitern. Hierzu gehören insbesondere praktische Erfahrungen zur Erfassung der Übergangswahrscheinlichkeiten, besonders hinsichtlich der Schadensentwicklung von Filtern und Untergrund. Hilfreich ist hier eine Expertenbefragung, die als einer der nächsten Arbeitsschritte geplant ist.

Auch ist es sinnvoll, in weiteren Strecken, insbesondere in Strecken mit relativ hohen hydraulischen Belastungen, Daten zum Unterhaltungsaufwand zu erhalten.

Wichtiger Eingangswert zur Bemessung der Deckwerke ist das Fahrverhalten der Schiffe. Hierzu wurden bereits einige Schiffsbeobachtungen durchgeführt, die weitergehend auszuwerten sind. Zudem sollten zielgerichtet weitere Schiffsbeobachtungen durchgeführt werden.

Fernziel ist es auch, die Berechnungsergebnisse mit Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen zu verknüpfen und so eine breitere Entscheidungsbasis über die gezielte Unterhaltung und ggf. den Umfang der Unterhaltungsarbeiten zu gewinnen.

6 Literatur *References*

BAW (2007): Bestandsaufnahme von Deckwerken, Teilbericht Dortmund-Ems-Kanal, Lose 14 und 15. Forschungsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau, unveröffentlicht, Karlsruhe.

BAW (2008): Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR). Eigenverlag, Karlsruhe.

BAW (2008b): Informationen zum Programmsystem GBBSOft. Internetseite der Bundesanstalt für Wasserbau: <http://www.baw.de/de/wasserbau/methoden/bemessungssoftware/gbbsoft/index.html>.

BAW (2010): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen (GBB 2010). Eigenverlag, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

BAW (2010b): Merkblatt Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerke (MSV). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

BMVBS (2011): Richtlinien für Regelquerschnitte von Binnenschiffahrtskanälen. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn.

Fastrich, A., Girmscheid, G. (2010): Optimierungsmodell – Probabilistische Optimierung der Straßenunterhaltungsmaßnahmen mittels Markov-Ketten und Monte-Carlo-Simulation. Bauingenieur, Band 85, Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf, S. 471-481.

Fleischer, P., Kayser, J., Thyßen, H. J. (2003): Erfahrungen mit Deckwerken an Bundeswasserstraßen. HANSA, International Maritim Journal, 140. Jg., Nr. 12, Hamburg.

Holfelder, T., Kayser, J., (2006): Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen. Tagungsband „Geotechnik-Tag 2006“, N. Vogt TU München (Hrsg.), München.

Kühni, K., Bödefeld, J., Kunz, C. (2008): EMS-WSV – Ein Erhaltungsmanagementsystem für Verkehrswasserbauwerke. Bautechnik 85, Heft 8, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Sachs, L., Hedderich, J. (2009): Angewandte Statistik. 13. Auflage, Springer Verlag, Heidelberg.

Söhngen, B., Kayser, J. (2010): Design of bank and bottom protection: New design principles for the necessary riprap stone size and revetment thickness for protection against wave and current attack caused by inland vessels. PIANC-Magazine „On Course“, No. 140, Brüssel, S. 5ff.

WSD Ost (2003): Systematik zur Beurteilung des Zustandes von Uferbefestigungen und Strombauwerken an Bundeswasserstraßen. Abschlussbericht der Projektgruppe „Uferbefestigungen und Strombauwerke“ der WSD Ost, Berlin.

Möglichkeiten und Grenzen pflanzlicher Ufersicherungen an Wasserstraßen

Methods and Limitations of Biological Bank Protection at Waterways

Dipl.-Ing. Jeannine Eisenmann, Dipl.-Ing. Petra Fleischer, Bundesanstalt für Wasserbau

Um die Ufer von Binnenwasserstraßen dauerhaft vor negativen Auswirkungen der hydraulischen Belastungen aus Schifffahrt und gegebenenfalls Hochwasser zu schützen, werden diese bisher in der Regel mit technischen Deckwerken aus Steinschüttungen gesichert. Mit Inkrafttreten der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie im Jahr 2000 erhalten ökologische Gesichtspunkte bei allen Aus- und Neubaumaßnahmen sowie Unterhaltungsarbeiten an Wasserstraßen einen zunehmend größeren Stellenwert. Dementsprechend sind verstärkt naturnahe, technisch-biologische Ufersicherungen als Alternative zur klassischen Steinschüttung anzuwenden. Für deren Einsatz an Wasserstraßen gibt es bisher allerdings kaum Erfahrungen und keine Regelwerke. Aus diesem Grund werden seit einigen Jahren in einem gemeinsamen Forschungsprojekt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) Untersuchungen zur hydraulischen Belastbarkeit und ökologischen Wirksamkeit technisch-biologischer Ufersicherungen mit dem Ziel durchgeführt, Anwendungsempfehlungen und Bemessungsgrundlagen für deren Einsatz an Binnenwasserstraßen zu erarbeiten. Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen. In dem folgenden Beitrag werden anhand der bereits vorliegenden Erkenntnisse Möglichkeiten und Grenzen pflanzlicher Ufersicherungen aus technischer Sicht diskutiert.

Sloped embankments of inland waterways are usually protected from erosion and other negative impacts of ship-induced hydraulic loads or high water levels by technical revetments consisting of riprap. Since the European Water Framework Directive has been put into action in 2000 greater emphasis has been placed on ecological aspects in all construction and maintenance work carried out on waterways. Accordingly, semi-natural biotechnical bank protection are required to be

used more frequently as an alternative to conventional riprap. However, little experience and no design rules are yet available for the use of such methods on waterways. It is for this reason that the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW) and the Federal Institute of Hydrology (BfG) have, for some years now, been collaborating on a joint research project to investigate the hydraulic load capacity and ecological effectiveness of technical-biological bank protection with the aim of drawing up recommendations for their application on inland waterways as well as basic design principles. The investigations are ongoing. Based on the findings to date, the possibilities and limitations of using biological bank protections at waterways are presented in this article and discussed from an engineering point of view.

1 Ausgangssituation *Background*

Deutschland besitzt insgesamt ca. 6600 km Binnenschifffahrtsstraßen, etwa 41% staugeregelte und 35% frei fließende Flussstrecken sowie 24% künstliche Wasserstraßen (Kanäle). Um die Ufer sicher und dauerhaft vor Erosion und anderen negativen Auswirkungen der hydraulischen Belastungen aus Schifffahrt bzw. Hochwasser zu schützen, werden diese bisher überwiegend mit Deckwerken aus Steinschüttungen technisch gesichert. Bemessungsgrundlage ist ein breites Regelwerk der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV). Seit Einführung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie im Jahr 2000 und Überarbeitung der entsprechenden nationalen Regelungen – Bundesnaturschutzgesetz, Wasserhaushaltsgesetz und Wasserstraßengesetz – gibt es für die Unterhaltung und den Aus- und Neubau von Binnenwasserstraßen

neue veränderte Rahmenbedingungen. Bestimmten bisher überwiegend nur die technischen Aspekte die Planungen, um einen ordnungsgemäßen Zustand der Wasserstraße zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs sicherzustellen, müssen jetzt in gleicher Weise ökologische Aspekte berücksichtigt werden. Auch Maßnahmen ausschließlich für ökologische Verbesserungen im Uferbereich können an Bundeswasserstraßen zukünftig erforderlich werden. Die aktuelle Aufgabenstellung heißt daher: „Entwicklung neuer Konzepte für die Ufergestaltung – weg von der klassischen Steinschüttung, hin zu mehr ‚Grün‘, zu mehr pflanzlichen, ökologisch wertvollen Ufersicherungen“, um den gesetzlichen Anforderungen – Erhalt und Schaffung von Lebensraum für Pflanzen und Tiere – auch an Wasserstraßen Rechnung zu tragen.

Für den Einsatz von Ufersicherungen mit pflanzlichen Komponenten gibt es an Wasserstraßen bisher allerdings noch keine ausreichenden Erfahrungen und kein Regelwerk. Aus diesem Grund werden im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojektes der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) Untersuchungen zur hydraulischen Belastbarkeit und ökologischen Wirksamkeit technisch-biologischer Ufersicherungen unter Berücksichtigung der Schifffahrt mit dem Ziel durchgeführt, Anwendungsempfehlungen und Bemessungsgrundlagen für deren Einsatz an Binnenwasserstraßen zu erarbeiten. Neben theoretischen Untersuchungen, Labor- und Modellversuchen werden Erfahrungen aus Anwendungen an kleineren Fließgewässern und aus ersten praktischen Anwendungen an Wasserstraßen ausgewertet und Naturversuche durchgeführt. Die Untersuchungen dauern noch an. Auf der Grundlage erster Ergebnisse werden im Folgenden Möglichkeiten und Grenzen pflanzlicher Ufersicherungen aus technischer Sicht diskutiert.

2 Technisch-biologische Ufersicherungen an Wasserstraßen

Technical-biological bank protection at waterways

2.1 Definition

Definition

Unter „technisch-biologischen Ufersicherungen“ werden Ufersicherungen verstanden, die entweder ausschließlich aus biologischen (pflanzlichen) Komponenten oder aus einer Kombination aus biologischen und technischen Komponenten bestehen. Ein Schutz und eine Stabilisierung der Uferböschung durch Pflanzen können dabei durch die oberirdischen Pflanzenteile und die Wurzeln im Boden erfolgen.

Die bisher an geböschten Ufern üblichen technischen Deckwerke, bestehend aus losen oder teilvergossenen Wasserbausteinen und einem Korn- oder Geotextilfilter, sind bis auf wenige Ausnahmen über die gesamte Böschungslänge von der Sohle bis zum höchst möglichen Wasserstand bzw. höchst möglichen Wellenauflauf erforderlich (MAR, 2008). Ufersicherungen mit lebenden pflanzlichen Komponenten können dagegen nur oberhalb eines mittleren Wasserspiegels angewendet werden. Im Unterwasserbereich werden die technischen Deckwerke weiterhin unverzichtbar sein. Für zukünftige Ufersicherungen an Wasserstraßen wird sich deshalb in vielen Fällen eine Zweiteilung ergeben: Eine Steinschüttung als Sicherung der Unterwasserböschung und eine Ufersicherung im Überwasserbereich, die je nach Belastungen technisch-biologisch, d. h. rein pflanzlich oder als Kombination aus pflanzlichen und technischen Komponenten, oder bei großen hydraulischen Belastungen und in Dammbereichen mit durchwurzelungsgefährdeten Dichtungen auch weiterhin rein technisch als Steinschüttung ausgebildet wird.

Die Ufersicherungsmaßnahmen müssen so konzipiert werden, dass sie sowohl den Uferschutz zuverlässig gewährleisten als auch gute ökologische Bedingungen im Uferbereich schaffen. Beide Ziele in gleicher Weise maximal zu erreichen, ist allerdings auf Grund der gegensätzlichen Anforderungen kaum möglich. Die Belastbarkeit einer Ufersicherung nimmt mit zunehmendem Anteil technischer Komponenten zu, die ökologische Wirksamkeit dagegen ab. Der mögliche Anteil

biologischer Komponenten in der Ufersicherungsmaßnahme hängt entscheidend von der Größe der hydraulischen Belastungen ab. Ziel wird sein, einen optimalen Kompromiss in Abhängigkeit der jeweils gegebenen Randbedingungen zu finden.

Beispiele für nach jetzigem Kenntnisstand an Wasserstraßen anwendbare rein pflanzliche Ufersicherungen sind Weidenspreitlagen und vorgezogene Pflanzmatten. Beispiele für Ufersicherungen mit pflanzlichen und technischen Komponenten sind Röhrlichtgabionen, Steinmatratzen mit Pflanzmatten und begrünte Steinerschüttungen.

Weidenspreitlagen bestehen aus austriebsfähigen Weidenästen, die quer oder schräg zur Fließrichtung nebeneinander flächig auf die Uferböschung verlegt und mit Pflöcken und horizontalen Querriegeln und Drahtverspannungen sicher am Boden befestigt werden (siehe Bild 1).



Bild 1: Weidenspreitlagen, in die Steinschüttung einbindend

Figure 1: Willow brush mattresses anchored in a riprap layer

Pflanzmatten bestehen aus einem geeigneten Trägermaterial, meist Kokosgewebe, mit vorgezogenen Einzelpflanzen (z.B. Röhrlichte oder Gräser). Sie sind in ähnlicher Weise wie die Spreitlagen auf der Böschung zu befestigen.

Röhrlichtgabionen besitzen eine feste Umhüllung aus unverrottbaren Kunststoffnetzen oder verzinktem Stahl, die Steine, Schotter, Kies und gegebenenfalls eingeschlämmten Boden, gehalten durch ein Filtervlies, einschließen. Die Schichtdicke beträgt 20 cm bis 30 cm.

Einzelne Röhrlichtpflanzen werden direkt in den Gabionen vorgezogen (siehe Bild 2).



Bild 2: Röhrlichtgabionen – vorgezogene Einzelelemente
Figure 2: Reed-filled gabions with plant growth prior to installation

Steinmatratzen sind mit kleinen Wasserbausteinen (z. B. CP_{45/125}) gefüllte hochfeste, kunststoffarmierte Netze mit einer Fläche von 1 m bzw. 2 m x 2 m und einer Schichtdicke von 20 cm bis 30 cm, auf denen vorgezogene Pflanzmatten befestigt werden können.

Eine Begrünung und damit ökologische Aufwertung einer Steinschüttung ist möglich durch den Einbau von Pflanzen, z. B. in Form von lebenden Setzstangen, Faschinen und Buschlagen, oder Kies- bzw. Oberboden-Alginat einbau mit einer Ansaat.

2.2 Hydraulische Uferbelastungen *Hydraulic loads on the banks of waterways*

Die überwiegend geböschten Ufer von Binnenwasserstraßen sind hydraulischen Belastungen infolge Schifffahrt, in Flussstrecken zusätzlich infolge Hochwasserabfluss und stark schwankenden Wasserspiegeln ausgesetzt. Heute übliche Binnenschiffe in Wasserstraßen der Klasse Vb sind das Europaschiff (85 m x 9,50 m bei 2,50 m Abladetiefe) und das Großmotorgüterschiff (110 m bis 135 m x 11,45 m bis 12 m bei 2,80 m Abladetiefe). Bei der Betrachtung der Belastungen infolge Schifffahrt ist zu unterscheiden zwischen einem in der Wasserstraße mit etwa gleicher Geschwindigkeit fahrenden Schiff („Normalfahrt“) und dem in Vorhäfen, Liegestellen



Bild 3: Schiffsinduzierte Einwirkungen auf das Ufer
 Figure 3: *Ship-induced loads on a bank*

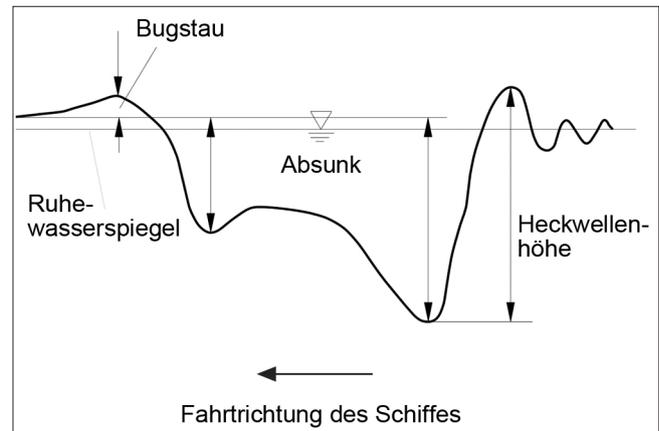


Bild 4: Schematische Darstellung der zeitlichen Wasser-
 spiegelveränderung am Ufer
 Figure 4: *Diagram showing the fluctuations in the water
 level at the banks of waterways*

o.ä. anfahren oder abbremsenden, d.h. manövrierenden Schiff („Manövrierfahrt“). In beiden Fällen sind unterschiedliche hydraulische Einwirkungen für die Bemessung einer Ufer- und Sohlensicherung relevant. Da der überwiegende Teil der Wasserstraßen durch „Normalfahrt“ gekennzeichnet ist, werden im Folgenden nur diese Uferabschnitte betrachtet. In Manövrierbereichen sind zudem die hydraulischen Belastungen lokal wesentlich größer, sodass hier ein Ersatz der technischen Sicherung durch Pflanzen in der Regel nicht möglich sein wird.

Die „Normalfahrt“ eines Binnenschiffs in der Wasserstraße ist eine Verdrängungsfahrt im seitlich- und tiefenbegrenzten Fahrwasser, die durch die hydraulische Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße lokale und temporäre Veränderungen sowohl der Wasseroberfläche als auch der Strömungen um das Schiff herum bewirkt. Dabei wird zwischen Primär- und Sekundärwellen unterschieden. Als Primärwelle wird die Abfolge aus Bugwelle (einschließlich Bugstau) vor dem Schiff, Wasserspiegelabsink neben dem Schiff und Heckwelle hinter dem Schiff bezeichnet (siehe Bilder 3 und 4). Die Wellenlänge entspricht etwa der Schiffslänge. Die dazugehörigen Strömungen (Rückströmung und Wiederauffüllungsströmung) können sich mit der natürlichen Flusströmung überlagern. An Bug und Heck des Schiffes entstehen gleichzeitig auf Grund der Konturänderungen regelmäßige, kurzperiodische Wellen, die Sekundärwellen.

Die Größe der schiffsinduzierten Belastungen, die auf die Ufer wirken, wird durch folgende Parameter bestimmt:

- Querschnittsverhältnis aus Wasserstraßenquerschnitt und eingetauchtem Schiffsquerschnitt,
- Schiffsgeschwindigkeit durchs Wasser,
- Passierabstand des Schiffes vom Ufer.

Schädliche Auswirkungen der hydraulischen Belastungen im Uferbereich können Oberflächenerosion und eine Gefährdung der Standsicherheit der Uferböschung sein.

2.3 Besondere Randbedingungen *Special boundary conditions*

Im Gegensatz zu der bereits seit längerem erfolgreichen Anwendung pflanzlicher Ufersicherungsmaßnahmen an kleineren Fließgewässern ohne Schifffahrtsbelastung sind an Wasserstraßen neben den erläuterten schiffsinduzierten Belastungen noch eine Reihe anderer besonderer Anforderungen zu berücksichtigen.

Die Ufersicherungen müssen in der Regel bei laufendem Schiffsbetrieb eingebaut werden. Das heißt, sie sind unmittelbar nach dem Einbau den schiffsinduzierten hydraulischen Belastungen ausgesetzt. An Flüssen kann ein längerer Überstau auftreten, der die neu eingebaute Ufersicherung zusätzlich durch Auftrieb belastet. Bei einer Steinschüttung ist das kein Problem, da diese sofort in vollem Umfang stabil ist und als Ufersicherung fungiert und sich danach – von eventuellen Schäden abgesehen – nicht mehr verändert. Bei Ufersicherungen mit pflanzlichen Komponenten sind dagegen wachstumsbedingt unterschiedliche

Entwicklungszustände zu berücksichtigen, wobei der Anfangszustand in der Regel der kritische Zustand ist. Die eingebauten Pflanzen müssen sich erst entwickeln und Wurzeln in den Untergrund bilden. In dieser Zeit müssen die Pflanzen durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen auf der Böschung fixiert werden. Diese sind so zu dimensionieren, dass sie gleichzeitig auch den Uferschutz in der Anfangsphase übernehmen können. Weidenspreitlagen oder vorgezogene Pflanzmatten müssen beispielsweise mit tief in den Untergrund reichenden Pflöcken, Riegelhölzern und Drahtverspannungen so befestigt werden, dass sie bei hydraulischen Belastungen in der Anfangszeit auf der Böschung lagestabil sind, eine gute Verbindung zum Untergrund als Voraussetzung für das Einwachsen der Wurzeln gegeben ist und Böschungsrutschungen vermieden werden. Bei längerem Überstau, auch nach der kritischen Anfangsphase, besteht zudem die Gefahr einer Schädigung der Pflanzen, die im Extremfall zum Absterben und damit mittelfristig zum Versagen der Ufersicherung führen kann. Die Belastbarkeit der pflanzlichen Ufersicherung nimmt in der Regel bei längeren Überstauzeiten ab. Das heißt, unter diesen Randbedingungen dürfen nur überstauungsresistente Pflanzen angewendet werden (Florineth, 2004).

Nach dem Bundeswasserstraßengesetz (2010) muss für jede bauliche Maßnahme an Wasserstraßen deren Hochwasserneutralität nachgewiesen werden. Bei Ufersicherungsmaßnahmen mit pflanzlichen Komponenten muss deshalb die Zielvegetation im Vorfeld kritisch hinsichtlich einer möglichen Beeinträchtigung des Hochwasserabflusses beurteilt werden. Aus am Ufer verlegten Weidenspreitlagen beispielsweise wächst langfristig ein Gehölzbestand, der ohne Unterhaltung bei kleinen Gewässerquerschnitten durchaus hochwasserrelevant sein kann. Außerdem sollten, um Übergangsprobleme hinsichtlich der Gefahr von lokalen Erosionen zu vermeiden, große Rauigkeitsunterschiede zwischen Gewässersohle und -böschung sowie zwischen der Steinschüttung im Unterwasserbereich und der technisch-biologischen Ufersicherung im Überwasserbereich dauerhaft vermieden werden. Die Unterhaltung pflanzlicher Ufersicherungen hat dementsprechend einen anderen Stellenwert als bei technischen Ufersicherungen, wo sie in der Regel auf die Ausbesserung von Schäden im Deckwerk durch Nachschütten von Steinen reduziert ist. Bei pflanzlichen Ufersicherungen ist unabhängig von der erforderlichen

Beseitigung möglicher Schäden eine generelle Unterhaltung von Anfang an erforderlich, um einerseits das Gedeihen der Pflanzen zu gewährleisten und andererseits langfristig die Ausbildung der Ufersicherung entsprechend der geplanten Zielvegetation zu fördern. Auch eine gegebenenfalls schädigende Beschattung von Teilen der Ufersicherung ist durch entsprechende Maßnahmen zu verhindern.

Zu berücksichtigen ist außerdem, dass die Einbauzeiten bei der Verwendung technisch-biologischer Ufersicherungen generell eingeschränkt sind. Ein optimales Anwachsen und Gedeihen der Pflanzen als Voraussetzung für einen stabilen Uferschutz sind nur möglich, wenn die erforderlichen Pflanzzeiten eingehalten werden. Die meisten pflanzlichen Uferschutzmaßnahmen, wie z. B. Weidenspreitlagen und Steckhölzer, müssen in der Vegetationsruhezeit – hauptsächlich in den Monaten Oktober/November und März/April – eingebaut werden. Zu bevorzugen ist die Zeit März/April, da die kritische Anfangsphase durch das sofort beginnende Pflanzen- und Wurzelwachstum wesentlich kürzer ist als beim Einbau im Herbst. An Flüssen können Hochwasserereignisse zu unvorhergesehenen Bauunterbrechungen und damit Bauzeitverlängerungen führen.

2.4 Gewährleistung der Uferstabilität

How to ensure bank stability

2.4.1 Globale Standsicherheit der Uferböschung

Global stability of banks

Die globale Standsicherheit der Uferböschung einschließlich Ufersicherungsmaßnahmen ist grundsätzlich für alle Bemessungssituationen entsprechend (GBB, 2010) und DIN 1054/DIN 4084 nachzuweisen. Bei Anwendung pflanzlicher Ufersicherungen muss die globale Standsicherheit der Uferböschung auch ohne Ufersicherungsmaßnahmen gegeben sein. Eine positive Beeinflussung der globalen Standsicherheit ist gegebenenfalls langfristig durch ausreichend tief reichende Wurzeln möglich.

2.4.2 Lokale Standsicherheit der Uferböschung *Local stability of banks*

2.4.2.1 Hydrodynamische Bodenverlagerung und Abgleiten der Böschung *Hydrodynamic soil displacement and slope failure*

Der Wasserspiegelabsenk neben dem Schiff, der in der Regel bis zum Ufer wirkt, kann hier im anstehenden Boden Porenwasserüberdrücke erzeugen und dadurch die lokale Standsicherheit der Uferböschung bei Schiffsvorbeifahrt herabsetzen. Als Folge können hydrodynamische Bodenverlagerungen und Böschungsrutschungen, d.h. ein Abgleiten der Böschung in einer oberflächennahen, böschungsparellen Gleitfläche, auftreten und Schäden am geböschten Ufer hervorrufen.

Eine Wasserspiegeländerung im Gewässer würde bei vollständig wassergesättigtem Porenraum zu einer unmittelbaren Druckänderung im Porenwasser führen. Wie in Naturmessungen nachgewiesen werden konnte, sind im relevanten Böschungsbereich im Porenwasser jedoch mikroskopisch kleine Gasblasen eingeschlossen, die das physikalische Verhalten von Wasser maßgeblich beeinflussen (Köhler, 1989). Auf Grund der höheren Kompressibilität des Gas-Wasser-Gemisches sind die Porenwasserdruckreaktionen deutlich verzögert. Der unmittelbar nach dem Wasserspiegelabsenk im Boden auftretende maximale Porenwasserüberdruck wird mit der Zeit vollständig abgebaut, wenn nicht ein weiteres Absunkereignis unmittelbar folgt. Die Größe des Porenwasserüberdrucks hängt neben der Größe des Wasserspiegelabsunks und der Absunkgeschwin-

digkeit maßgeblich von der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens ab (Holfelder et al., 2006). Gefährdet sind insbesondere kohäsionslose Böden mit geringer Durchlässigkeit. Voraussetzung für das Auftreten von Porenwasserüberdrücken ist, dass die Absunkgeschwindigkeit größer als die Durchlässigkeit des Bodens ist. Durch den Porenwasserüberdruck können die effektiven Spannungen im Boden und damit die Reibungskräfte soweit reduziert werden, dass hydrodynamische Bodenverlagerungen auftreten oder eine Uferböschung in einer böschungsparellen Bruchfläche in der kritischen Tiefe abgleitet. In der kritischen Tiefe ist der Scherwiderstand des Bodens infolge des Porenwasserüberdrucks am geringsten (GBB, 2010).

Die beschriebenen Versagensmechanismen betreffen jedoch nur den Böschungsbereich unterhalb des Wasserspiegels, in dem pflanzliche Ufersicherungen in der Regel nicht zur Anwendung kommen. Sie spielen deshalb für pflanzliche Ufersicherungen an Wasserstraßen mit quasi konstantem Wasserspiegel, z.B. an Kanälen, keine Rolle. Hier wird die oberhalb des Normalstaus angeordnete pflanzliche Ufersicherung nur durch Wellenauflauf und Wiederauffüllungsströmung belastet (siehe Bild 5, links) und muss dementsprechend lediglich einen ausreichenden Schutz vor Oberflächenerosion (Kap. 2.4.2.2) bieten. Ein längerer Überstau der Pflanzen tritt nicht auf.

Anders ist die Situation an Flüssen mit stark wechselnden Wasserständen. Pflanzliche Ufersicherungen können hier oberhalb Mittelwasser angeordnet werden. Das bedeutet, sie werden planmäßig immer wieder, gegebenenfalls auch über längere Zeiträume, überstaut und liegen damit zumindest zeitweise im Einflussbe-

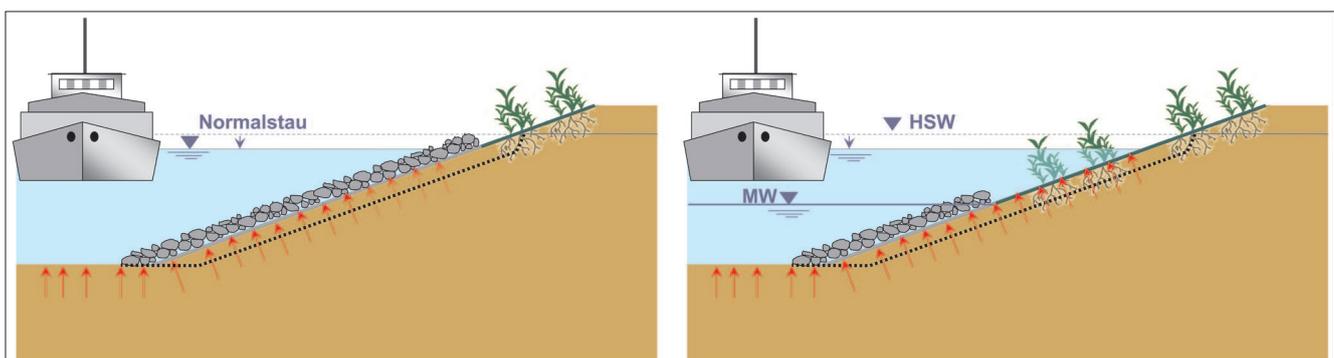


Bild 5: Anordnung pflanzliche Ufersicherungen an einem Kanal mit konstanten Wasserständen (links), an einem Fluss mit schwankenden Wasserständen (rechts)

Figure 5: Location of biological bank protection at a canal with a constant water level (left) and at a river with fluctuating water levels (right)

reich des Wasserspiegelabsinks bei Schiffsvorbeifahrt. Porenwasserüberdrücke im Bereich der durch Pflanzen gesicherten Böschung können dann bis zum höchsten schiffbaren Wasserstand (HSW), der mehrere Meter über Mittelwasser liegen kann, auftreten. In diesem Fall muss die pflanzliche Ufersicherung nicht nur die Sicherheit gegenüber Oberflächenerosion (Kap. 2.4.2.2), sondern auch die Sicherheit gegenüber Abgleiten der Böschung und hydrodynamischer Bodenverlagerung gewährleisten (siehe Bild 5, rechts).



Bild 6: Technisches Deckwerk aus losen Wasserbausteinen
Figure 6: Riprap consisting of loose armourstones

Bei Anwendung eines technischen Deckwerks aus Wasserbausteinen (siehe Bild 6) wird die lokale Böschungsstandsicherheit dadurch gewährleistet, dass die Steinschüttung mit einem ausreichenden Flächengewicht bemessen wird (GBB, 2010). Durch das zusätzliche Gewicht auf der Böschung werden die effektiven Spannungen im Boden so weit erhöht, dass trotz Porenwasserüberdrücken keine hydrodynamischen Bodenverlagerungen und Böschungsrutschungen auftreten können (siehe Bild 7). Da ein entsprechendes Gewicht bei rein pflanzlichen Ufersicherungen nicht vorhanden ist, kann die Sicherheit nur über die Wurzeln im Boden erreicht werden. Ufersicherungen, die neben pflanzlichen auch technische Bestandteile aufweisen, wie zum Beispiel Röhrlichtgabionen, die u.a. aus kleineren Wasserbausteinen bestehen und eine Schichtdicke von 20 cm bis 30 cm haben, besitzen dagegen bereits beim Einbau ein gewisses Flächengewicht. Das heißt, die kombinierten Ufersicherungen gewährleisten die Böschungstabilität zum Teil über die Wurzeln der Pflanzen im Boden und zum Teil durch das Gewicht der technischen Bestandteile.

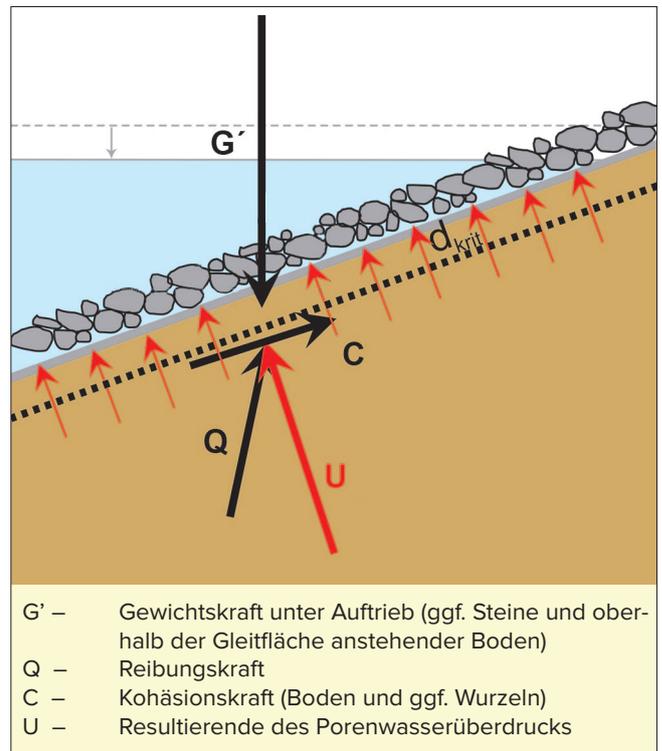


Bild 7: Sicherheit gegenüber Abgleiten der Böschung – Kräfteansatz bei Anwendung einer Steinschüttung (hier ohne Fußstützung oder Aufhängung des Deckwerks)

Figure 7: Safety of a bank against sliding – Forces acting at a riprap (shown here without a toe support or revetment suspension)

Pflanzenwurzeln können in Abhängigkeit der verwendeten Pflanzenarten und Anordnung der Einzelpflanzen auf der Böschung durch ein feines, dicht verzweigtes Wurzelsystem im Sinne einer zusätzlichen Bodenkohäsion oder durch Einzelwurzeln im Sinne einer bodenmechanischen Vernagelung die Böschung stabilisieren und dadurch ein Abgleiten der Böschung verhindern. Problematisch ist, dass sich die Wurzeln nach dem Einbau der Pflanzen erst mit der Zeit entwickeln und vollständig ausbilden können, sodass rein pflanzliche Ufersicherungen, z. B. Weidenspreitlagen oder vorgezogene Pflanzmatten, im Anfangszustand allein die Sicherheit gegenüber Abgleiten der Böschung in der Regel noch nicht gewährleisten können. In dieser Zeit müssen zusätzliche konstruktive Maßnahmen, z. B. entsprechende Befestigungen wie ein enges Raster tief in den Untergrund reichender Holzpflocke, diese Aufgabe übernehmen, und sind entsprechend zu bemessen.

Hydrodynamische Bodenverlagerungen können ohne flächige Auflast nur durch ein dichtes Wurzelgeflecht im Sinne einer Bodenkohäsion vermieden werden. Im

Anfangszustand können mögliche böschungsabwärts gerichtete Bodenverlagerungen durch entsprechende linienförmige Befestigungen von beispielsweise Spreitlagen oder Pflanzmatten – parallel zur Uferlinie fest an den Boden gedrückte Querriegel – nur minimiert werden.

Bei Vorhandensein einer Kohäsion im Boden von

$$c' > \Delta u \cdot \tan \beta$$

c' – Kohäsion des Bodens [kN/m²]
 Δu – Porenwasserüberdruck [kN/m²]
 β – Böschungswinkel [°]

ist die Sicherheit gegen Abgleiten in einer oberflächennahen Gleitfläche auch ohne das Flächengewicht einer technischen Sicherung gegeben (GBB, 2010).

Der Porenwasserüberdruck Δu , der bei Erreichen des Absinkmaximums seinen Höchstwert besitzt und dann mit der Zeit wieder abklingt, kann nach GBB (2010) in Abhängigkeit vom Wasserspiegelabsink z_a und dem Porenwasserdruckparameter b , der maßgeblich von der Durchlässigkeit des Bodens abhängt, ermittelt werden:

$$\Delta u(z) = \gamma_w \cdot z_a (1 - a \cdot e^{-bz})$$

γ_w – Wichte des Wassers [kN/m³]

z_a – Wasserspiegelabsink [m]

a – Porenwasserdruckparameter [-] ($a = 1$)

b – Porenwasserdruckparameter [1/m]

z – Tiefe im Boden senkrecht zur Böschungsoberfläche [m]

Der mit der Tiefe exponentiell zunehmende Porenwasserüberdruck nähert sich dem maximalen Wert von $\Delta u_{\max} = \gamma_w \cdot z_a$ an. An Wasserstraßen der Klasse Vb kann beispielsweise von einem maximalen Absink z_a von etwa 0,9 m ausgegangen werden (MAR, 2008). Bei den üblichen Böschungsneigungen von 1:3 heißt das, dass die Sicherheit gegenüber Abgleiten mit einer Kohäsion des durchwurzelteten Bodens von mindestens 3 kN/m² erreicht werden kann. Bei flacheren Böschungen ist bereits ein entsprechend geringerer Wert ausreichend (2,3 kN/m² bei 1:4 bzw. 1,1 kN/m² bei 1:8 geneigten Böschungen). Hier zeigt sich erwartungsgemäß, dass die Möglichkeiten der Anwendung pflanzlicher Ufersicherungen umso größer sind, je flacher die Böschungen ausgebildet werden können.

Die Berücksichtigung oberflächennaher Wurzeln in Form einer sogenannten „Durchwurzelungskohäsion“ ist in der Bodenmechanik übliche Praxis. Möglich sind je nach Randbedingungen Werte bis 7 kN/m² (MSD, 2011). Voraussetzung ist jedoch ein dauerhaft flächig dichtes Wurzelsystem. Außerdem muss die Durchwurzelung bis in die erforderliche Tiefe unter der Böschungsoberfläche, d.h. bis unterhalb der kritischen Tiefe, in der ein Abgleiten stattfinden würde, reichen. Grundlage für eine Bemessung ist die genaue Kenntnis der Wurzelentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit nach Pflanzeneinbau, d.h. der erreichte Durchwurzelungsgrad und die Durchwurzelungstiefe sowie die Festigkeit der Wurzeln. Hierzu werden gegenwärtig entsprechende Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojektes durchgeführt (Kap. 2.5).

Tief reichende Einzelwurzeln oder auch bereits tief in den Boden eingebrachte Pflanzenteile, wie zum Beispiel austriebsfähige Weidensteckhölzer, können im Sinne einer Bodenvernagelung bei entsprechender Festigkeit, ausreichender Länge und Abstände zueinander ebenfalls die Sicherheit gegen Abgleiten in einer oberflächennahen Gleitfläche erhöhen. Die Wurzeln und Pflanzenteile im Boden können sowohl Zugkräfte als auch Scherkräfte und Biegemomente aufnehmen. Sie müssen in jedem Fall auch ausreichend weit unter die kritische Tiefe im Boden reichen. Zur Bemessung von „vernagelten“ Böschungen gibt es bekannte bodenmechanische Nachweisverfahren (Witt, 2011). Allerdings wird bei diesen Nachweisverfahren vorausgesetzt, dass die Geometrie und die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Elemente einer Bodenvernagelung genau bekannt sind.

Zwei Versagensmechanismen sind möglich: Wurzeln bzw. in den Boden eingebrachte Pflanzenteile reißen an oder in der Nähe der Gleitfuge ab oder werden abgeschert, wenn deren Festigkeit nicht ausreicht. Oder die Wurzeln bzw. Pflanzenteile werden auf Grund nicht ausreichender Verbundfestigkeit während der Böschungsrutschung aus dem Boden herausgezogen. Maßgebende Kenngrößen der im Boden befindlichen Pflanzenteile sind:

- Durchmesser und Länge der Pflanzenteile,
- Innere Festigkeit der Pflanzenteile,
- Verbundfestigkeit Pflanzteile/ Boden,
- Anzahl und Abstand der Pflanzenteile.

Da die Sicherungselemente lebende Baustoffe sind, die sich mit der Zeit in Abhängigkeit von der Pflanzenart und den jeweils vorherrschenden Randbedingungen gegebenenfalls auch ganz unterschiedlich durch Wachstum und Wurzelbildung entwickeln, kann nicht von definierten Abmessungen und Eigenschaften ausgegangen werden. So hat z.B. Schuppener (2000) in Versuchen nachgewiesen, dass die Verbundfestigkeit zwischen mit definierten Abmessungen eingebauten zunächst unbewurzelten Pflanzenteilen (Steckhölzern) und dem umgebenden Boden in vier Jahren durch Wurzelbildung auf den vier- bis fünffachen Wert ansteigt.

Die zeitabhängige Entwicklung der Wurzeln und oberirdischen Pflanzenteile und deren Einfluss auf die Standicherheit der Uferböschung werden gegenwärtig im Rahmen des Forschungsprojektes detailliert untersucht (Kap. 2.5). Dabei geht es in Abhängigkeit des Entwicklungszustandes der Pflanzen hauptsächlich um

- die Abmessungen (Länge und Durchmesser) der Wurzeln und die Größe des zu berücksichtigenden durchwurzelten Böschungsbereichs,
- eine mögliche Erhöhung der Scherfestigkeit des Bodens durch Wurzeln und die Größe der ansetzbaren Wurzelkohäsion,
- die Auswirkungen der Wurzeln im Boden auf Porenwasserüberdrücke,
- die Verbundfestigkeit von Wurzeln bzw. Pflanzenteilen mit dem Boden,
- den Einfluss der oberirdischen Pflanzenteile auf die einwirkenden hydraulischen Belastungsgrößen.

2.4.2.2 Oberflächenerosion

Surface erosion

Durch Heck- und Sekundärwellen sowie Rück- und Wiederauffüllungsströmung infolge Schifffahrt und natürlicher Strömung, zum Beispiel bei Hochwasserabfluss, kann infolge der Schleppkraft des Wassers im Uferbereich Oberflächenerosion ausgelöst werden. Ein Schutz ist immer dann erforderlich, wenn der anstehende Boden selbst nicht erosionsstabil ist. Werden konventionell technische Deckwerke aus losen Wasserbausteinen (siehe Bild 6) als Uferschutz angewendet, wird die erforderliche Einzelsteingröße bzw. das erforderliche Einzelsteingewicht so dimensioniert, dass die Einzelsteine unter Berücksichtigung der Verbundwirkung in

der Steinschüttung bei allen auftretenden Belastungen lagestabil sind (GBB, 2010).

Mit pflanzlichen Ufersicherungen kann ein Schutz der Böschung gegen Oberflächenerosion durch das flächige Abdecken des Bodens mit den über die Wurzeln im Boden verankerten, oberirdischen Pflanzenteilen und oberflächennahen Wurzeln erzielt werden. Gleichzeitig können die oberirdischen Pflanzenteile durch Erhöhung der Rauheit am Ufer die hydraulischen Belastungen reduzieren (Rauch, 2006). Lokal können allerdings auch größere hydraulische Belastungen entstehen – zum Beispiel durch Verwirbelungen im Bereich einzelner Weidenstöcke.

Der erforderliche flächige Schutz kann z.B. durch lückenlos eingebaute filterstabile Vegetationsmatten oder Röhrichtgabionen (siehe Bild 21) erreicht werden. Vegetationsmatten müssen in der Anfangsphase bis zur ausreichenden Wurzelbildung gut auf der Böschung befestigt werden. Röhrichtgabionen sind dagegen in Abhängigkeit vom Eigengewicht auch ohne Befestigung von Anfang an lagestabil. Weidenspreitlagen können nur dann ausreichend vor Oberflächenerosion schützen, wenn sie flächendeckend auf der Böschung verlegt und gut fixiert werden (siehe Bild 20). Ansonsten ist zusätzlich ein filterstabiles Geotextil oder ähnliches erforderlich. Nur punktuell oder auch linear wirkende Schutzmaßnahmen sind als alleinige Maßnahmen nicht ausreichend. Der nicht erosionsstabile Boden würde in diesem Fall um die punktuellen oder linienförmigen Sicherungen erodiert werden. Langfristig könnte dadurch auch die über die Wurzel vorhandene Verankerung der Einzelpflanze im Boden geschwächt werden, sodass auch diese nicht dauerhaft erhalten bleibt.

Zur Beurteilung pflanzlicher Ufersicherungen hinsichtlich des Schutzes vor Oberflächenerosion kann zum Teil auf Erfahrungen an kleineren Fließgewässern ohne Schifffahrt zurückgegriffen werden. Hier gibt es für verschiedene pflanzliche Bauweisen bereits empirische Grenzwerte für zugelassene Strömungsgeschwindigkeiten bzw. Schubspannungen (Hacker, Johannsen, 2012). Die Grenzwerte gelten in der Regel allerdings nicht für den Anfangszustand, sondern für einen Zustand nach Ausbildung von Wurzeln und Trieben. Außerdem beziehen sie sich meist auf die Strömung im Hauptgerinne und nicht am Ufer. Die von verschiedenen

Autoren aus Versuchen gewonnenen Grenzwerte zeigen auf Grund der unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen meist eine große Streubreite, können aber gegenwärtig auch für Wasserstraßen angewendet werden.

Fundierte Grenzwerte für zulässige Schiffswellenhöhen, die auf Grund fehlender Erfahrungen an Wasserstraßen noch nicht vorliegen, werden zurzeit im Rahmen des Forschungsprojektes der BAW und BfG erarbeitet (Kap. 2.5).

2.4.3 Filterstabilität *Filter stability*

Die Uferschutzmaßnahmen sind konstruktiv so auszubilden, dass bereits unmittelbar nach Einbau, aber auch langfristig die Filterstabilität im Uferbereich gewährleistet ist. Da es durch die Porenwasserüberdrücke zu einer senkrecht zur Böschungsoberfläche nach außen gerichteten Strömung kommt, ist die Gefahr von Bodenaustrag bei jeder Schiffsvorbeifahrt gegeben. Auch die parallele Strömungsbelastung kann zu Bodenaustrag führen. Als Folge des Materialverlustes können Böschungsverformungen und -rutschungen auftreten.

Kann mit den gewählten pflanzlichen Uferschutzmaßnahmen allein keine ausreichende Filterstabilität gewährleistet werden, muss ein zusätzlicher Filter angeordnet werden. Das kann ein Mineralkornfilter oder ein Geotextil sein. Geht es nur um die Sicherung im Anfangszustand, sollte ein verwendetes Geotextil aus ökologischen Gründen biologisch abbaubar sein. Auf diese Weise kann langfristig die Durchgängigkeit des

Uferbereiches für Makrozoobenthos und andere Kleinlebewesen wieder hergestellt werden. Die Schwierigkeit besteht allerdings darin, ein Geotextil zu finden, das als Filter in einer Ufersicherung mit pflanzlichen Komponenten alle Anforderungen gleichermaßen erfüllt: Filterstabilität zum anstehenden Boden, ausreichende Durchlässigkeit und Festigkeit, Durchwurzelbarkeit und biologische Abbaubarkeit. Handelsübliche Kokosmatten (siehe Bild 8) beispielsweise sind zwar gut durchwurzelbar und biologisch abbaubar, erfüllen aber nicht die Anforderungen an die Filterstabilität und haben nur sehr geringe Festigkeiten. Das bedeutet, dass sie im Wellenangriffsbereich leicht beschädigt und zerstört werden können. Schafwollvliese (siehe Bild 8) können die Filterstabilität gewährleisten, sind jedoch nicht so gut durchwurzelbar wie Kokosmatten, besitzen keine großen Festigkeiten und bauen sich zu schnell ab. Kunststoffvliese, die standardmäßig als Filter in technischen Deckwerken angewendet werden, sind hinsichtlich Filterstabilität und Festigkeit perfekt geeignet und erlauben auch eine Durchwurzelung. Der entscheidende Nachteil ist, dass sie dauerhaft erhalten bleiben und auch langfristig nicht zersetzt werden. Gegenwärtig muss noch in jedem Anwendungsfall geprüft werden, welche Eigenschaften Prioritäten haben. Recherchen hinsichtlich geeigneter Filtermatten sind u. a. Gegenstand des Forschungsprojektes.



Bild 8: Verschiedene Filtermatten für pflanzliche Ufersicherungen
Figure 8: Different types of filter mats used for biological bank protections

2.5 Forschungsaktivitäten in der BAW und erste Ergebnisse

Research activities at the BAW and preliminary results

2.5.1 Auswertung der Erfahrungen aus praktischen Anwendungen

Evaluation of experiences with the application of biotechnical methods in practice

Da bei lebenden pflanzlichen Ufersicherungen im Gegensatz zu rein technischen Ufersicherungen viele „biologische“ Einflussfaktoren eine Rolle spielen – wie Niederschläge, Trockenzeiten, Sonneneinstrahlung, Bodensubstrat, Überstauzeiten usw. – sind bei der Erarbeitung von Bemessungsgrundlagen praktische Erfahrungen von größter Bedeutung. Eine im Auftrag der BAW von der Universität Stuttgart 2005 durchgeführte internationale Literaturrecherche zeigte, dass es weltweit bisher nur wenig Erfahrungen mit technisch-biologischen Ufersicherungen an schiffahrtsbelasteten Wasserstraßen gibt (Uni Stuttgart, 2005).

Zusätzlich wurde 2004/05 eine Umfrage in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes durchgeführt, die ergab, dass in der Vergangenheit an Bundeswasserstraßen bereits vereinzelt lokal pflanzliche Ufersicherungen probeweise angewendet wurden. In vielen Fällen wurden jedoch die konkreten Randbedingungen nicht in einem für die weiteren Auswertungen ausreichenden Maße erfasst und auch der Erfolg oder Misserfolg der Maßnahmen nicht dokumentiert. Aus diesem Grund werden im Rahmen des Forschungsprojektes ausgewählte Wasserstraßenabschnitte detailliert untersucht. Begutachtet werden jeweils die angewendeten pflanzlichen Bauweisen, der Erhaltungszustand, der bisherige Unterhaltungsaufwand, die Ufergeometrie, der anstehender Baugrund und die hydraulischen Belastungen sowie die Entwicklung der Vegetation und Fauna.

Abgeschlossen und in einem schriftlichen Bericht (BAW/BfG, 2008) dokumentiert sind bereits die Untersuchungen in der Versuchsstrecke Stolzenau an der staugeregelten Mittelweser (km 241,550 bis km 242,300). Hier wurden 1988/89 in einem Abschnitt von 750 m 15 verschiedene technisch-biologische Bauwei-

sen am rechten Ufer überwiegend sehr erfolgreich angewendet.

Weitere Untersuchungen laufen derzeit in der Strecke Haimar am Mittellandkanal (km 189,500 bis km 190,000). 1989 wurde eine spezielle Bauweise für die Stadtstrecke Hannover getestet, die bei engen Querschnitten eine Begrünung der Ufer ermöglichen sollte. Die technisch-biologische Ufersicherung besteht aus einer Unterwasserspundwand mit sich anschließender Böschung, in deren Schutz sich ein guter Röhrichtbewuchs am Ufer ausbilden konnte. In einem hydraulisch eher gering belasteten Abschnitt der Unteren Havelwasserstraße bei Ketzin (bei km 35,7) wurden 1993 erfolgreich vorgezogene Vegetationsmatten als Uferschutz auf den Böschungen eingebaut, um zu testen, inwieweit die Pflanzen langfristig Wurzeln bis in den anstehenden Boden bilden und so eine Verbindung der Matten mit dem Untergrund erzielen und das Ufer schützen. Am Rhein (km 793,5 bis km 795,0) wurde 1996/97 ein Parallelwerk (Walsum-Stapp) teilweise pflanzlich gesichert, was u. a. auf Grund der sehr großen Belastungen nicht erfolgreich war.

Auf der Grundlage der systematischen Auswertungen dieser ausgewählten praktischen Erfahrungen an Wasserstraßen werden gegenwärtig „Kennblätter“ für einzelne technisch-biologische Ufersicherungsmaßnahmen erarbeitet, die bereits jetzt zur Anwendung an Wasserstraßen empfohlen werden können. Darin werden der Aufbau der verschiedenen Ufersicherungen, die einzelnen pflanzlichen und gegebenenfalls technischen Bestandteile, konstruktive Hinweise, Einbauempfehlungen, Wirkungsweise hinsichtlich Uferschutz (unmittelbar nach Einbau und langfristig), Pflegemaßnahmen, ökologische Wirksamkeit und vor allen Dingen erste empirische Grenzwerte für die aufnehmbaren hydraulischen Belastungen in Abhängigkeit der Randbedingungen (anstehender Boden, Böschungsneigung usw.) zusammengestellt. Es sind noch keine endgültigen Werte, sondern erste empirische Werte, die bereits in Wasserstraßen erprobt wurden. Unter ähnlichen Randbedingungen können die genannten Ufersicherungsmaßnahmen bereits jetzt angewendet werden. Die Kennblätter werden auf der Grundlage zunehmender Praxiserfahrungen und weiterer Ergebnisse aus den Modell- und Naturversuchen sukzessiv fortgeschrieben.



Bild 9: Weidenspreitlagen nach Einbau (05/2011)
 Figure 9: Willow brush mattresses after installation (05/2011)



Bild 10: Weidenspreitlagen 6 Monate nach Einbau (11/2011)
 Figure 10: Willow brush mattresses six months after installation (11/2011)

2.5.2 Labor- und Modellversuche *Laboratory and model tests*

Neben den praktischen Untersuchungen vor Ort an ausgewählten Wasserstraßenabschnitten werden seit 2009 umfangreiche Labor- und Modellversuche zur hydraulischen Belastbarkeit unterschiedlicher pflanzlicher Ufersicherungen durchgeführt. Dabei werden die Wurzelentwicklung verschiedener Pflanzen und deren Auswirkungen auf die Bodeneigenschaften hinsichtlich der Stabilisierung der Uferböschung untersucht. Wichtige Kennwerte sind die Scherfestigkeit bzw. die Kohäsion und die Durchlässigkeit des durchwurzelterten Bodens. Außerdem wird das oberirdische Pflanzenwachstum nach Einbau hinsichtlich der Beeinflussung der hydraulischen Belastung auf das Ufer begutachtet.

Schwerpunkt der Untersuchungen bilden derzeit Weiden, die als Weidenspreitlagen (siehe Bild 1 und Bild 20) oder in Form von Steckhölzern oder Setzstangen das Ufer stabilisieren können. Um die Wurzelentwicklung von Spreitlagen nach dem Einbau zeitabhängig zu begutachten, wurden austriebsfähige Weidenäste (Purpur- und Korbweide) im Mai 2011 in einem 2 m x 8 m großen Kasten auf zwei unterschiedlichen Bodenarten (Kies und Sand) eingebaut (siehe Bild 9). Nach etwa sechs Monaten (siehe Bild 10) erfolgte eine erste Untersuchung der ober- und unterirdischen Biomasse. Dazu wurden die sich oberirdisch gebildeten Sprosse in Anzahl, Länge und Durchmesser aufgenommen sowie die Wurzeln im Boden freigelegt und qualitativ und quantitativ erfasst (siehe Bilder 11 und 12).



Bild 11: Vorbereitung der Wurzelaufnahme 11/2011
 Figure 11: Preparations for studying roots 11/2011



Bild 12: Freigelegte Wurzeln
 Figure 12: Exposed roots

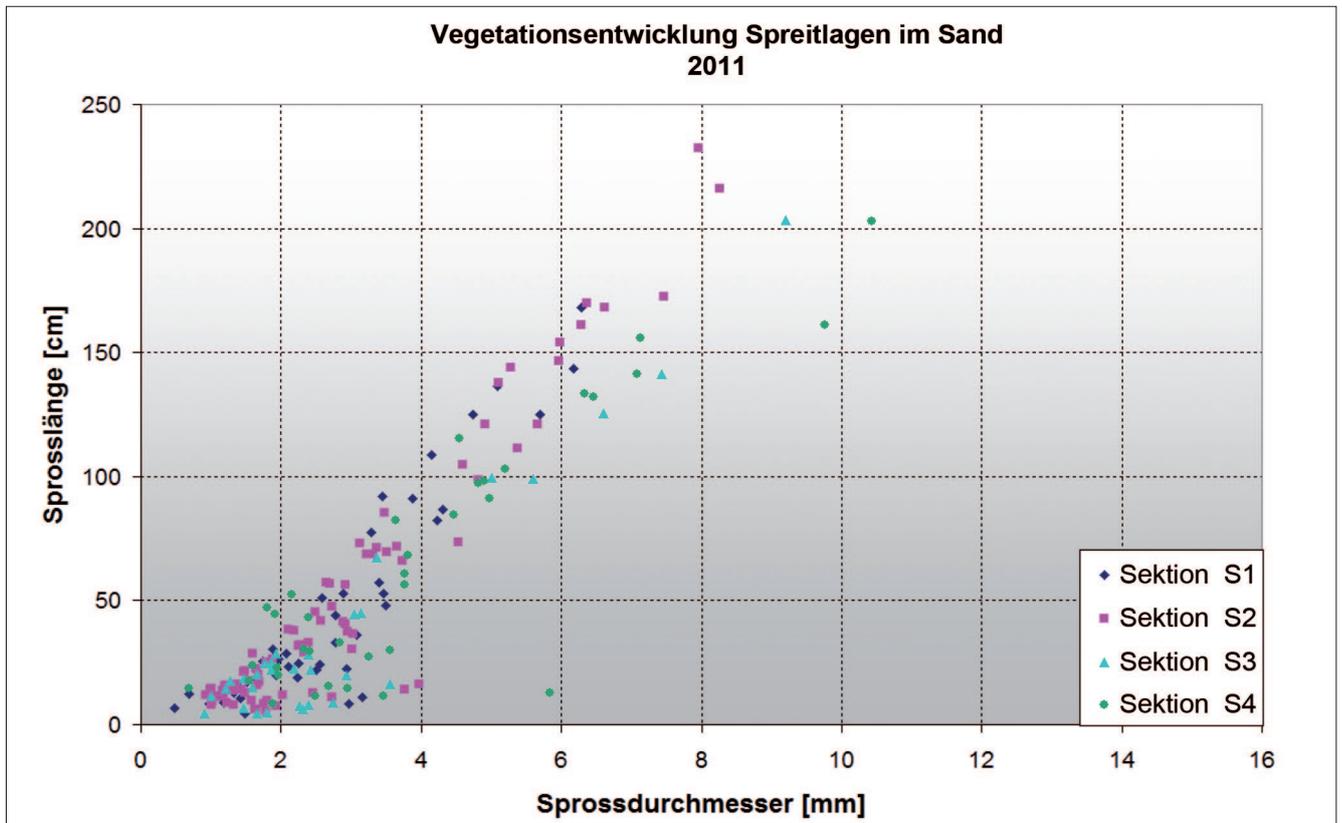


Bild 13: Ermittelte Sprosslängen und -durchmesser (Spreitlagen 6 Monate nach Einbau)

Figure 13: Length and diameter of shoots (measured 6 months after installing of the willow brush mattresses)

Dabei wurde festgestellt, dass sich beim Einbau im Frühjahr nach einer Vegetationsperiode bereits ein relativ dichtes Wurzelwerk im Boden entwickelt hat. Nahe der Bodenoberfläche hat sich ein sehr feines fast flächiges System von Wurzeln gebildet, das bereits den anstehenden Boden gut zurückhalten könnte (siehe Bild 12). Bis zu ca. 60 cm lange Einzelwurzeln reichen in den Boden. Im Sand wurden Sprosslängen bis zu ca. 2 m und Sprossdurchmesser bis etwa 10 mm ermittelt (siehe Bild 13). Parallel dazu erfolgten erste Versuche im Großschergerät (siehe Bild 14) zur Ermittlung der Scherfestigkeit des durchwurzelteten Bodens, Ergebnisse dazu liegen noch nicht vor.

In einem zweiten Schritt wurden im März 2012 Weiden-spreitlagen in einzelnen 1 m hohen Versuchskästen mit einer Grundfläche von 50 cm x 50 cm eingebaut (siehe Bilder 15 und 16). Diese sind so konzipiert, dass eine Abscherung des durchwurzelteten Bodens in verschiedenen Tiefen unter der Bodenoberfläche erfolgen kann. Es ist vorgesehen, die Scherfestigkeit des durchwurzelteten Bodens nach 6 und 12 Monaten in den jeweils verschiedenen Tiefen unter der Bodenoberfläche im Großscher-versuch zu ermitteln.

Ein weiterer praktischer Versuch wird gegenwärtig durchgeführt, um zu prüfen, ob Weidenspreitlagen auf einem geotextilen Filter angewendet werden können – ohne die erforderliche Durchwurzelung im Boden signifikant zu behindern. Ein Geotextil wäre erforderlich, wenn die Weidenäste nicht flächig ohne Zwischenräume auf der Böschung verlegt werden können. In diesem Fall müsste die Erosions- und Filterstabilität zumindest in der Anfangsphase durch zusätzliche konstruktive



Bild 14: Großschergerät in der BAW

Figure 14: Shearing machine at the BAW

Maßnahmen gewährleistet werden. Im November 2011 wurden Spreitlagen zu Vergleichszwecken auf einem Kunststoffvlies (300 g/m²), auf einem biologisch abbaubaren Schafwollvlies (450 g/m²) und zum Vergleich ohne Vlies auf einem kiesigen Boden verlegt. Auch hier wird die Wurzelbildung im Boden zu verschiedenen Zeiten qualitativ und quantitativ begutachtet.

Zur Ermittlung der hydraulischen Belastbarkeit werden verschiedene Modellversuche im Maßstab 1:1 in der in der BAW vorhandenen Wellenanlage durchgeführt. In dem im Grundriss 14 m x 8 m großen und 4 m tiefen Wellenbecken wurde eine 1:3 geneigte Uferböschung aus unterschiedlichen Böden hergestellt (siehe Bild 17). Darauf werden verschiedene biologische Ufersicherungsarten getestet. Durch einen über die gesamte Breite reichenden Tauchkörper können in Abhängigkeit von der Steuerung verschiedene Wellenbelastungen (Variation der Absunkhöhen und -geschwindigkeiten) simuliert werden. Durch Installation entsprechender Messinstrumente werden bei jedem Versuch die Wasserspiegelveränderungen, Strömungsgeschwindigkeiten und -kräfte und auch die im Boden infolge des Absunks entstehenden Porenwasserüberdrücke in verschiedenen Tiefen unter der Oberfläche gemessen. Veränderungen



Bild 15: Versuchsboxen mit Spreitlagen
Figure 15: Test boxes with willow brush mattresses

der Böschungsgeometrie infolge Bodenverlagerungen oder Rutschungen werden über eingebaute Neigungsmessketten und Ketteninklinometer erfasst.

Bild 18 zeigt erste Vorversuche mit verschiedenen Böschungsschutzmatten (hier Kokosmatten), die mit Holzpflocken oder lebenden Weidensteckhölzern im Abstands raster von 30 cm bis 50 cm auf der Böschung befestigt wurden. Damit wurde zunächst der Anfangszustand einer pflanzlichen Ufersicherung simuliert, in dem die Uferstabilität nur mittels Befestigungen – hier Weidensteckhölzern – gewährleistet wird. Es zeigte sich, dass die eingebauten Böschungsschutzmatten durch Wellen und Absenk bereits bei relativ geringen Belastungswerten (Absenk maximal 43 cm) so stark beansprucht werden, dass die verwendeten 40 cm langen Steckhölzer die Lagestabilität der Matte nicht ausreichend gewährleisten konnten. Das bedeutet, dass für derartige Konstruktionen, wie z.B. auf der Böschung befestigte Pflanzmatten, ein enges Raster aus tiefreichenden Befestigungspflocken erforderlich ist.

Derzeit werden in der Wellenanlage Weidenspreitlagen, die im Mai 2010 jeweils zur Hälfte auf kiesigen und sandigen Böden eingebaut und mit 1 m langen Holzpflocken im Raster von 0,60 m bis 1,20 m und Drahtverspannung auf der Böschung fixiert wurden, getestet (siehe Bild 19). Die ersten Belastungen erfolgten vier Wochen nach dem Einbau und danach in vierwöchigem Rhythmus. Dabei wurden die Belastungsgrößen schrittweise erhöht (Absunktiefen: 7 cm bis 48 cm, Absenkzeiten:



Bild 16: Einbau und Übererdung der Weidenspreitlagen am 15. März 2012
Figure 16: Willow brush mattresses covered with soil on march 15th, 2012

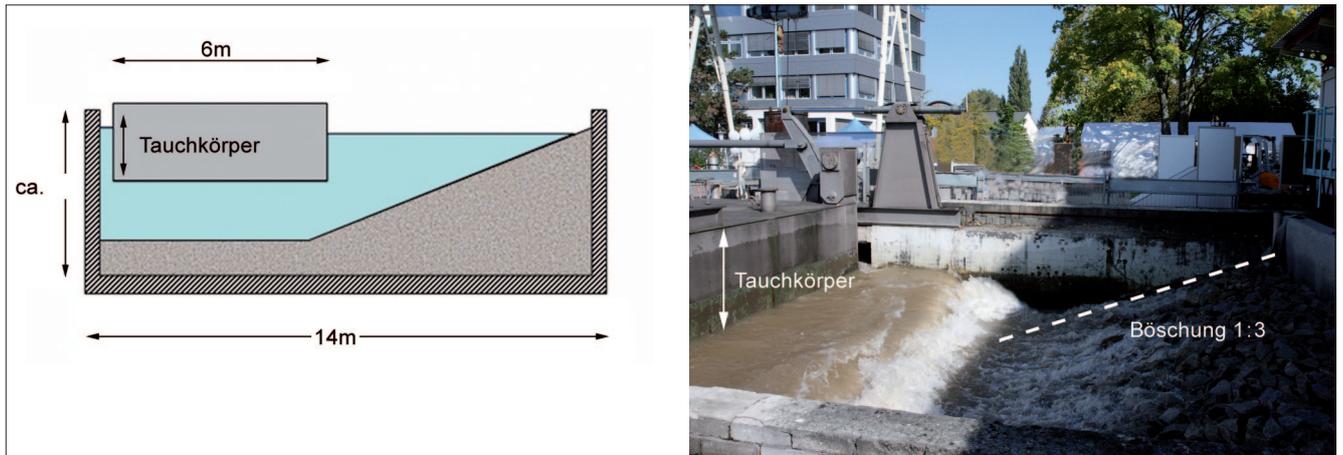


Bild 17: Wellenbecken der Bundesanstalt für Wasserbau (Prinzipis Skizze und Foto)
 Figure 17: Wave basin at the BAW (schematic diagram and photo)



Bild 18: Modellversuch am 10. Juni 2010: Böschungsschutzmatte mit Steckhölzern
 Figure 18: Model test on June 10th, 2010: Bank protection mat with willow cuttings

2 s bis 14 s). Die Spreitlagen selbst und die geschützte Böschung blieben bei diesen Belastungswerten stabil, signifikante Bodenverlagerungen wurden nicht festgestellt. Erste Einflüsse der sich entwickelnden Wurzeln auf die Größe des Porenwasserüberdrucks wurden festgestellt. Die Auswertungen sind noch nicht abgeschlossen. Die Untersuchungen werden fortgesetzt, indem die hydraulischen Belastungen bei den Einzelversuchen weiter erhöht werden. Nach der zweiten Vegetationsperiode Ende 2012 ist eine Dauerbelastung mit den maximal erzeugbaren Absenkgrößen geplant. Auf der Grundlage der dann insgesamt vorliegenden Ergebnisse der Labor- und Modellversuche wird über weitere Untersuchungen entschieden.



Bild 19: Modellversuch am 28. Oktober 2011: Weiden-spreitlagen, 5 Monate nach Einbau
 Figure 19: Model test on October 28th, 2011: Willow brush mattresses 5 months after installation

2.5.3 Naturversuch am Rhein *Field test on the Rhine*

Eine weitere Möglichkeit, vertiefende Erkenntnisse über die Entwicklung und Belastbarkeit neuer pflanzlicher Ufersicherungsarten unter Wasserstraßenbedingungen zu gewinnen, ist die Durchführung von Naturversuchen, bei denen die Randbedingungen detailliert erfasst werden und ein intensives Monitoring nicht nur in der Bauphase, sondern auch viele Jahre danach durchgeführt wird. Auf der Grundlage der bisher gewonnenen praktischen Erfahrungen und der Ergebnisse aus den vertiefenden Untersuchungen im Labor und Modell wird zurzeit ein Naturversuch am Rhein in der Nähe von Worms (Pilotstrecke Lampertheim: km 440,6 bis km 441,6) unter Begleitung der BAW und BfG durchgeführt. Träger der Maßnahme ist das WSA Mannheim. In einem Abschnitt von 1 km Länge wurden am rechten Rheinufer von September bis Dezember 2011 neun verschiedene technisch-biologische Ufersicherungen eingebaut. Im Vorfeld wurden 2010 von der BAW und BfG die Randbedingungen – Gewässer- und Ufergeometrie, Baugrund im Uferbereich, vorhandene Vegetation und Fauna, hydraulische Uferbelastungen infolge natürlicher Flussströmung und Schifffahrt – ermittelt und dokumentiert und Empfehlungen für die zu testenden Ufersicherungsarten gegeben (BAW/BfG, 2010).

Für den Naturversuch wurde ein hoch frequentierter Wasserstraßenabschnitt ausgewählt, in dem täglich ca. 120 Schiffe verkehren. Der Rheinwasserstand schwankt hier zwischen GIW und HSW um etwa 6 m. Die etwa oberhalb Mittelwasser neu eingebauten

Ufersicherungen werden dementsprechend nicht nur durch Strömungen und Wellen, sondern periodisch auch durch Überstau und Wasserspiegelabsenk bei Schiffsvorbeifahrt belastet. Da sich der Abschnitt in einem Übergangsbereich vom Prall- zum Gleithang befindet und die Fahrrinne in unterschiedlicher Entfernung vom Ufer liegt, sind die hydraulischen Einwirkungen entlang der Versuchsstrecke unterschiedlich groß. Voruntersuchungen haben gezeigt, dass Strömungsgeschwindigkeiten in Ufernähe etwa zwischen 1,4 m/s (bei km 441,6) und 2 m/s (bei km 440,6) zu erwarten sind. Maßgebend ist dabei überwiegend die Wiederauffüllungsströmung infolge Schifffahrt. Der maximale Absenk und die maximalen Heckwellenhöhen werden voraussichtlich zwischen 0,25 m (km 441,6) und 1,00 m (km 440,6) bzw. 0,30 m (km 441,6) und 1,10 m (km 440,6) liegen.

Im Böschungsbereich stehen unter einer oberflächennahen 1,50 m bis 2,50 m dicken Auelehmschicht überwiegend kiesige Sande an. Unter der ursprünglich vorhandenen losen Steinschüttung aus Wasserbausteinen der Klasse LMB_{5/40} (Schichtdicke ca. 60 cm bis 90 cm) ist noch bis in größere Tiefen ein Konglomerat aus alten Wasserbausteinen und Boden vorhanden. Lokal bildet noch altes Pflaster die Ufersicherung. Der spärliche Bewuchs im Uferbereich war vor der Umgestaltung durch eine geringe Artenvielfalt (keine geschützten Arten, überwiegend Kratzbeergestrüpp, „Allerweltsarten“, neophytische Gehölze wie Eschen-Ahorn und Hybrid-Pappeln), geringe Vegetationszonierung und kaum Strukturvielfalt gekennzeichnet. Auch aus faunistischer Sicht zeigte sich eine geringe Artenvielfalt.



Bild 20: Versuchsfeld 3 – Weidenspreitlagen (12/2011)
Figure 20: Test area no. 3 - Willow brush mattresses (12/2011)



Bild 21: Versuchsfeld 3 – Weidenspreitlagen (06/2012)
Figure 21: Test area no. 3 - Willow brush mattresses (06/2012)

VF	km	Neue technisch-biologische Ufersicherungsmaßnahmen
1	440,630 - 440,800	Steinschüttung mit Weidensetzstangen, Lebendfaschinen, Busch- und Heckenlagen, Steinwall mit Flachwasserzone, Totholzstämmen mit Wurzelteiler
2	440,820 - 440,860	Weidenspreitlagen, diagonal zur Fließrichtung verlegt (nach Entfernung der Steinschüttung)
3	440,880 - 440,950	Weidenspreitlagen, quer zur Fließrichtung verlegt (nach Entfernung der Steinschüttung)
4	440,950 - 441,000	Steinschüttung mit Kiesfüllung, Einzelsteingruppen, Totholzfaschinenbündel
5	441,000 - 441,110	Einbau von Röhrichtgabionen und Steinmatratzen auf Kornfilter, Pflanzmatten und Heckenlagen (nach Entfernung der Steinschüttung)
6	441,125 - 441,200	Steinschüttung mit Oberboden-Alginatgemisch-Füllung, Nassansaat, Einzelpflanzen
7	441,200 - 441,375	Einbau von vorgezogenen Pflanzmatten auf verschiedenen Filtermatten (Schafwollvlies, Geotextil, Kokosmatte), Totholzfaschinen, Vegetationswalzen, Nassansaat (nach Entfernung der Steinschüttung)
8	441,375 - 441,475	Steinschüttung und Pflaster mit Röhrichtbewuchs, Erhöhung des vorhandenen Steinwalls
9	441,475 - 441,600	Zulassen freier Erosion und Sukzession, Ausfachungsbühne, Setzstangen (nach Entfernung der Steinschüttung)

Tabelle 1: Ufersicherungsmaßnahmen in den einzelnen Versuchsfeldern (VF) (BAW, 2012; BAW, BfG, WSA Mannheim, 2012)
 Table 1: Types of bank protection used in each test area (BAW, 2012; BAW, BfG, WSA Mannheim, 2012)

Die Versuchsstrecke wurde in neun Versuchsfelder (VF) gegliedert. In fünf Abschnitten (VF 2, 3, 5, 7, 9) wurde die vorhandene Steinschüttung etwa oberhalb des Mittelwasserstands entfernt und durch neue technisch-biologische Maßnahmen ersetzt, in einem Abschnitt (VF 9) blieb das Ufer weitestgehend ungesichert. In vier Abschnitten (VF 1, 4, 6, 8) erfolgten ökologische Aufwertungen der weiterhin mit Wasserbausteinen gesicherten Böschung. Im Unterwasserbereich (unterhalb etwa Mittelwasser) blieb die vorhandene Steinschüttung durchgängig erhalten. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die verschiedenen Ufersicherungsmaßnahmen, die Bilder 20 und 21 zeigen beispielhaft das Versuchsfeld 3 nach Fertigstellung im Dezember 2011 und im Juni 2012.

Für die Auswertung und spätere Übertragung der Ergebnisse auf andere Wasserstraßenabschnitte ist ein umfangreiches Monitoring vorgesehen. Ziel ist eine Bewertung der untersuchten technisch-biologischen Ufersicherungsmaßnahmen hinsichtlich

- der technischen Wirksamkeit zur Gewährleistung der Uferstabilität,
- der ökologischen Wirksamkeit und
- des erforderlichen Unterhaltungsaufwandes.

Im Einzelnen wird Folgendes untersucht bzw. gemessen und dokumentiert: Uferstabilität, Ufergeometrie, hydraulische Uferbelastungen, Klimaeinflüsse, Vegetation, Fauna, Unterhaltungsmaßnahmen, Schäden und ggf. erforderliche Instandsetzungsmaßnahmen. Das Monitoring ist zunächst sehr intensiv in einem engen

Raster bis 2016 geplant. Für eine fundierte Beurteilung pflanzlicher Bauweisen ist eine Beobachtung über mindestens 4 bis 5 Vegetationsperioden erforderlich. Auf der Basis der 2016 vorliegenden Erkenntnisse wird über Inhalt und Intervalle der weiterführenden Überwachung der Pilotstrecke entschieden. Im Ergebnis werden wichtige Erkenntnisse zur Anwendung alternativer technisch-biologischer Ufersicherungen am Rhein, aber auch an anderen Wasserstraßenabschnitten erwartet.

3 Ausblick Outlook

Die vorgestellten Untersuchungen im Labor und Modell sowie in der Natur zur Beurteilung der technischen Wirksamkeit, insbesondere der Belastbarkeit pflanzlicher Ufersicherungen an Wasserstraßen, werden von der BAW fortgesetzt. In enger Abstimmung dazu führt die BfG Untersuchungen zur Bewertung der ökologischen Wirksamkeit der Ufersicherungsmaßnahmen u. a. vor dem Hintergrund der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL) durch. Im Ergebnis können für Wasserstraßen geeignete technisch-biologische Ufermaßnahmen empfohlen und Hinweise hinsichtlich Einbaubedingungen, Einbauzeiten, Belastbarkeit im Anfangszustand und längerfristig, Überstautoleranzen, Unterhaltungsmaßnahmen, aber auch hinsichtlich Herstellungs- und Unterhaltungskosten sowie ökologischer Wirksamkeit gegeben werden. Auf

dieser Grundlage werden Bemessungsgrundlagen für technisch-biologische Ufersicherungen an Bundeswasserstraßen erarbeitet. Seit Beginn der Untersuchungen werden alle bereits vorliegenden Ergebnisse sukzessiv auf dem zu dieser Thematik von BAW und BfG eingerichteten Internetportal (<http://ufersicherung.baw.de/de/index.html>) veröffentlicht, sodass bereits jetzt erste Grundlagen zu technisch-biologischen Ufersicherungen an Wasserstraßen zur Verfügung stehen. In diesem Jahr werden zudem als erste konkrete Arbeitshilfe die im Abschnitt 2.5.1 genannten „Kennblätter“ zu einzelnen Ufersicherungsmaßnahmen erstellt und veröffentlicht, mit denen die Mitarbeiter der WSV auf der Grundlage der bisherigen Erkenntnisse Hinweise für praktische Anwendungen erhalten.

Generell lässt sich feststellen, dass technisch-biologische Ufersicherungsmaßnahmen an schiffahrtsbelasteten Wasserstraßen anwendbar sind. Der Einsatz rein pflanzlicher Ufersicherungen oder Kombinationen aus pflanzlichen und technischen Bestandteilen ist jedoch von den gegebenen Randbedingungen, insbesondere von der Art und Größe der hydraulischen Belastungen, abhängig. Durch die Verwendung von lebenden, sich ständig verändernden Materialien müssen zeitabhängig verschiedene Zustände hinsichtlich der Uferschutzfunktion betrachtet werden, besonders der kritische Anfangszustand. In Wasserstraßenabschnitten mit sehr großen hydraulischen Belastungen wird auch zukünftig nicht auf eine technische Sicherung verzichtet werden können. Insgesamt sind jedoch langfristig durch eine vermehrte Anwendung pflanzlicher Ufersicherungsmaßnahmen ökologische Aufwertungen im Uferbereich der Bundeswasserstraßen zu erwarten.

4 Literatur *References*

BAW, BfG (2008): Untersuchungen zu alternativen technisch-biologischen Ufersicherungen an Binnenwasserstraßen, Teil 2: Versuchsstrecke Stolzenau/Weser, km 241,550 – 242,300, Oktober 2008. Abrufbar unter <http://ufersicherung.baw.de/de/index.html>.

BAW, BfG (2010): Einrichtung einer Versuchsstrecke mit technisch-biologischen Ufersicherungen, Rhein-km 440,600 bis km 441,600, rechtes Ufer, Empfehlungen für die Ausführung der Ufersicherungen, 07.05.2010. Abrufbar unter <http://ufersicherung.baw.de/de/index.html>.

BAW (2012): Technisch-biologische Ufersicherungen an Binnenwasserstraßen – Naturversuch am Rhein, km 440,600 bis km 441,600 (rechtes Ufer). BAW-Brief 5/2012.

BAW, BfG, WSA Mannheim (2012): Einrichtung einer Versuchsstrecke mit technisch-biologischen Ufersicherungen, Rhein-km 440,600 bis km 441,000, rechtes Ufer, Erster Zwischenbericht, Randbedingungen, Einbaudokumentation, Monitoring, 25.01.2012. Abrufbar unter <http://ufersicherung.baw.de/de/index.html>.

Florineth, F. (2004): Pflanzen statt Beton. Handbuch zur Ingenieurbiologie und Vegetationstechnik, Patzer Verlag Berlin – Hannover.

GBB (2010): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen an Binnenwasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe. Abrufbar unter http://www.baw.de/de/die_baw/publikationen/merkblaetter/index.php.html.

Hacker, E., Johannsen, R. (2012): Ingenieurbiologie. Verlag Eugen Ulmer Stuttgart.

Holfelder, T., Kayser, J. (2006): Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen. Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München. Schriftenreihe der TU München, Heft 38.

Köhler H.-J. (1989): Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 66, Karlsruhe, S. 155 – 174.

MAR (2008): Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

MSD (2011): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

Rauch, H. P. (2006): Hydraulischer Einfluss von Gehölzstrukturen am Beispiel einer biologischen Versuchsstrecke am Wienfluss. Universität für Bodenkultur Wien.

Schuppener, B. (2000): Lebend bewehrte Erde – Böschungssicherung mit Pflanzen. BAW-Kolloquium „Geotechnische Forschung für den Verkehrswasserbau“ am 22. November 2000 in Hannover.

Uni Stuttgart (2005): Alternative, naturnahe Ufersicherungen an schiffbaren Gewässern – Internationale Literatur, Vorschriften und Erfahrungen – Technischer Bericht Nr. 6/2005. Erstellt im Auftrag der BAW. Eigenverlag, Stuttgart.

Witt, K.J. (2011): Grundbautaschenbuch (7. Auflage), Teil 2: Geotechnische Verfahren. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Böschungsdeckwerke unter Wellenbelastung

Revetments Subjected to Wave Impacts

Dipl.-Ing. Livia Mittelbach, Dr.-Ing. Martin Pohl, Bundesanstalt für Wasserbau

Deckwerke dienen als Erosionsschutz von Uferböschungen an Wasserstraßen und als Küstenschutzwerke. Sie werden außerdem als Bühnenbauwerke und als Vorlandschutz für Deiche eingesetzt. Die derzeitigen Bemessungsgrundlagen für Deckwerke sind für die komplexen und vielfältigen Randbedingungen im Tidegebiet teilweise ungenügend. Daher ist es Ziel des vorgestellten Forschungsvorhabens, ein Modell zu entwickeln, mit dem die Widerstände von Deckwerken gegenüber hydraulischen Belastungen erfasst und die Wechselwirkungen mit dem unterlagernden Boden simuliert werden können. Die ganzheitliche Abbildung der Interaktion Wasser – Deckwerk – Boden erfolgt dabei durch die teils gekoppelte Berechnung mit drei verschiedenen numerischen Programmen. Aktuelle Ergebnisse zur Simulation der Deckwerksschichten und der einwirkenden Wellen- und Strömungsbelastungen werden im Beitrag dargestellt. Ergänzende Naturmessungen und Modellversuche dienen der Validierung des numerischen Modells.

Revetments are used to protect the banks of waterways against erosion and for coastal management. They are also used as groynes and installed on foreshores to protect dykes. The current basis of revetment design is, in some respects, inadequate for dealing with the complexity and variety of boundary conditions occurring in tidal zones. The aim of the research project is therefore to develop a model which covers the resistance of revetments to hydraulic loads and is capable of simulating the interaction with the underlying ground. The water-revetment-ground interaction is modelled holistically by partially coupled calculations performed with three different numerical programmes. The latest results of the simulation of revetment layers and the effects of waves and currents are presented in the article. The numerical model is validated by additional field measurements and model tests.

1 Einleitung *Introduction*

In der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) werden an den Tideflüssen im Rahmen der Unterhaltung und des Neubaus große Mengen an Deckwerkssteinen als Uferschutz eingebaut (BAW 2010). Die aktuellen Richtlinien zur Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen basieren auf Erfahrungswerten und physikalischen Modellansätzen, die hauptsächlich anhand von Untersuchungen an Binnenwasserstraßen und Kanälen gewonnen wurden (z.B. Hansen (1985), GBB (2010), EAK (1993 und 2002)). Speziell in Fällen von breiten Flüssen mit flachen Böschungsneigungen zeigen sich jedoch signifikante Abweichungen hinsichtlich der zu erwartenden Wellenhöhen und Strömungsgeschwindigkeiten beim Vergleich von Messdaten aus der Natur und Berechnungsergebnissen aus vorhandenen Formeln (Söhngen et al. 2010). Im norddeutschen Küstengebiet werden Deckwerke neben den üblichen Beanspruchungen aus schiffserzeugten Wellen und Strömungen – mit anderen Schiffsabmessungen und Gewässerquerschnitten als im Binnenbereich – zudem durch Tideströmung, tidebedingte Grundwasserpotenziale, Windwellen und Sturmfluten belastet. Eine Bemessung von Deckwerken im Tidebereich nach den derzeitigen Bemessungsgrundlagen ist daher häufig mit Unsicherheiten verbunden. Kenntnisse über die Schädigungsmechanismen und Widerstände von Deckwerken sind aber für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung unverzichtbar.

Nachfolgend wird das FuE-Projekt der BAW zur Entwicklung eines numerischen Modells vorgestellt, mit dem die einwirkenden hydraulischen Belastungen im Tidegebiet simuliert und die Widerstände von Deckwerken erfasst werden sollen. Ziel ist es, durch eine numerische

Analyse die Stabilität zu ermitteln und daraus eine individuelle Deckwerksbemessung gemäß den jeweiligen lokalen Randbedingungen abzuleiten.

2 Numerische Modellierung

Numerical modelling

Die Erstellung der numerischen Modellierung erfolgt in Kooperation mit der TU Bergakademie Freiberg.

Die ganzheitliche und möglichst realitätsnahe Erfassung der Interaktion von Wasser, Deckwerkssteinen und unterlagerndem Boden ist durch die Verwendung von drei verschiedenen Programmen möglich.

Die Simulation der Deckwerkssteine erfolgt mit dem Programm „Particle Flow Code in 3 Dimensions“ (PFC3D), welches die Bewegung und Interaktion von Partikeln auf der Basis der Diskreten Elemente Methode modelliert (Itasca 2008a). Die Verwendung dieser Methode hat den Vorteil, dass sich die einzelnen Partikel unabhängig voneinander bewegen können. Die Bewegung der Deckwerkssteine mit allen sechs Freiheitsgraden wird somit wirklichkeitsnah simuliert.

Die Ausgangspartikel in PFC3D sind kugelförmig, jedoch lassen sich beliebige komplexe Formen durch Bildung von Zusammenballungen aus überlappenden Kugeln generieren. Jeder dieser so erzeugten Clumps agiert als selbständige Einheit.

Von der TU Bergakademie Freiberg wurde ein Algorithmus entwickelt, mit dem in Abhängigkeit von sechs Parametern die numerischen Deckwerkssteine in ihrer Form, Größe und Massenverteilung realitätsnah und entsprechend der jeweiligen Wasserbausteinklasse abgebildet werden können (siehe Bild 1).

Die Parametersätze zur Steingenerierung und die Häufigkeiten für die Unterteilung in variable Größen und Formen wurden anhand von Fotoauswertungen realer Deckschichten abgeleitet. Eine detaillierte Erläuterung des Algorithmus zur Deckwerksgenerierung findet sich in Herbst et al. (2010).

Mit dem Generierungsalgorithmus ist die Bildung komplexer oder vereinfachter Steingeometrien möglich, wobei die Dauer der Deckwerksgenerierung und die Rechenzeit des Modells mit zunehmender Anzahl der verwendeten Kugeln pro Clump ansteigen. Daher wurden bisher vereinfachte Geometrien für die Berechnung eingesetzt.

Die Simulation der hydraulischen Einwirkungen auf das Deckwerk in Form von Wellen und Strömungen erfolgt mit dem Programm „Coupled Computational Fluid Dynamics“ (CCFD), einem fluid-dynamischen Berechnungscode. CCFD liegt als Zusatzmodul zu PFC3D vor (Itasca 2008b). Eine Kopplung beider Programme zur Verbindung der mechanischen und strömungsmechanischen Berechnung und Modellierung der Interaktion Wasser – Stein ist möglich (siehe Bild 2). Die Reaktionen einzelner Deckwerkssteine in PFC3D infolge des Wellen- und Strömungsangriffs aus CCFD können mit Hilfe sogenannter „Histories“ im Programm PFC3D aufgezeichnet werden.

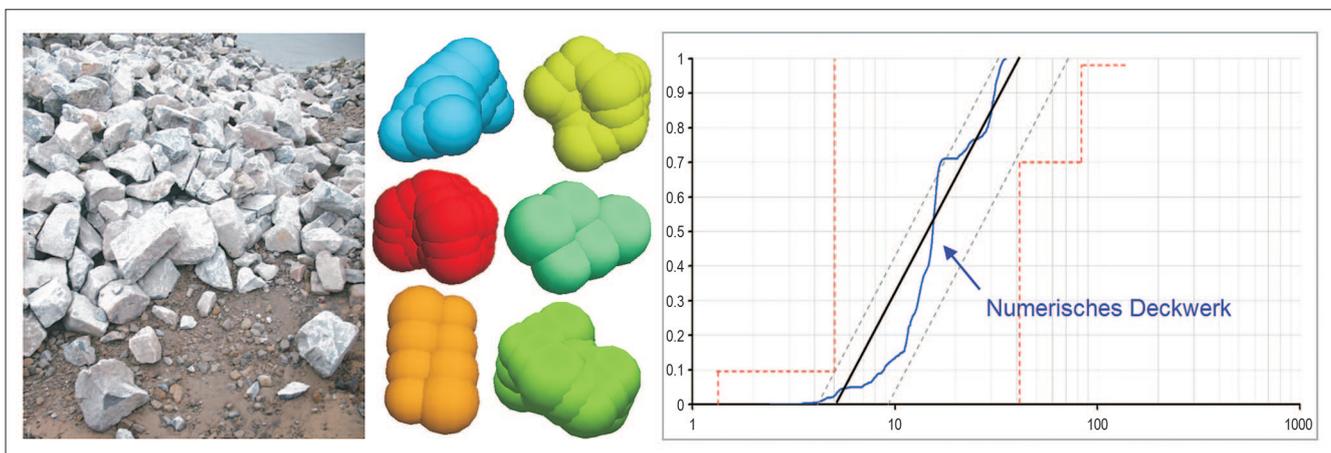


Bild 1: Reale und numerische Deckwerkssteine, Summenkurve LMB5/40
 Figure 1: Actual and simulated riprap stones, LMB5/40 summation curve

Der CCFD-Solver ist in das grafische Modellierungsprogramm GiD eingebettet (GiD 2008). In GiD werden die Modellgeometrie sowie die Eigenschaften des Fluids und die Start- und Randbedingungen für das Fluidproblem festgelegt. Es dient außerdem zur Vernetzung (Unterteilung der Modellgeometrie in Fluidzellen) und zur Visualisierung der Ergebnisse nach der Berechnung. Die gekoppelte Berechnung wird ebenfalls von GiD aus gestartet. Der Initialzustand der Modellpartikel (Deckwerkssteine) wird dabei in einer PFC3D-Datendatei spezifiziert.

Mit dem CCFD-Solver werden die inkompressiblen Navier-Stokes-Gleichungen in einem diskretisierten Modellraum gelöst. Die Strömungsgleichungen sind dabei mit Porositätstermen formuliert, um das Vorhandensein von Partikeln zu berücksichtigen. Bei der gekoppelten Berechnung mit PFC3D und CCFD werden beide Programme parallel mit einem Datenaustausch zu vorbestimmten Zeiten ausgeführt. Dabei werden die aktuelle Strömungsgeschwindigkeit und der Druck in jeder Fluidzelle von CCFD an PFC3D übergeben. PFC3D berechnet auf Grundlage der Bewegungs- und Kraft-Weg-Gesetze die Verschiebungen und Geschwindigkeiten der Modellpartikel und übergibt anschließend die aktuelle Porosität in jeder Fluidzelle wiederum an CCFD. Danach erfolgt die Berechnung des nächsten Zeitschrittes. Die Kopplung von PFC3D und CCFD ist in Bild 3 schematisch dargestellt.

Eine wichtige Nebenbedingung bei der Modellierung ist die Forderung nach einer Mindestporosität von 5% innerhalb jeder Zelle, damit eine Fluidströmung berechenbar ist. Dies hat zur Folge, dass die modellierten Deckwerkssteine kleiner als die Fluidzellen sein müs-

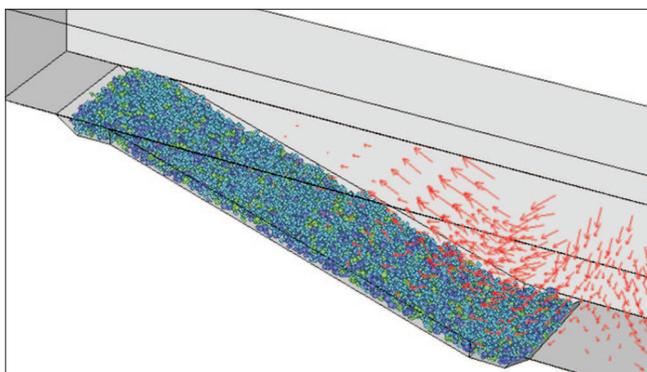


Bild 2: Böschungsdeckwerk (PFC3D) mit Wellenbelastung (Fluidvektoren, CCFD)

Figure 2: Slope revetment (PFC3D) with wave impact (fluid vectors, CCFD)

sen. Dadurch bedingt ist eine ausreichende Größe bei der Wahl der Netzauflösung, welche wiederum beeinflusst, wie detailgenau die Strömungsvorgänge abgebildet werden können.

Die Simulation von Wellenbelastungen erfolgt über das Setzen von Anfangsbedingungen in GiD. Bei der Erstellung der Modellgeometrie lassen sich verschiedene Teilkörper erzeugen, welche separat mit verschiedenen Anfangs- und Randbedingungen belegt werden können. Es wird ein unausgeglichener Zustand im Modell in Form einer Wassersäule initialisiert, welche im Verlauf der Berechnung infolge der Schwerkraft eine auf das Deckwerk auflaufende Welle erzeugt. Ein Beispiel für solch eine anfängliche Wassersäule und drei Momentaufnahmen der daraus resultierenden Welle ist in Bild 4 zu sehen.

Hinsichtlich der Abmessungen des anfänglichen „Wellenberges“ und des daraus resultierenden Wellenangriffs wurden verschiedene Szenarios untersucht. Die Bewegung des Wasserspiegels wird im Bereich der Böschung in Form eines Messpegels an bestimmten Punkten abgefragt. Somit kann das Spektrum der anbrandenden Welle visualisiert werden (siehe Bild 5). Da mit der beschriebenen Methode nur einfache einzelne Wellen und keine definierten Wellenspektren erzeugt werden können, ist es für die weitere Modellierung notwendig, die Wellenerzeugung in Form von zeitlich veränderlichen Randbedingungen am rechten Modellrand vorzunehmen. Die Möglichkeit, einen oder mehrere PFC3D-Partikel als eine Art Wellengenerator zu nutzen, welcher die entsprechenden Bewegungen in CCFD einträgt, entfällt aufgrund der beschriebenen Forderung nach einer Mindestporosität in jeder Fluidzelle des Modells.

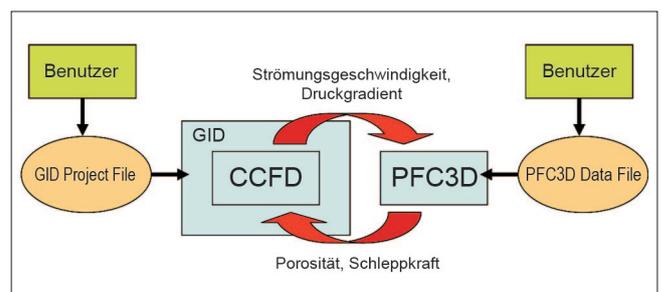


Bild 3: Interaktion der Programme GiD, CCFD und PFC3D (verändert nach Itasca 2008a)

Figure 3: Interaction of GiD, CCFD and PFC3D software (based on Itasca 2008a)

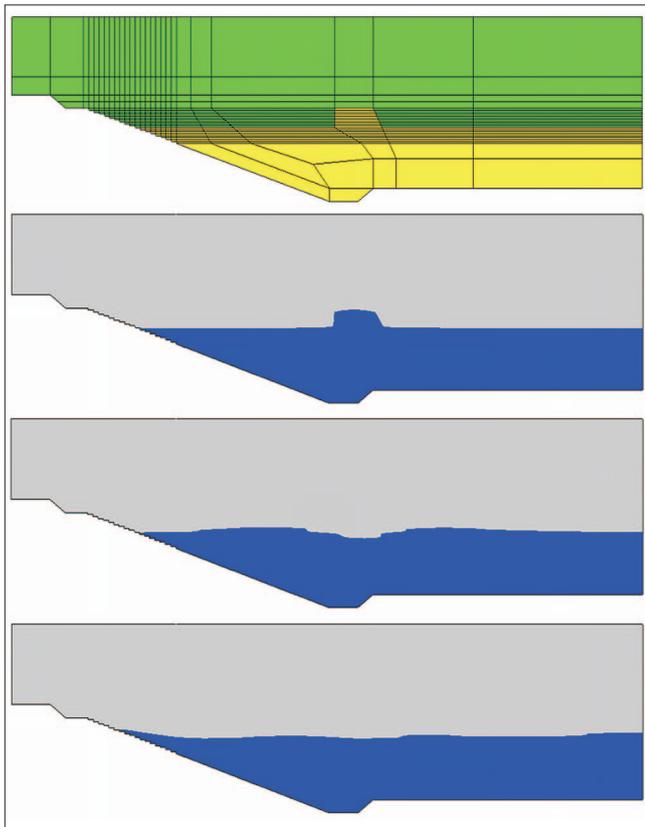


Bild 4: Modellgeometrie mit Initialzustand und resultierende Welle (Beispiel)

Figure 4: Model geometry with initial state and resulting wave (example)

Für die Simulation von uferparallelen Strömungen muss ein breiteres Modell als bei der Simulation der Wellenbelastungen verwendet werden, um die Strömung sanfter auf das Deckwerk zu lenken. Zur Simulation einer Strömung im numerischen Modell wird definierten Fluidzellen ein Strömungsfeld als Randbedingung zugewiesen.

Bei der Simulation von schiffserzeugten hydraulischen Belastungen sind die resultierenden Wellen und Strömungen zu simulieren, d.h. Absenk und Wellenberg (Primär- und Sekundärwelle) sowie Rück- und Wiederauffüllungsströmung. Folglich sind zeitlich veränderliche Randbedingungen den Fluidzellen zuzuweisen.

Der unter dem Deckwerk lagernde Boden und der Mineralkornfilter werden mit dem Finite-Differenzen-Programm „Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions“ (FLAC3D) simuliert (Itasca 2009). Wesentlicher Vorteil bei der Modellierung des Bodens als Kontinuum ist die Reduzierung der Rechenzeit des Modells. Erste Simulationen von resultierenden Grundwasserpotentialen im unterlagernden Boden infolge wechselnder Tidewasserstände wurden durchgeführt. Die in der Zwischenschicht Deckwerkssteine – Filterschicht wirkenden Kräfte werden berücksichtigt, indem sie später als Randbedingung in PFC3D angesetzt werden. Die theoretisch mögliche Kopplung der Programme FLAC3D und PFC3D über eine Socket-Verbindungsfunktion würde derzeit zu unzumutbar langen Rechenzeiten führen. Ergänzende Untersuchungen zum Einfluss einer zweiten Kopplung zur bereits vorhandenen Kopplung zwischen PFC3D und CCFD sind erforderlich.

3 Modellversuche, Naturmessungen *Model tests, field measurements*

In der großen hydraulischen Rinne in der BAW Dienststelle Hamburg werden Modellversuche zur Kalibrierung der mit dem Programm PFC3D generierten Deckwerkssteine durchgeführt. Zur Festlegung der Eigenschaften der numerischen Deckwerkssteine wer-

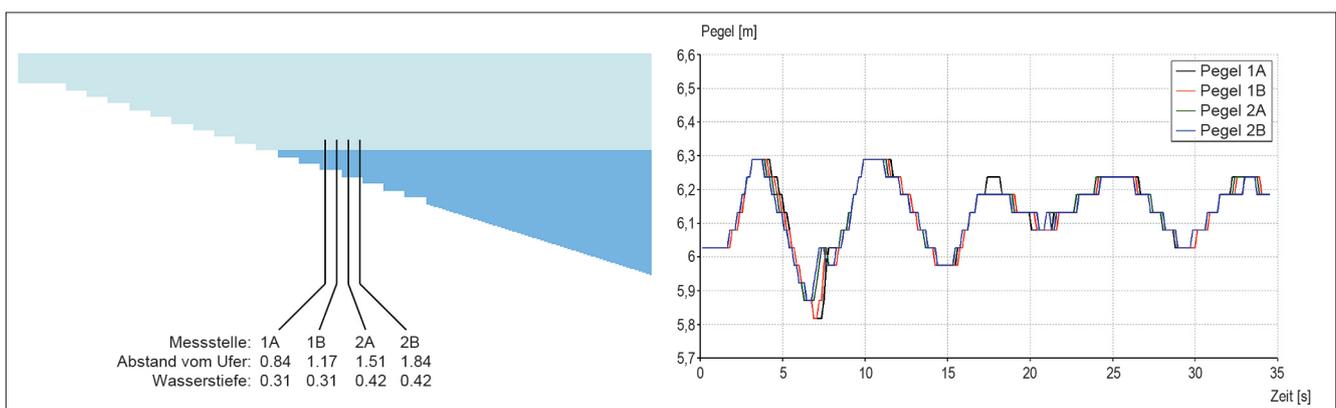


Bild 5: Messpegel und Beispiel eines gemessenen Wellenbildes

Figure 5: Measurement level and example of a measured wave pattern

den verschiedene Eingangsparameter benötigt. Dazu gehören neben der Dichte des Materials bspw. die Normal- und Schubsteifigkeit der Partikel sowie der Reibungskoeffizient auf der Oberfläche.

Wie im Bild 6 zu sehen ist, wird im Zuge der Modellversuche ein Deckwerksabschnitt aus Wasserbausteinen der Klasse CP90/250 in die Strömungsrinne eingebaut und böschungsparell überströmt. Es sollen verschie-

dene Varianten mit zunehmender Strömungsgeschwindigkeit und Böschungsneigungen von 1:1,5 bis 1:3 untersucht werden. Die maximal mögliche Strömungsgeschwindigkeit in der Rinne beträgt im unverbauten Querschnitt 1,5 m/s, infolge des Einbaus sind aber höhere Geschwindigkeiten zu erwarten. Die Oberflächengeometrie des eingebauten Deckwerksabschnittes kann mittels UWS-Echolot aufgenommen werden. Außerdem werden das tiefenabhängige Strömungsprofil an mehre-



Bild 6: Modellversuche: Strömungsrinne mit geplantem Deckwerksabschnitt, Deckwerkssteine CP90/250 und numerische Modellierung

Figure 6: Model tests: Hydraulic flume with planned riprap section, CP90/250 riprap stones and numerical modelling

ren Punkten über dem Deckwerksabschnitt und die Wasserspiegelauslenkung gemessen. Auftretende Steinverlagerungen werden videometrisch erfasst.

Durch die entsprechende Abbildung der Rinnenversuche mit bekannten Randbedingungen im numerischen Modell können die erforderlichen Eingangsparameter für die numerischen Deckwerkssteine abgeleitet werden.

Im Rahmen des Forschungsprojektes wird derzeit ein Messsystem entwickelt, mit dem die Lageänderung loser Deckwerkssteine in allen drei Raumrichtungen erfasst werden kann. Reale und künstliche Deckwerkssteine werden dazu mit Messeinheiten zur Aufnahme von translatorischen und rotatorischen Bewegungen (Beschleunigungs- und Drehratensensoren) instrumentiert und in bestehende Deckwerke eingebaut (siehe Bild 7). Anhand dieser Messeinheiten können die Beschleunigungen eines Einzelsteines bzw. einer Gruppe von Steinen durch Wellenangriff und Strömungsbelastung gemessen werden und anschließend mit Hilfe der gewonnenen Daten auf die wirkenden Kräfte zurückgerechnet werden.



Bild 7: Deckwerksstein und Beschleunigungsaufnehmer
Figure 7: Riprap stone and acceleration sensor

Ergänzend zu den Aufnahmen mit diesem Messsystem werden weitere Naturmessungen vorgenommen. Es wurden im Rahmen einer Projektbearbeitung für das WSA Hamburg an zwei Messstationen am Deckwerk der Elbinsel Lühesand Strömungsgeschwindigkeiten, Wasserdruck, Wellenereignisse sowie die Porenwasserdrücke in der Unterwasserböschung aufgezeichnet. Die gewonnenen Daten dienen der Validierung und ermöglichen die ganzheitliche Untersuchung der Ufersicherung der Elbinsel Lühesand im numerischen Modell. Die Naturmessungen werden durch videometrische Aufzeichnungen von Schiffswellenereignissen, zur realitätsnahen Abbildung im CCFD, ergänzt.

4 Ausblick Outlook

Die bereits laufenden Naturmessungen sollen weiter fortgesetzt und durch den Einsatz einer autarken Strömungs- und Wasserdrucksonde zur Gewinnung von Messdaten an Lokalitäten mit unterschiedlichen Randbedingungen ergänzt werden.

Hinsichtlich der numerischen Modellierung ist angestrebt, drei grundlegende Modelle in Abgleich mit den gewonnenen Messdaten von Elbe, Weser und Ems bereitzustellen (siehe Bild 8). Der Schwerpunkt des jeweiligen Modells liegt dabei auf der maßgebenden Belastungssituation für das Deckwerk. Diese umfasst einerseits bei den Modellen Tideelbe und Tideweser die schiffs- und windinduzierten Wellen als definierte Wellen- und Strömungsspektren und andererseits beim Modell Tideems die einlaufende Bore bei Kenterung von Niedrig- zu Hochwasser, d. h. die uferparallele Strömung. Weiterhin soll die Interaktion Deckwerk – Boden in die Modellierung einbezogen werden. Dazu sollen die wirkenden

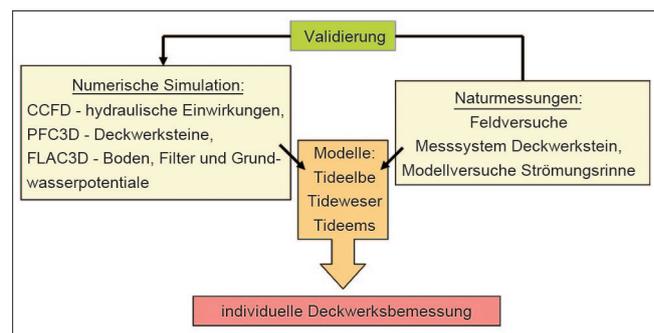


Bild 8: Projektübersicht
Figure 8: Overview of project

Kräfte aus Porenwasserdruck und Grundwasserströmung ausgelesen und in die Strömungsmodelle als Randbedingungen eingetragen werden.

5 Literatur *References*

BAW (2010): Deckwerksanalyse mit der Distinct Element Method (DEM). Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2010 der Bundesanstalt für Wasserbau, A39550170270, Seite 164-166.

EAK (1993): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke. Die Küste, Heft 55, 1993, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide i. Holstein, 1993.

EAK (2002): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke. Die Küste, Heft 65, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide i. Holstein, 2002 (Korrigierte Ausgabe 2007).

GBB (2010): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen an Binnenwasserstraßen. Hrsg.: Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2010.

GiD (2008): International Center for Numerical Methods in Engineering, Barcelona, Spain. GiD – Reference Manual, Version 8, 2008.

Hansen (1985): Wasserbausteine im Deckwerksbau. Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide (Holstein), 1985.

Herbst, Pohl, Konietzky (2010): Numerische Simulation der Interaktion Wasser – Deckwerk im Tidegebiet. Dresdner Wasserbaukolloquium 2010, Dresden.

Itasca (2008a): Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA. PFC3D – Particle Flow Code in 3 Dimensions, Version 4.0. User's Manual, Sept. 2008.

Itasca (2008b): Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA. PFC3D – CCFD Add-on Version 1.0, Feb. 2008.

Itasca (2009): Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA. FLAC3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 4.0. User's Manual, Dec. 2009.

Söhngen, B., Pohl, A., Gesing, C. (2010): Bemessung von losen Schüttsteinen gegen schiffsinduzierte Strömungen und Wellen. Dresdner Wasserbaukolloquium 2010, Dresden.

Erschütterungen und Setzungen bei Rammarbeiten

Vibrations and Settlements during Pile Driving Operations

Dr.-Ing. Uwe Zerrenthin, Bundesanstalt für Wasserbau

Spundwände werden auf Grund der Wirtschaftlichkeit überwiegend durch Vibrationsrammung eingebracht. Beobachtete Schadensfälle im Umfeld von Vibrationsrammarbeiten sind häufig auf Bodenumlagerungen im Gründungsbereich zurückzuführen. Zahlreiche Elementversuche mit zyklischer Belastung sowie Schwingungs- und Setzungsmessungen bei Modell- und Großversuchen auf Baustellen der WSV ermöglichten die Entwicklung eines empirischen Prognoseverfahrens zur quantitativen Abschätzung der Setzung sandiger Böden im Umfeld von Vibrationsrammarbeiten. Die Anwendbarkeit des Verfahrens wird an einem Beispiel aus der Baupraxis dargestellt.

For economic reasons, sheet pile walls are mainly installed by vibratory driving. Damage observed close to vibratory pile driving operations is frequently due to the displacement of soil at foundations. Numerous component tests with cyclic loads and measurements of vibrations and settlements conducted in model and full-scale tests on construction sites belonging to the Federal Waterways and Shipping Administration (WSV) led to the development of an empirical forecasting method which enables quantitative assessments of the settlement of sandy soils close to vibratory pile driving operations to be performed. The application of the method is illustrated by an example taken from construction practice.

1 Einleitung *Introduction*

Schadensfälle im Umfeld von Ramm- und Verdichtungsarbeiten, die trotz Einhaltung zulässiger Schwingungsanhaltswerte der DIN 4150-3 (1999) beobachtet wurden, waren häufig auf schwingungsinduzierte Baugrundsetzungen zurückzuführen. Bei der Planung er-

schütterungsintensiver Bauverfahren ist deshalb neben der Beurteilung der Auswirkungen von Bauwerks- und Bauteilschwingungen auch eine Abschätzung und Eingrenzung des potenziellen Gefahrenbereiches durch Baugrundumlagerungen zwingend notwendig. Der Anteil der Vibriertechnik hat in den letzten Jahren erheblich zugenommen. Die hochfrequenten Schwingungen moderner Hochfrequenzvibratoren werden von Gebäuden nur noch in geringem Maße übernommen und sind deshalb weniger spürbar. Dadurch kann die Gefahr von Bauwerksschäden durch Setzungen des Baugrundes stark unterschätzt werden. Besondere Relevanz hat dieses Problem bei Vibrationsrammarbeiten und bei der Baugrundverdichtung durch Tiefenrüttler im Nahbereich von Bauwerksgründungen und Kanalseitendämmen (siehe Bild 1). Insbesondere bei Vibrationsrammungen im luftseitigen Dammfuß wurden relativ große Dammverformungen in Richtung der Falllinie bis zum Abreißen und Gleiten von Teilbereichen beobachtet (Fleischer, Palloks, 1999). Praxiserprobte Verfahren zur Prognose der Erschütterungsausbreitung sowie von Boden- und Bauwerkssetzungen im Umfeld erschütterungsintensiver Baumaßnahmen sind nicht bekannt. Im Referat Baugruddynamik der BAW werden deshalb zwei Forschungsthemen zu dieser Thematik bearbeitet. Im Rahmen dieses Vortrages sollen die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen zum Problem der Setzungen von Sanden bei Schwingungsanregung durch Rammarbeiten vorgestellt werden.

2 Stand des Wissens und ingenieurwissenschaftliche Fragestellung *Background and objectives*

Für die Bewertung der durch Erschütterungen aus Baumaßnahmen verursachten Einwirkungen auf Bau-

werke werden als Messgrößen vorrangig die Schwinggeschwindigkeit (v) und die Frequenz (f) herangezogen, da zwischen der Schwinggeschwindigkeit an bestimmten Bauwerksmesspunkten und den Bauwerks- bzw. Bauteilbeanspruchungen in einem bestimmten Frequenzbereich näherungsweise ein linearer Zusammenhang nachgewiesen wurde. In der DIN 4150-3 (1999) werden Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit an Bauwerksmesspunkten angegeben, bei deren Einhaltung Schäden im Sinne der Verminderung des Gebrauchswertes von Bauwerken erfahrungsgemäß nicht zu erwarten sind. Hinsichtlich der Ausbreitung der Erschütterungen im Boden werden in der DIN 4150-1 (2001) grundsätzliche Aussagen getroffen. Eine quantitative Prognose der zu erwartenden Bauwerkserschütterungen kann mit diesen Angaben aber nicht vorgenommen werden. Veröffentlichungen zur Schwingungsemission von Bauverfahren sind kaum vorhanden, da diese Kenntnisse einen Teil des „Know-how“ der einschlägigen Institutionen ausmachen. Das Referat Baugrunddynamik der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) verfügt inzwischen über sehr große Datenmengen von Erschütterungsmessungen, die seit mehr als 30 Jahren bei Baumaßnahmen an Wasserstraßen gesammelt wurden. In einem Forschungs- und Entwicklungsvorhaben werden diese Daten in Abhängigkeit relevanter Parameter statistisch zusammengefasst und für die Prognose von Boden- Bauwerks- und Bauteilschwingungen aufbereitet (Zerrenthin und Zierach, 2011). Bei kompli-

zierten Boden- und Gründungsverhältnissen können die Parameter der Erschütterungsausbreitung im Boden und der Übertragung auf Bauwerke durch Messungen bei Proberammungen (z.B. Proberammungen) oder durch Ersatzanregungen (z.B. fallende Massen als Ersatz für Schlagrammung, Schwingungserreger als Ersatz für Vibrationsrammung und Vibrationsverdichtung) gewonnen werden.

Die Auswirkungen von Erschütterungen auf den Baugrund werden mit den Schwingungsanhaltswerten der DIN 4150-3 (1999) jedoch nicht berücksichtigt. Die Tatsache, dass eine Verdichtung des Bodens durch Schwingungen hervorgerufen werden kann, ist schon lange bekannt. Vibrationswalzen und Tiefenrüttler sind Beispiele für die technische Ausnutzung dieses Effekts. Messungen der BAW zeigen, dass auch bei sehr kleinen Fundamentalschwingungen mit Schwinggeschwindigkeiten $v \leq 3$ mm/s (entspricht dem Anhaltswert für besonders erschütterungsempfindliche Bauten) Setzungen von Gebäudegründungen bis zu 90 mm bei Rammarbeiten möglich sind (Palloks, 1999). Die Einhaltung der Anhaltswerte der DIN 4150-3 (1999) ist deshalb noch keine Garantie für die Schadensfreiheit am Bauwerk. Es sind immer auch die möglichen geotechnischen Veränderungen des Bodens durch die einwirkenden Schwingungen mit in Betracht zu ziehen. In der DIN 4150-3 (1999) wird an verschiedenen Stellen auf diese Gefahr hingewiesen. Für Vibrationsrammung



Bild 1: Auswirkungen von Vibrationsrammungen auf Baugrund und Bauwerke: a) Bauwerksriss durch ungleichmäßige Setzungen, b) Einbrüche im Uferbereich, c) Böschungsabriss im Kanalseitendamm

Figure 1: Effect of vibratory pile driving on soil and structures: a) cracking in a structure caused by irregular settlements, b) collapse of soil at a bank, c) failure of a canal embankment

im Nahbereich von Gründungen auf locker bis mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden (Sande, Kiese) werden im Anhang C (informativ) der DIN 4150-3 (1999) Sicherheitsabstände zwischen der Spundwand und der nächstliegenden Bauwerksgründung empfohlen. Es wird aber auch darauf hingewiesen: „Auch in größerer Entfernung von Erschütterungsquellen können schwingungsinduzierte Fundamentverschiebungen bereits bei Erschütterungen auftreten, bei denen keine Gebäudeschäden aus direkter Schwingungsbeanspruchung zu erwarten sind.“

Die in der Literatur zugänglichen Lösungsansätze zur quantitativen Abschätzung schwingungsinduzierter Baugrund- und Fundamentsetzungen weisen einen sehr großen Streubereich auf. Die Berechnungsansätze sind unterschiedlich, sie basieren überwiegend auf Ergebnissen von Elementversuchen mit vergleichsweise geringer Anzahl an Lastwechseln (Erdbebenwesen) oder auf Ergebnissen von Modellversuchen bei direkter Schwingungsanregung des Fundamentes. Bei direkt angeregten Fundamenten (z. B. Maschinenfundamente) nehmen die Schwingungen im Boden unter dem Fundament sehr schnell mit der Tiefe ab. Bei Rammarbeiten und Tiefenverdichtung erfolgt wie bei Erdbeben die Fundamentanregung durch Baugrundschwingungen. Hier schwingt z. B. im Nahbereich einer vibrierten Bohle der Boden über die gesamte Einbindetiefe der Bohle, wobei die Größe der Schwingungen mit der Tiefe auch zunehmen kann. Im angrenzenden Bereich tiefer Schwingungsquellen wird locker gelagerter nichtbindiger Boden stark verdichtet. Angrenzend an den verdichteten Bereich entstehen Auflockerungszonen, die durch nachfolgende Umlagerungen bis in den tragenden Bereich unterhalb von baulichen Anlagen (Aufschüttungen, Dämme, flach oder tief gegründete Bauwerke) wandern können. Dieser Effekt ist zeitabhängig, sodass beträchtliche Anteile der Fundamentverschiebungen auch noch nach Beendigung der dynamischen Belastung auftreten können (Haupt, 1995; Palloks und Zierach, 1995; Schuppener, 1995). Mit Hilfe von Elementversuchen kann dieser Effekt nicht dargestellt werden.

Vergleiche berechneter mit gemessenen Setzungen im Umfeld von erschütterungsintensiven Bauverfahren sind in der Literatur bisher kaum zu finden, sodass die Anwendung vorliegender Lösungsansätze nicht praktikabel ist. Im Referat Baugrunddynamik der BAW wird deshalb ein Forschungs- und Entwicklungsvor-

haben zum Problem der Setzungen von Sanden bei Schwingungsbelastung bearbeitet. Ziel dieser Untersuchungen ist eine experimentell gesicherte Eingrenzung des Gefährdungsbereiches durch eine größenordnungsmäßig richtige Abschätzung der zu erwartenden Setzungen von Gründungskörpern und Erdbauwerken bei Schwingungsanregung des Baugrundes durch Bauverfahren.

3 Untersuchungsmethoden *Investigation methods*

In der Literatur existiert eine Vielzahl von Untersuchungen zu Einzelproblemen an unterschiedlichsten Böden. Die Umlagerungsvorgänge des Bodens bei dynamischer Beanspruchung sind außerordentlich komplex und vielschichtig und die Zahl der möglichen Einflussparameter ist groß. Zur Bestimmung der maßgebenden Parameter für die Akkumulation volumetrischer Dehnungen von nichtbindigen Böden unter Wechsellastung wurden Element- und Modellversuche an zwei Sanden mit unterschiedlicher Kornverteilung durchgeführt.

Die Elementversuche erfolgten in Dreiaxialversuchsständen und in Ödometern mit Wechsellastfrequenzen $f = 8 \cdot 10^{-4}$ Hz und $f = 0,2$ Hz sowie in einem in der BAW entwickelten und gebauten dynamischen Ödometer mit Frequenzen $f = 2$ Hz bis $f = 150$ Hz (siehe Bild 2). Untersucht wurden der Einfluss der Größe der statischen Spannungen, der Größe, Frequenz, Signalform und Anregungsdauer der Wechsellastspannungen, der Zahl der Lastwechsel sowie der Lagerungsdichte und des Ungleichförmigkeitsgrades des Bodens auf die Akkumulation der volumetrischen Dehnung des Bodenelementes.

In einem Sandlager mit der Größe $4 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 6 \text{ m}$ wurde die Setzung der bei den Elementversuchen genutzten Sande mit unterschiedlichen Lagerungsdichten unter dem Einfluss von Bodenschwingungen experimentell untersucht (siehe Bild 3). Die Schwingungsanregung des Bodens erfolgte mit Hilfe einer Modellbohle und eines Proktorhammers (Schlaggrammung) bzw. eines aufgesetzten elektrodynamischen Schwingungserregers (Vibrationsgrammung). Der Einbau der Schwingungssensoren und der Setzungspegel erfolgte in vier unterschiedlichen Tiefen.



Bild 2: Dynamisches Ödometer
Figure 2: Dynamic compression testing device

Der Großversuch ist auf diesem Gebiet immer noch am aussagefähigsten. Grundsätzlich besteht für die Untersuchung des Setzungsproblems an bestehenden Bauwerken jedoch die Schwierigkeit, dass im Interesse der Sicherheit des Bauwerks bei Erwartung von dynamisch bedingten Setzungen von den Rammarbeiten im Nahbereich abgeraten werden musste. Im Rahmen der gutachterlichen Betreuung von Baumaßnahmen der Wasserstraßenverwaltung (WSV) konnten aber zahlreiche Schwingungs- und Setzungsmessungen auf der freien Geländeroberkante (GOK) im Nahbereich von Proberammungen durchgeführt werden. Zusätzlich zu den amtlichen geodätischen Messungen (meist nur Vorher/Nachher) wurden relative Verschiebungsmessungen nach dem Einbringen und/oder Ziehen jeder Bohle durchgeführt, um eine bessere Zuordnung zwischen Ursache (Schwingungen) und Wirkung (Setzungen) zu erhalten. Die zeitlich hoch aufgelösten Schwingungsmessungen erlaubten eine direkte Zuordnung der Setzungen zu den Größen Schwingweg, Schwinggeschwindigkeit und Schwingbeschleunigung auf der GOK.



Bild 3: Vibrationsrammung einer Modellbohle im Nahbereich des Messfeldes mit Schwingungs- und Setzungssensoren in einem Sandlager
Figure 3: Vibratory pile driving of a model sheet pile close to the measurement area with vibration and settlement sensors in a sand bed

4 Ergebnisse der Element- und Modellversuche

Results of component and model tests

Die Ergebnisse der Element- und einiger Modellversuche sind in den Publikationen von Palloks und Zierach (1995) sowie Zerrenthin und Jung (2000) ausführlich beschrieben. Die Größe der volumetrischen Dehnungen im Elementversuch und die Setzungen des Bodens im Modellversuch hängen hauptsächlich von folgenden Parametern ab:

Großer Einfluss:

- Größe der zyklischen oder dynamischen Scherdehnungen
- Anregungsdauer bzw. Zahl der Lastwechsel
- Lagerungsdichte des Bodens

Mittlerer bis geringer Einfluss:

- Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens

- Wassergehalt
- Statische Spannungsverhältnisse im Boden (außer in der Nähe des Bruchzustandes)

Vernachlässigbar:

- Zeitlicher Anregungsverlauf (stoßartig oder periodisch)
- Frequenz der Wechselbelastung bzw. Schwingungen

Auf Grund des vernachlässigbaren Einflusses der Belastungsfrequenz und des zeitlichen Anregungsverlaufes können die Ergebnisse aus zyklischen Versuchen auch für die Modellbildung der Bodenumlagerung bei höheren Frequenzen mit herangezogen werden. Die bei Baumaßnahmen beobachteten Unterschiede im Setzungsverhalten von Sanden im Nahbereich von Schlag- und Vibrationsrammungen (ca. Faktor 8 bei vergleichbaren Böden und Erschütterungen) können damit hauptsächlich auf die unterschiedliche Anzahl Lastwechsel zurückgeführt werden. Der mögliche Einfluss der Kornform und der zyklischen bzw. dynamischen Vorgeschichte des Bodens wurde nicht untersucht.

Bild 4 zeigt beispielhaft den Verlauf der relativen Dehnungen (ϵ) in Abhängigkeit von der Scherdehnung (γ) eines sehr locker gelagerten Sandes (bezogene Lagerungsdichte $I_d = 0,2$, Ungleichförmigkeitsgrad $U = 2$, Wassergehalt $w = 0$) bei Element- und Modellversuchen mit unterschiedlicher Anzahl an Lastwechseln (N). Die dargestellten Kurven sind Regressionen mit einem Potenzansatz $\epsilon \sim \gamma^n$, wobei der Exponent in Abhängigkeit von N zwischen $n = 1,5$ und $n = 2,3$ variiert. Damit wird deutlich, dass die Scherdehnung eine wesentliche Größe zur Beschreibung der akkumulierten Dehnungen ist.

Ein wichtiges Ergebnis in Hinblick auf die Bestimmung von Sicherheitsabständen zu erschütterungsintensiven Baumaßnahmen ist der experimentelle Nachweis, dass auch bei sehr geringer Lagerungsdichte des Bodens unterhalb einer bestimmten Scherdehnungsgrenze γ_L keine messbare Dehnung, auch bei einer hohen Anzahl an Lastwechseln, auftritt. Da die Scherdehnung mit $\gamma = v/c_s$ proportional der Partikelschwinggeschwindigkeit v der Scherwellen ist (c_s – Scherwellengeschwindigkeit), lässt sich daraus auch eine Grenzschwinggeschwindigkeit v_L für die Abschätzung des Gefährdungsbereiches

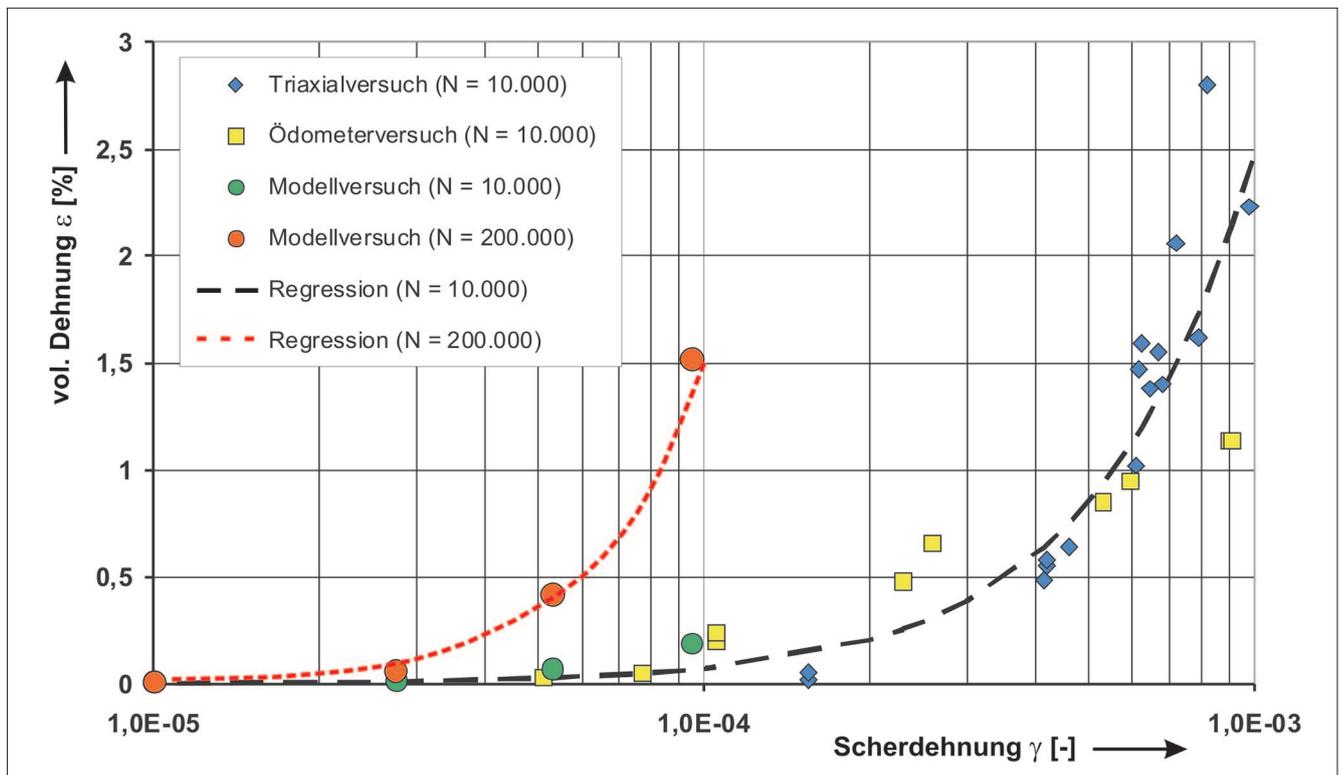


Bild 4: Verlauf der relativen Dehnungen (ϵ) in Abhängigkeit von der Scherdehnung (γ) bei Element- und Modellversuchen mit zyklischer und dynamischer Wechselbelastung eines locker gelagerten Sandes

Figure 4: Graph showing the relative strain (ϵ) as a function of the shear strain (γ) in component and model tests with cyclic and dynamic two-way loading of loose sand

von Baumaßnahmen ableiten. Für den untersuchten Boden beträgt $\gamma_L \approx 2 \cdot 10^{-5}$ und mit $c_s \approx 130$ m/s im oberflächennahen Bereich des locker gelagerten Bodens ergibt sich eine Grenzwinkelgeschwindigkeit des Baugrundes $v_L \approx 3$ mm/s. Mit zunehmender statischer Spannung (Auflast, Bodentiefe) erhöht sich die Scherwellengeschwindigkeit, sodass im konkreten Fall auch eine höhere Grenzwinkelgeschwindigkeit angenommen werden kann. Die Zusammenfassung der Ergebnisse von Elementversuchen vieler Autoren durch Vucetec (1994) zeigt, dass mit einem Anstieg der Plastizitätszahl des Bodens auch eine Erhöhung der Scherdehnungsgrenze γ_L verbunden ist. Für die Darstellung der Abhängigkeit der Dehnungen von der Zahl der Lastwechsel wurde mit Hilfe der Element- und Modellversuche kein allgemein gültiger Zusammenhang gefunden.

5 Ergebnisse der Feldversuche

Results of the field tests

Die bei den untersuchten Sanden beobachtete Scherdehnungsgrenze $\gamma_L \approx 2 \cdot 10^{-5}$ liegt in guter Übereinstimmung

mit den Ergebnissen der Feldmessungen bei Vibrationsrammungen. Dabei hat sich gezeigt, dass bei Unterschreitung der aus der Scherdehnungsgrenze und der Scherwellengeschwindigkeit ermittelten Bodenschwinggeschwindigkeit v_L auf der GOK die Setzungsbeträge (S) der freien GOK unter $S = 1$ mm blieben.

Eine weitere wesentliche Erkenntnis der Feldmessungen ist, dass sich die Setzungen S der GOK im Nahbereich von Schlagammungen und Vibrationsrammungen durch einen einfachen Zusammenhang mit dem zeitlichen Verlauf der Schwinggeschwindigkeit auf der GOK am Ort der Setzungsmessung darstellen lassen. Ein nahezu linearer Zusammenhang ergibt sich, wenn die Setzungen in Abhängigkeit von der Schwingungseinwirkung (w) dargestellt werden (Fleischer, Palloks, 1999):

$$w = \sum_{i=1}^{i=N} [v_r(t_i)]^2 \tag{1}$$

mit $v_r(t_i)$ – Größtwert des Vektors der Schwinggeschwindigkeit im Zeitfenster von t_{i-1} bis t_i und $t_i = i/f$.

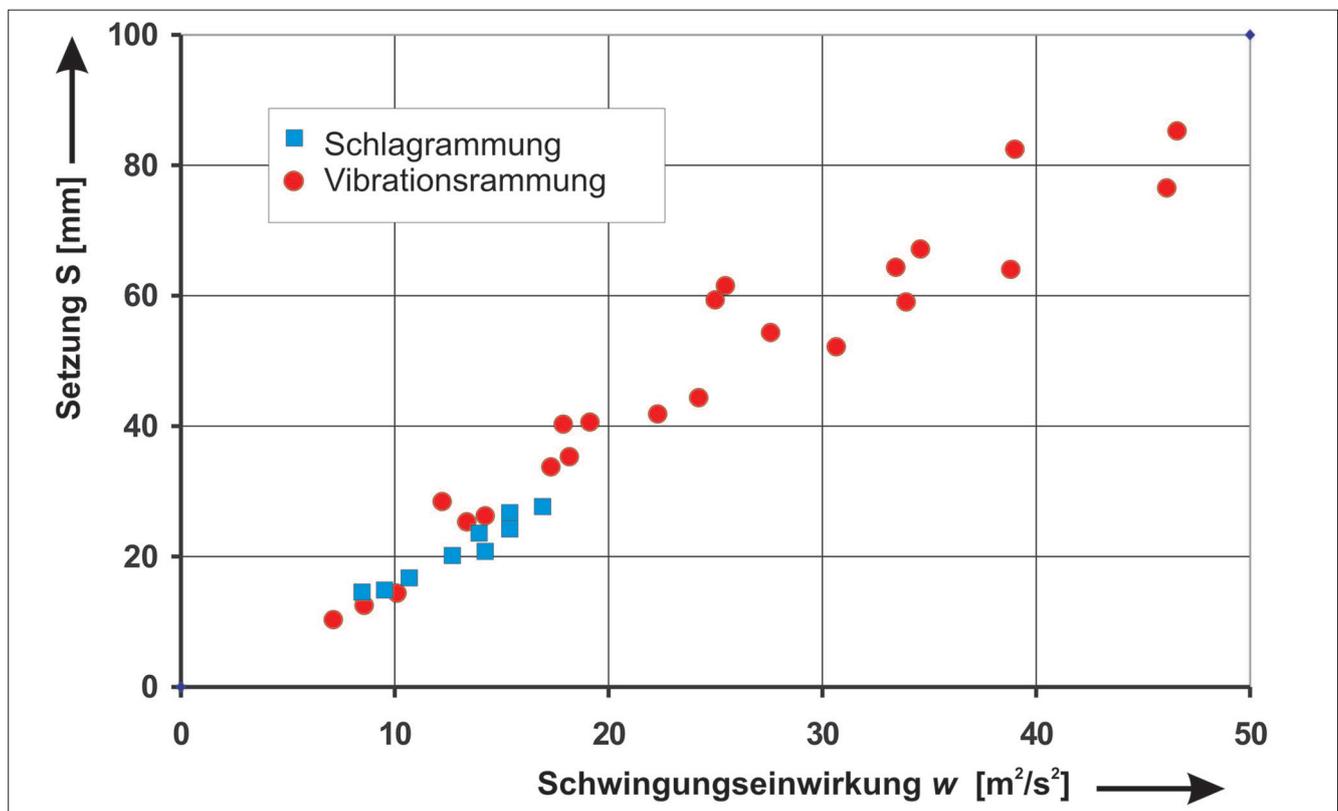


Bild 5: Setzungsverlauf in Abhängigkeit von der Schwingungseinwirkung auf der GOK bei Proberammungen am gleichen Standort

Figure 5: Graph showing settlement as a function of the action of vibrations at ground level during sheet pile driving tests at the same location

Bild 5 zeigt beispielhaft die Abhängigkeit der Setzung der GOK von der Schwingungseinwirkung bei Schlag- und Vibrationsrammung bei Proberammungen am gleichen Standort. Die Abhängigkeit der Setzung vom Quadrat der Schwinggeschwindigkeit und die Unabhängigkeit der Setzung von der Anregungsart sind in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Element- und Modellversuche. Der nahezu lineare Zusammenhang mit der Einwirkungsdauer bzw. Zahl der Lastwechsel steht im Widerspruch zu den Ergebnissen der Elementversuche, bei denen die Dehnungsrate mit zunehmender Zahl der Lastwechsel abnahm.

Prognosen zu erwartender Setzungen auf der Grundlage der Schwingungseinwirkung w erwiesen sich jedoch als zu ungenau, da die dazu erforderliche Prognose des zeitlichen Verlaufes der Größe der Bodenschwingungen kaum mit der erforderlichen Genauigkeit möglich ist. Hinzu kommt, dass der Korrelationskoeffizient zwischen Setzungen und Schwingungseinwirkung bei den Feldversuchen stark variierte, ohne dass verallgemeinerungsfähige Zusammenhänge zu den sonstigen Versuchsparametern gefunden wurden. Es wurde deshalb versucht, die bei den Feldmessungen gemessenen Setzungen mit der wesentlich genauer vorher bestimmbaren Größe v_{10} der Bodenschwingungen zu korrelieren. v_{10} ist die mittlere Bodenschwinggeschwindigkeit auf der GOK in der Entfernung $R = 10$ m zur gerammten Bohle.

Auf der Grundlage von Schwingungs- und Setzungsmessungen auf der unbelasteten GOK bei zehn Bauvorhaben der WSV wurde ein empirisches Berechnungsverfahren zur Prognose der Setzungen von locker bis mitteldicht gelagerten Sanden bei Vibrationsrammung von Spundbohlen entwickelt. Maßgebende Eingangsgrößen sind die mittlere Schwinggeschwindigkeit v_{10} , die mittlere Lagerungsdichte der setzungsfähigen Bodenschicht (Schlagzahl der schweren Rammsonde – N_{10}), die mittlere Zahl der Lastwechsel je Bohle (N), die Anzahl der Bohlen (N_B), der minimale Abstand zur Rammtrasse (R), die Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht in den Tiefen $z = T_1$ bzw. $z = T_2$ und der Verlauf der statischen Spannungen mit der Tiefe ($\sigma(z)$). Für die Darstellung der gemessenen Setzungsverläufe im Bereich der Spundwandmitte einer linear verlaufenden Spundwandtrasse wurden zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Entfernungen der einzelnen Rammelemente zum betrachteten Setzungsmesspunkt folgende Größen eingeführt (mit den Normierungsgrößen $v_0 = 1$ mm/s und $R_0 = 10$ m):

- wirksame Schwinggeschwindigkeit im Nahbereich der Rammtrasse:

$$v_w = 4 \cdot v_0 \left(\frac{v_{10}}{v_0} \right)^m \cdot \left(\frac{\sqrt{R^2 + R_k^2}}{R_0} \right)^{-n} \quad (2)$$

- wirksame Anzahl Lastwechsel:

$$N_w = N \cdot \left[\sqrt{\frac{10 \cdot R}{R_0}} \cdot \ln(N_B) + 1 \right] \quad (3)$$

Für ein Bodenelement im Abstand R und der Tiefe z beträgt die Dehnung ($\sigma_0 = 1$ kPa):

$$\varepsilon(R, z) = K \cdot N_{10}^{-0,5} \cdot \ln[N_w] \cdot \frac{v_w}{v_0} \cdot \left(\frac{\sigma(z)}{\sigma_0} \right)^j \quad (4)$$

Die Setzung auf der GOK ergibt sich zu:

$$S(R) = \int_{T_1}^{T_2} \varepsilon(R, z) dz \quad (5)$$

Mit den Regressionsparametern $m = 0,8$, $n = 2,67$, $j = 0,3$, $R_k = 1,44$ m und $K = 5,3 \cdot 10^{-5}$ (für Sande mit $N_{10} = 1$ bis $N_{10} = 5$) stellt das beschriebene Verfahren die bei den untersuchten Feldversuchen gemessenen Setzungen in der Mitte der Rammtrasse mit relativ geringen Abweichungen dar.

Bei der Abschätzung der Setzung von Fundamenten können neben Setzungsanteilen durch Verdichtung des Bodens auch Setzungen durch seitliches Verdrängen der Bodenpartikel in die Umgebung des Fundamentes möglich sein. Der Anteil dieses Mechanismus an der Gesamtsetzung eines Fundamentes hängt insbesondere von der Fundamentform, der anstehenden Lagerungsdichte des Bodens und der Größe und Dauer der Belastung ab (Laue, 1996). Beobachtete Schadensfälle an Streifenfundamenten auf sehr dicht gelagerten Sanden bestätigen diesen Effekt.

6 Anwendungsbeispiel für eine Setzungsprognose

Practical example of the application of the method to forecast settlements

Nach Fertigstellung eines Tunnelbauwerkes für die Unterführung einer Eisenbahnstrecke unter einer Kanalbrücke sollte eine 441 m lange bauzeitliche Stahlspundwand im unmittelbaren Nahbereich des Tunnelbauwerkes (minimaler Abstand $R \approx 2$ m) zurückgebaut werden. Die 8 m bis 13 m langen Bohlen der

Spundwand binden bis zu 6,9 m unter Bauwerkssohle in den Baugrund ein, der bis ca. 7 m unter der Sohle setzungsempfindliche Sande geringer bis mittlerer Festigkeit aufweist (siehe Bild 6). Zum Ziehen sollte ein etwa baugleicher Vibrationsbär wie beim Einbau der Spundwand genutzt werden.



Bild 6: Schnitt des Unterführungsbauwerkes mit Spundwand und Baugrundsichtung

Figure 6: Tunnel section with sheet pile wall and soil stratification

Grundlage für die Prognose der Bauwerks- und Bodenerschütterungen waren Schwingungsmessungen auf dem unbelasteten Baugrund beim Einbringen der Spundwand. Die daraus abgeschätzten größtmöglichen Bauwerksschwingungen lagen mit $v \approx 10$ mm/s bei maximal 25 % des Anhaltswertes der DIN 4150-3 (1999), so dass Schäden aus direkter Schwingungseinwirkung auf das Bauwerk nicht zu erwarten waren. Auf Grund der zu erwartenden starken Baugrunderschütterungen unter der Sohle des Bauwerkes mit Schwinggeschwindigkeiten bis maximal $v \approx 40$ mm/s, die weit oberhalb der oben genannten kritischen Bodenschwinggeschwindigkeit lagen und mit dem Abstand stark abnahmen, konnten Verkippungen des Tunnelbauwerkes nicht ausgeschlossen werden. Auch nach den Empfehlungen im Anhang C der DIN 4150-3 (1999) wäre das Ziehen der Spundwand mit einem möglichen Schadenspotenzial hinsichtlich der Befahrbarkeit der Gleise im Tunnelbauwerk verbunden, da die empfohlenen Sicherheitsabstände wesentlich unterschritten werden.

Eine Abschätzung der möglichen Setzungen des Baugrundes unter der Sohle mit den oben angegebenen Gleichungen (2) bis (5) und den Ergebnissen der Schwingungsmessungen beim Einbringen der Spundwand ergab eine maximale Setzung (S) des Bodens unter der Sohle von $S \approx 20$ mm beim Ziehen der Spundwand. Auf Grund der großen Steifigkeit des Bauwerkes und der mit zunehmender Entfernung stark abnehmenden Setzung des Bodens waren am Baukörper wesentlich geringere Setzungen im Bereich $S < 20$ mm zu erwarten, die nach Aussagen der Betreiber schadlos aufgenommen werden können. Der Auftraggeber hat sich daraufhin zum Ziehen der Spundwand entschieden. Unter Annahme einer gleichmäßigen Umverteilung des Bodens unter dem Baukörper während der Vibrationsrammung wurde eine Verkippung von ca. $\Delta S \approx 6$ mm prognostiziert. Nach Abschluss der Arbeiten lag die größte gemessene, durch das Ziehen der Spundwand hervorgerufene Setzung und Verkippung des Tunnels mit $S = 8$ mm bzw. $\Delta S = 8$ mm im schadlosen Bereich. Damit konnten 441 m Spundwand ohne schädliche Beeinträchtigung des Unterführungsbauwerkes wieder gewonnen werden (die Stahlpreise waren zu dieser Zeit auf höchstem Niveau).

7 Literatur References

DIN 4150-1 (2001): Erschütterungen im Bauwesen, Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen. Beuth Verlag GmbH, Berlin Juni 2001.

DIN 4150-3 (1999): Erschütterungen im Bauwesen, Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen. Beuth Verlag GmbH, Berlin Februar 1999.

Fleischer, P., Palloks, W. (1999): Verformungen einer Dammböschung beim Ziehen von Spundbohlen mit dem Vibrationsbär. BAW-Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“, 29. September 1999 in Berlin, S. 64-74.

Haupt, W. (1995): Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkung. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 72, Karlsruhe, September 1995.

Laue, J. (1996): Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 25, März 1996.

Palloks, W., Zierach, R. (1995): Zum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch Pfahlrammungen mit Vibrationsbären. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 72, Karlsruhe, September 1995, S. 48-55.

Palloks, W. (1999): Erschütterungen, Setzungen und Verkipnungen eines pfahlgegründeten Gebäudes durch Schrägpfahlrammungen bis in den Gründungsbereich. BAW-Kolloquium Setzungen durch Bodenschwingungen, 29. September 1999, Berlin, S. 85-93.

Schuppener, B. (1995): Eine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender Standsicherheit. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 72, Karlsruhe, September 1995.

Vucetec, M. (1994): Cyclic threshold shear strains in soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (12), S. 2208-2228.

Zerrenthin, U., Zierach, R. (2010): Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2010. Bundesanstalt für Wasserbau, Internet: http://www.baw.de/dokumente/pdf/baw/Forschungskompodium_2010.pdf.

Zerrenthin, U., Jung, D. (2000): Zum Problem der Setzung wechselbelasteter nichtbindiger Böden. In: Beiträge zum Workshop „Boden unter fast zyklischer Belastung“. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32, S. 183-200.

Ermittlung von Scherdehnungen durch Schwingungsmessungen und numerische Berechnungen

Determination of Shear Strain by Vibration Measurements and Numerical Calculations

Dipl.-Ing. Dirk Wegener, GEPRO Ingenieurgesellschaft GmbH Dresden/Technische Universität Dresden; Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle, Technische Universität Dresden

Die Scherdehnung γ ist eine wesentliche Größe für die Beurteilung der dynamischen Beanspruchung. Mit zunehmendem γ nimmt einerseits die Steifigkeit des Bodens ab und andererseits die Akkumulation bleibender Dehnungen bzw. die Porenwasserdrücke zu. Für die einwirkenden Scherdehnungen wird dabei häufig der Quotient aus Schwingungsmessungen ermittelten Schwinggeschwindigkeiten und in situ ermittelten Scherwellengeschwindigkeiten verwendet und dieser mit laborativ ermittelten Scherdehnungsgrenzen unter definierten Randbedingungen verglichen.

Im Artikel wird gezeigt, wie eine Scherdehnungsvariante definiert werden sollte, die der Scherdehnung unter den Randbedingungen der Laborversuche entspricht. Weiterhin werden numerische Berechnungen zur Wellenausbreitung im elastischen Halbraum geführt. Anhand der Berechnungsergebnisse wird überprüft und gezeigt, dass die Beziehung $\gamma = v/c_s$ nicht allgemein gültig ist und insbesondere im Nahbereich der Belastung nicht angewendet werden kann. Außerdem werden Ergebnisse von Schwingungsmessungen an einer Bahnstrecke vorgestellt und angegeben, wie man auch im Nahbereich der Belastung die Scherdehnungsamplitude ermitteln kann und wie groß der Unterschied zum Quotient aus Schwinggeschwindigkeit zur Scherwellengeschwindigkeit ist.

The shear strain γ is an essential parameter for assessing dynamic loads. As the shear strain increases, the stiffness of the soil decreases while at the same time there is an increase in the accumulation of permanent strain and in the pore water pressure. The shear strain is frequently taken as the quotient of the vibration velocities derived from vibration measurements and the velocities of the shear waves determined in situ and compared with the shear strain li-

mits determined under defined boundary conditions in the laboratory.

In this article it is shown how a shear strain invariant corresponding to the shear strain under the boundary conditions in the laboratory tests is defined. Numerical calculations of the wave propagation in the elastic half space are also performed. On the basis of the results of the calculations it is demonstrated that the relationship $\gamma = v/c_s$ is not generally valid and cannot be applied, in particular close to the load. In addition, results of vibration measurements performed on a railway track are presented and it is shown how the shear strain amplitude can be determined close to the load and to what extent it differs from the quotient of the vibration velocity and the shear wave velocity.

1 Bedeutung der Scherdehnung γ *Significance of shear strain γ*

Die Scherdehnung γ ist eine wesentliche Größe für die Beurteilung der dynamischen Beanspruchung. Mit zunehmendem γ nimmt einerseits die Steifigkeit des Bodens ab und andererseits die Akkumulation bleibender Dehnungen bzw. Porenwasserdrücke zu. Man unterscheidet drei Bereiche mit unterschiedlichem charakteristischem Bodenverhalten, wie in Bild 1 veranschaulicht ist.

Zur Einteilung, ob es sich um sehr kleine Dehnungen, kleine bis mittlere Dehnungen oder mittlere bis große Dehnungen gemäß Bild 1 handelt, dienen die lineare, zyklische Scherdehnungsgrenze γ_{tl} und die volumetrische, zyklische Scherdehnungsgrenze γ_{tv} . Die Einteilung entsprechend dieser Grenzen geht auf Ladd & Dutko (1985) zurück, wie detaillierter in Jamiolkowski et. al. (1991) auf Grundlage von RC-Versuchen von

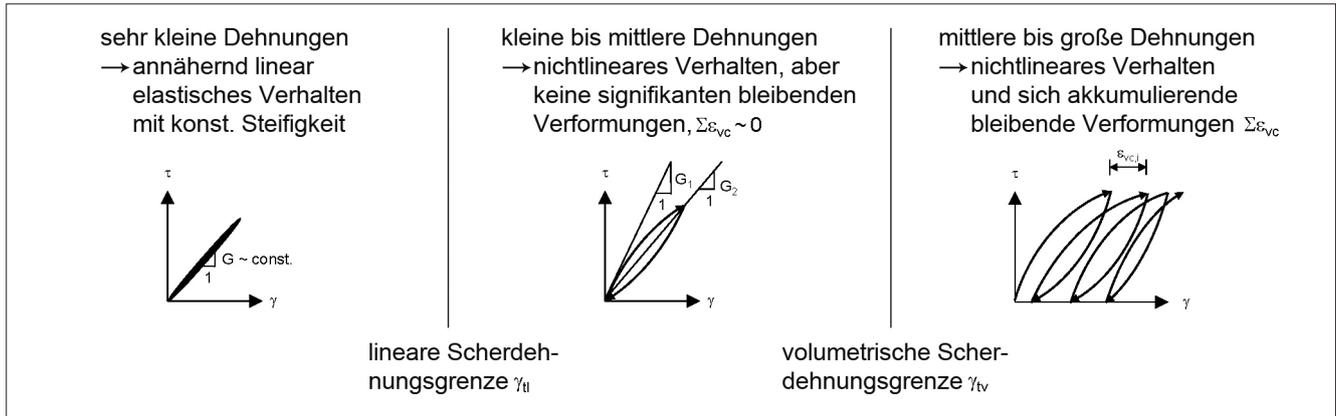


Bild 1: Typisches Bodenverhalten in den 3 Bereichen infolge zyklischer Schwellbelastung
 Figure 1: Typical soil behaviour in three areas due to cyclic pulsating loads

Lo Presti (1989) beschrieben ist. In Vucetic (1994) wurden diese Grenzen in Abhängigkeit von der Plastizität für verschiedene Sande und Tone angegeben.

Die lineare, zyklische Scherdehnungsgrenze γ_{tl} stellt das Ende des elastischen Bereiches dar und wird z. B. nach Vucetic (1994) und Wichtmann & Triantafyllidis (2009) so definiert, dass $G(\gamma)/G_0 = 0,99$ beträgt. Die volumetrische Scherdehnungsgrenze γ_{tv} beschreibt nach Vucetic (1994) die Grenze, ab deren Überschreitung in undrainierten Versuchen ein deutlicher Anstieg des Porenwasserdruckes und in drainierten Versuchen eine messbare Akkumulation von bleibenden Verformungen eintritt.

2 Definition der Scherdehnung

Definition of shear strain

In der Kontinuumsmechanik ist die aus einer Schubbeanspruchung resultierende volumenkonstante Winkelverformung als Scherdehnung bezeichnet. Allgemein kön-

nen die Gesamtdehnungen in einen isotropen Anteil zur Kennzeichnung einer volumetrischen Dehnung bzw. Stauchung und einen volumenkonstanten, deviatorischen Anteil für die Scherdehnung zerlegt werden. In Bild 2 ist diese Aufteilung für die Gesamtverformungen in einer Ebene veranschaulicht, siehe auch Wegener & Herle (2010a).

Da die einzelnen Komponenten des deviatorischen Dehnungstensors von der Drehung des Koordinatensystems abhängen, ist es notwendig, als charakteristische Größe eine Invariante dieses Dehnungstensors zu verwenden. Gewählt wird dafür die zweite Invariante des deviatorischen Dehnungstensors II_e . Dreht man das Koordinatensystem in die Richtung der Hauptdehnungen 1, 2 und 3 mit den Hauptdehnungskomponenten ϵ_1 , ϵ_2 und ϵ_3 erhält man:

$$II_e = 1/2 e_{ij} \cdot e_{ij} = 1/6 [(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2] \quad (1)$$

Bei reiner Scherbeanspruchung bleibt das Volumen konstant und die 2. Invariante des deviatorischen

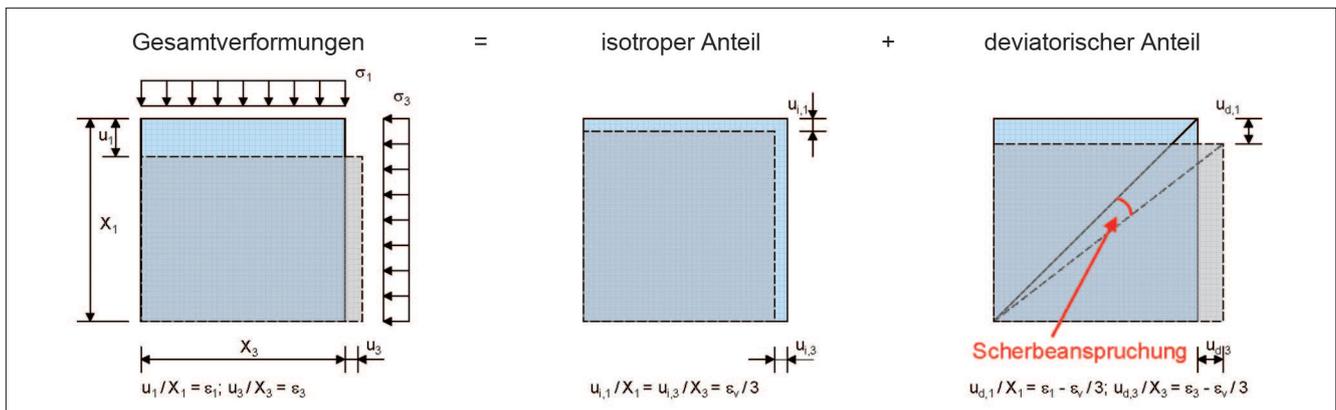


Bild 2: Aufteilung der Gesamtverformungen in isotropen und deviatorischen Anteil in einer Ebene mit $u_2 = 0$ bzw. $\epsilon_2 = 0$
 Figure 2: Division of the overall deformations into isotropic and deviatoric components in a plane with $u_2 = 0$ and $\epsilon_2 = 0$

Dehnungstensors nach Gleichung (2) ergibt sich mit $\gamma_{13} = 2 \cdot \epsilon_{13}$ zu:

$$II_e = 1/2 \epsilon_{13}^2 = 1/4 \gamma_{13}^2 \quad (2)$$

Der volumenkonstante, deviatorische Dehnungsanteil eines beliebigen ebenen Verformungszustandes kann durch Drehung des Koordinatensystems auch auf einen Dehnungszustand wie bei reiner Scherbeanspruchung zurückgeführt werden. Die Scherdehnungsinvariante γ , die der Scherdehnung γ_{12} bei reiner Scherbeanspruchung entspricht, ergibt sich damit nach Gleichung (2) zu:

$$\gamma = \gamma_{13} = 2 \cdot \sqrt{II_e} \quad (3)$$

3 Ermittlung der Scherdehnung γ durch numerische Berechnungen und Vergleich mit dem Quotienten v/c_s *Determination of the shear strain γ by numerical calculations and comparison with the quotient v/c_s*

Im Folgenden werden numerische Berechnungen im linear elastischen, isotropen Halbraum mit einer dynamischen Belastung auf einer Lastfläche geführt. Dazu

wird das in Bild 3 dargestellte axialsymmetrische Modell verwendet.

Die Größe des FE-Netzes wurde so groß gewählt, dass Reflektionen an den Rändern keinen Einfluss auf den Zeitverlauf in den betrachteten Punkten haben. Der rechte Rand ist so weit entfernt, dass die Laufzeit der Kompressionswellen bzw. P-Wellen nach der Reflexion am Rand und wieder zurück bis zum betrachteten Punkt größer als der betrachtete Zeitraum ist. Der untere Rand absorbiert vollständig die P-Wellen und ist so weit entfernt, dass die Laufzeit der Scherwellen und Rayleighwellen nach der Reflexion am Rand und wieder zurück bis zum betrachteten Punkt größer als der betrachtete Zeitraum ist. Die Berechnungen wurden mit den in Tabelle 1 enthaltenen Bodenkennwerten geführt.

Für die FE-Modellierung wurden lineare quadratische Elemente mit dem Knotenabstand $l_c = 0,20$ m und einem Zeitschritt von $\Delta t = 0,001$ s verwendet. Damit ergibt sich für die verwendete P-Wellengeschwindigkeit $c_p = 200$ m/s ein β_p -Wert nach Gleichung (4) von

$$\beta_p = \Delta t \cdot c_p / l_c = 1,0 \quad (4)$$

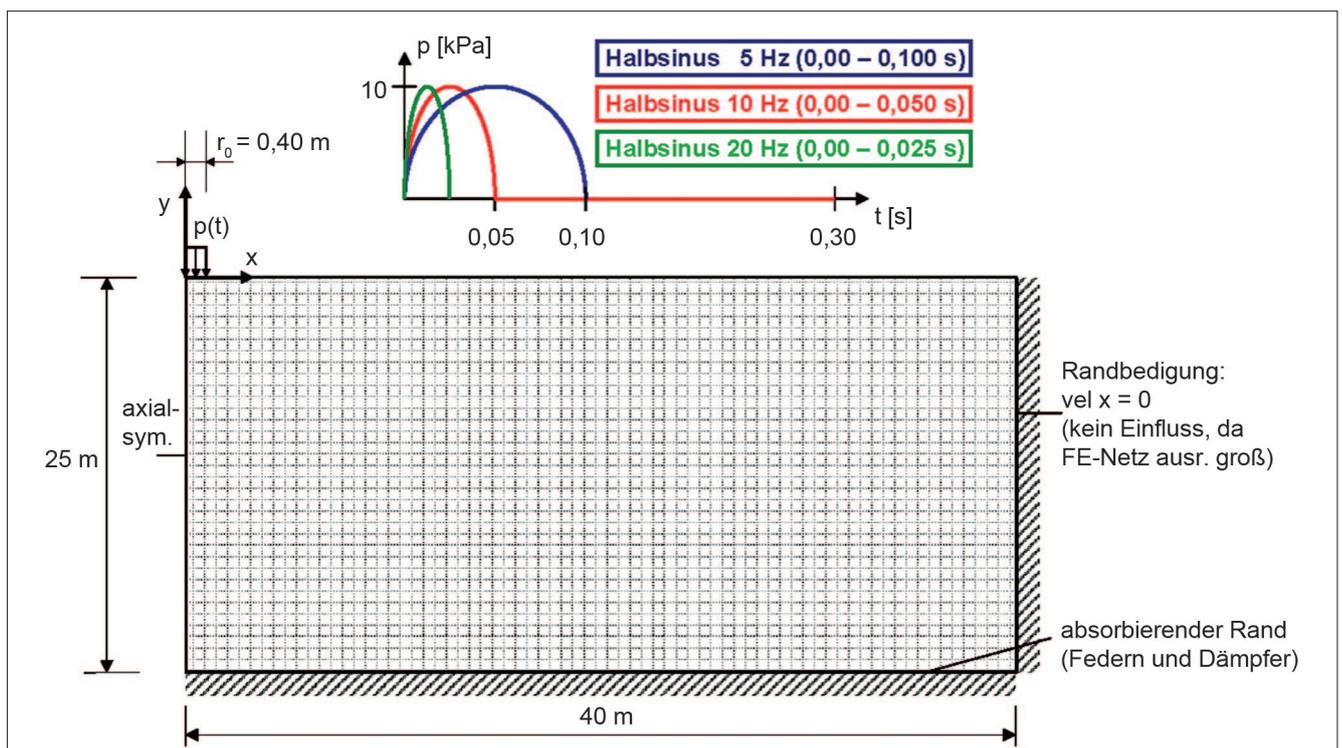


Bild 3: Geometrie und Belastung für die numerische Berechnung der Wellenausbreitung im Halbraum
Figure 3: Geometry and loads for the numerical calculations of the wave propagation in the half space

Formelzeichen	E_s	ν	E	G	ρ	c_p	c_s	c_r
Einheit	MPa	-	MPa	MPa	g/cm ³	m/s	m/s	m/s
Wert	72	0,25	60	24	1,8	200	115,5	106,2

Tabelle 1: Eingangsparameter für das linear elastische Stoffgesetz
 Table 1: Input parameters for the linear elastic constitutive law

der damit den Empfehlungen in Manolis et. al. (1985), Triantafillidis (1989) und Neidhart (1994) zur Wahl der optimalen Zeitschrittlänge Δt entspricht. Die Größe der Lastfläche entspricht mit $r_0 = 2 \cdot l_c = 0,40$ m ebenfalls der Empfehlung von Neidhart (1994).

In Bild 4 sind die Ergebnisse der berechneten Scherdehnungen γ sowie vergleichend dazu die Quotienten v_{res}/c_s in unterschiedlichem Abstand von der dynamisch belasteten Fläche für die halbsinusförmigen Anregungen mit 5 Hz, 10 Hz und 20 Hz dargestellt.

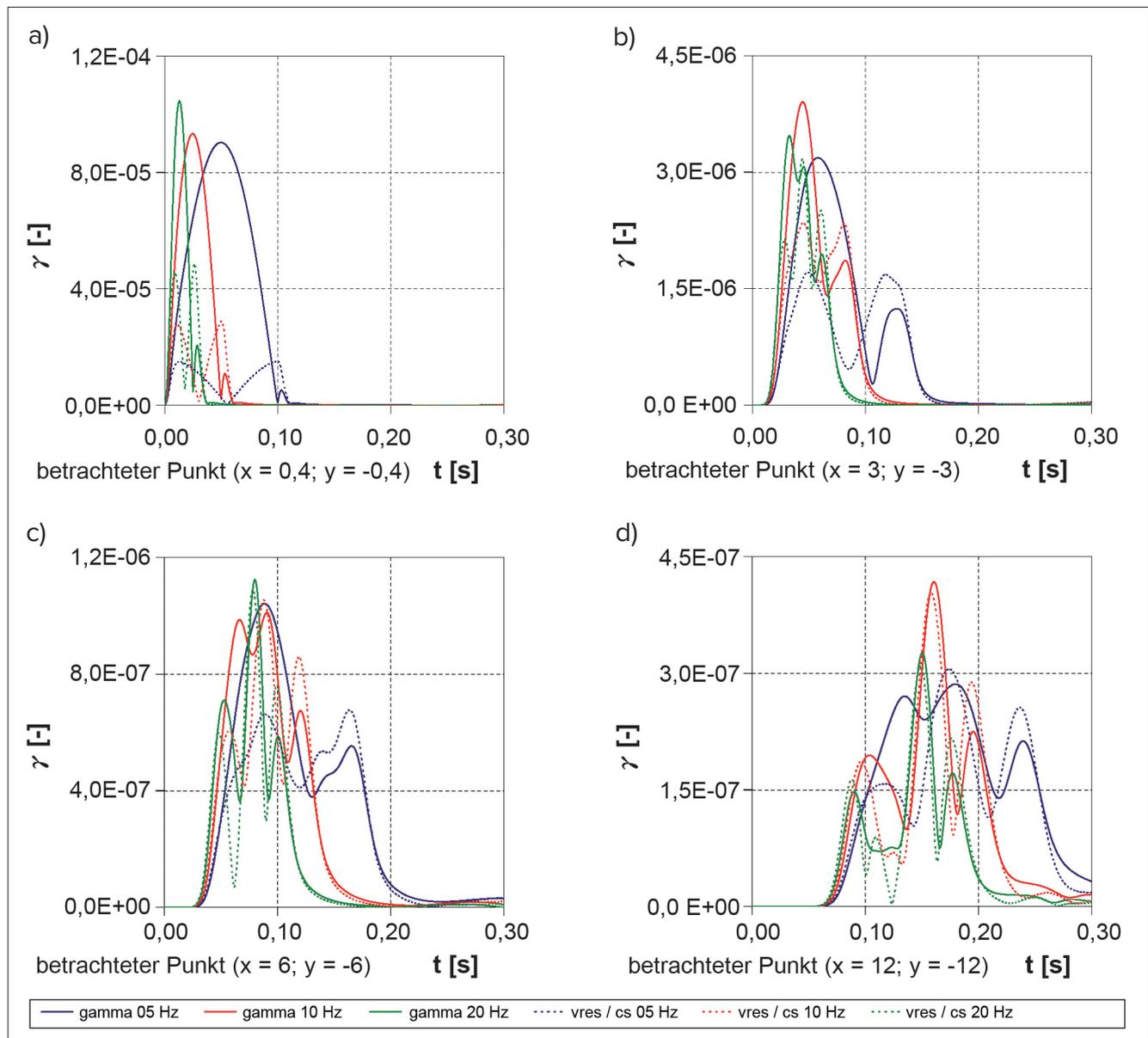


Bild 4: Scherdehnungen in jeweils 0,4 m, 3 m, 6 m und 12 m horizontalem und vertikalem Abstand von der dynamisch belasteten Fläche für halbsinusförmige Anregungen mit 5, 10 und 20 Hz entsprechend Bild 3

Figure 4: Shear strain at distances of 0.4 m, 3 m, 6 m and 12 m from the dynamically loaded surface in the horizontal and vertical directions for half-sinusoidal excitations with 5, 10 and 20 Hz as shown in figure 3

Der Quotient aus der resultierenden Schwinggeschwindigkeit $v_{res} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}$ und der Scherwellengeschwindigkeit c_s wird in der Praxis häufig für die Ermittlung der Scherdehnungsamplitude $\gamma = v_{res}/c_s$ gleichgesetzt. So ist diese vereinfachte Berechnung beispielsweise auch in der DIN 45672-1 (2009) für die Auswertung von Schwingungsmessungen angegeben.

In Bild 4 a) ist für den betrachteten Punkt ($x = 0,4 \text{ m}$; $y = -0,4 \text{ m}$) zu sehen, dass die Scherdehnungen γ bei $f = 5 \text{ Hz}$, 10 Hz und 20 Hz annähernd gleich groß sind. Hingegen ist der Quotient v_{res}/c_s auf Grund der annähernd doppelten Anregungsfrequenz bei 20 Hz annähernd doppelt so groß wie bei 10 Hz und bei 10 Hz wiederum annähernd doppelt so groß wie bei 5 Hz .

Das Verhalten in diesem lastnahen Bereich, im Weiteren als Nahbereich bezeichnet, ist ähnlich einem zyklischen Triaxialversuch, bei dem die Scherdehnung hauptsächlich von der Lastamplitude und kaum von der Anregungsfrequenz abhängt. Eine Verdoppelung der Anregungsfrequenz bei gleicher Lastamplitude führt dabei zu einer annähernd doppelt so großen Schwinggeschwindigkeit, während die Scherdehnungsampli-

tude in etwa gleich groß bleibt. Folglich gilt in diesem Nahbereich die Gleichung $\gamma = v_{res}/c_s$ nicht, siehe auch Wegener & Herle (2010a).

Für die Berechnungen mit einer Frequenz von $f = 20 \text{ Hz}$ gibt es für alle drei betrachteten Punkte ($x = 3 \text{ m}$; $y = -3 \text{ m}$), ($x = 6 \text{ m}$; $y = -6 \text{ m}$) und ($x = 12 \text{ m}$; $y = -12 \text{ m}$) eine gute Übereinstimmung zwischen der Scherdehnung γ und dem Quotienten v_{res}/c_s , siehe jeweils grüne Kurven Bild 4. Analog ergibt sich diese Übereinstimmung für die Berechnungen mit $f = 10 \text{ Hz}$ für die beiden betrachteten Punkte ($x = 6 \text{ m}$; $y = -6 \text{ m}$) und ($x = 12 \text{ m}$; $y = -12 \text{ m}$). Hingegen erhält man $\gamma = v_{res}/c_s$ bei den Berechnungen mit $f = 5 \text{ Hz}$ nur für den betrachteten Punkt ($x = 12 \text{ m}$; $y = -12 \text{ m}$). Bei abnehmender Frequenz wird folglich der Abstand r kleiner, ab dem $\gamma = v_{res}/c_s$ beträgt.

In Bild 5 ist das Verhältnis γ zu v_{res}/c_s in Abhängigkeit vom Abstand r zur dynamisch belasteten Fläche für Anregungen mit $f = 5 \text{ Hz}$, 10 Hz und 20 Hz dargestellt. Die Datenpunkte (Kreise, Quadrate und Dreiecke) in Bild 5 zeigen die Ergebnisse der numerischen Berechnungen in den jeweiligen betrachteten Punkten diagonal unter der Belastungsfläche $r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$ mit $i = 1, 2, 3 \dots 12$.

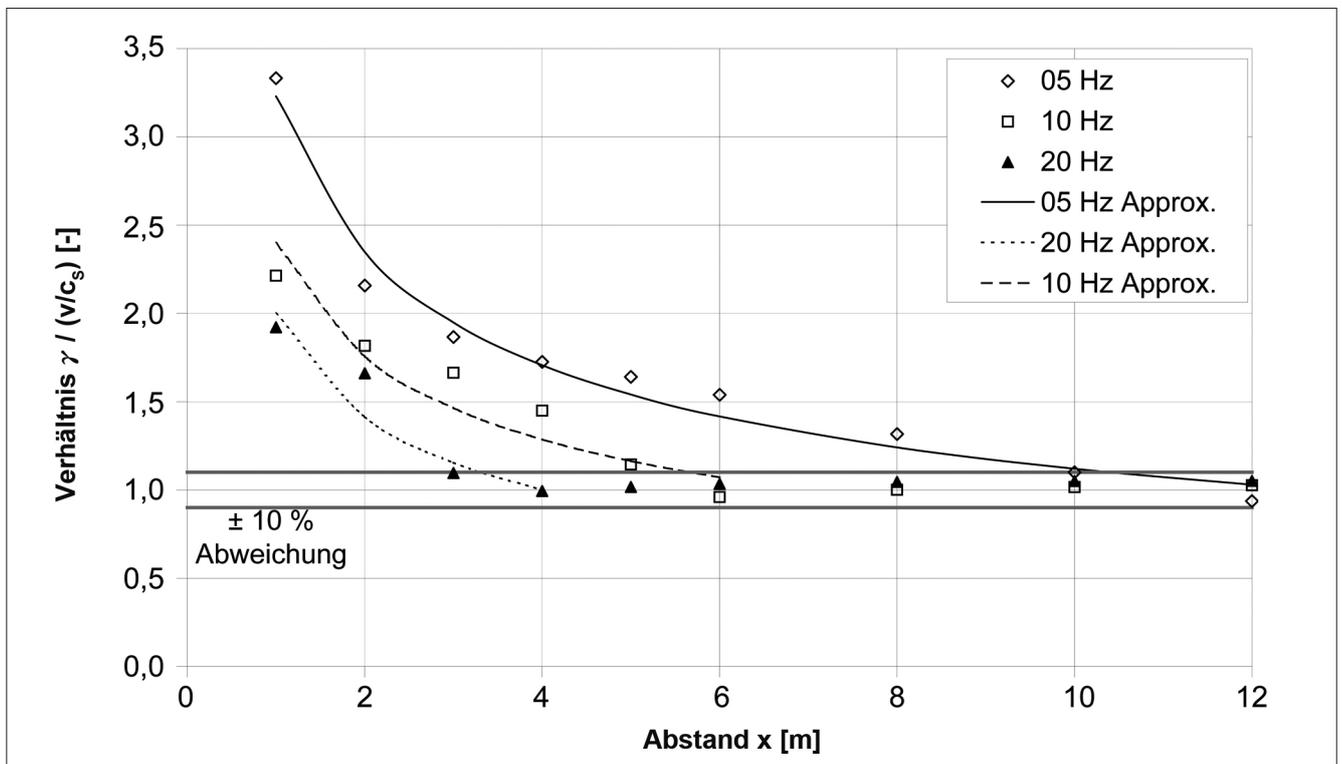


Bild 5: Verhältnis γ zu v_{res}/c_s in Abhängigkeit vom Abstand r zur dynamisch belasteten Fläche für Anregungen mit $f = 5 \text{ Hz}$, 10 Hz und 20 Hz im Ergebnis numerischer Berechnungen nach Bild 3 sowie Approximation

Figure 5: Ratio of γ to v_{res}/c_s as a function of the distance r from the dynamically loaded surface for excitations with $f = 5 \text{ Hz}$, 10 Hz and 20 Hz in the result of the numerical calculations in accordance with Figure 3 and approximation

Anschließend wurden die Datenpunkte zu Kurven approximiert.

Für geringe Abstände r beträgt das Verhältnis $\gamma/(v_{res}/c_s) \gg 1$. Mit zunehmendem Abstand r nähert sich das Verhältnis $\gamma/(v_{res}/c_s)$ dem Wert 1 an. Dabei wird der in Bild 5 dargestellte Toleranzbereich von $\gamma/(v_{res}/c_s) = 1,0 \pm 10\%$ für die Berechnungen mit $f = 20$ Hz bei $r \approx 4,2$ m, mit $f = 10$ Hz bei $r \approx 7,4$ m und mit $f = 5$ Hz bei $r \approx 14,2$ m erreicht. Der Abstand r , ab dem $\gamma \approx v_{res}/c_s$ beträgt, hängt somit annähernd linear von der Anregungsfrequenz ab.

Weitere numerische Berechnungen mit Variation des Radius der Lastfläche und der Wellengeschwindigkeiten in Wegener (2012) ergaben, dass eine Verdoppelung der Wellengeschwindigkeit annähernd auch zu einer Verdoppelung des Abstandes r führt, ab dem $\gamma/(v_{res}/c_s)$ innerhalb des in Bild 5 dargestellten Toleranzbereiches liegt, und bestätigen damit die Ergebnisse in Bild 5. Hingegen zeigt r_0 nur einen relativ geringen Einfluss auf den Abstand r . Der Abstand r vergrößert sich lediglich summativ um die Größe des Radius r_0 . Im Ergebnis der numerischen Untersuchungen kann allgemein der Abstand r wie folgt nach Gleichung 5 abgeschätzt werden:

$$r \geq r_0 + 2/3 \cdot \lambda_r \quad (5)$$

Dabei entspricht $\lambda_r = cr/f$ der Wellenlänge der Rayleighwelle, siehe auch Richart et. al. (1970).

Der Abstand r ist dabei in etwa so groß wie r_g für die Beschreibung der Grenze zwischen Nahfeld und Fernfeld mit $r_g \approx \lambda_r$ nach Savidis et. al. (2002) bzw. $r_g \approx 1/2 \cdot c_s/f$ nach Auersch (1981), was in etwa $r_g \approx 0,55 \lambda_r$ entspricht. Die Grenze r_g dient dabei der Beurteilung der Wellenausbreitung an der Halbraum- bzw. Schichtoberfläche. Im Fernfeld dominiert die Rayleighwelle so stark, dass vereinfachend nur mit der Rayleighwelle gerechnet werden kann. Dabei beträgt die Abnahmefunktion der Verschiebungsamplitude u analog der Abnahmefunktion für die Rayleighwelle $u \sim 1/\sqrt{r}$, während man im Nahfeld $u \sim 1/r$ erhält.

Die Unterscheidung in Nah- und Fernbereich in diesem Abschnitt verdeutlicht hingegen das unterschiedliche Bodenverhalten im unmittelbaren Bereich unterhalb der Lasteintragung, wo in der Regel das größte Potenzial an bleibenden Verformungen infolge dynamischer Belastung entsteht.

Im entsprechend großen Abstand r von der Anregung lässt sich die sich ausbreitende Welle annähernd einer Scherwelle zuordnen, bei der sich die Welle in Längsrichtung ausbreitet und die maximalen Verformungen senkrecht dazu auftreten. Unter diesen Voraussetzungen kann die Wellenausbreitung auf ein annähernd eindimensionales Problem zurückgeführt werden und entsprechend den Herleitungen in z.B. Timoshenko (1970) gilt die Beziehung $\gamma = v_{res}/c_s$. Deshalb beträgt im Fernbereich für die betrachteten Punkte im Winkel von 45° unter der dynamisch belasteten Fläche bzw. im sogenannten Scherfenster nach Woods (1968) das Verhältnis $\gamma/(v_{res}/c_s) \approx 1,0$, siehe Bild 5.

Wie weitere numerische Berechnungen auf der Halbraumoberfläche sowie senkrecht unter der Lastfläche zeigten, sind die Unterschiede zwischen Nahbereich und Fernbereich analog den betrachteten Punkten im Winkel von 45° unter der dynamisch belasteten Fläche deutlich und r kann ebenfalls nach Gleichung (5) abgeschätzt werden.

Bei Betrachtung der Scherdehnungen auf bzw. dicht unterhalb der Oberfläche des Halbraums ist außerdem zu beachten, dass die maximale Scherdehnungsamplitude infolge der Rayleighwelle γ_r kleiner als der Quotient v_{res}/c_s ist, wie Niemunis (1995) mittels numerischer Berechnungen gezeigt hat. Da sich im lastnahen Bereich P-, S- und R-Wellen überlagern, kann daraus jedoch keine Schlussfolgerung für das Verhältnis $\gamma/(v_{res}/c_s)$ im Nahbereich gezogen werden. Auf der Halbraumoberfläche im Fernbereich, wo die Verformungen und Dehnungen nahezu vollständig der Rayleighwelle zugeordnet werden können, beträgt jedoch $\gamma_r \approx \gamma < v_{res}/c_s$.

Das unterschiedliche dynamische Verhalten im Nah- und Fernbereich der Belastung für Schwingungen innerhalb einer Schicht wurde auch in Wegener & Herle (2010a) für geschichteten Untergrund gezeigt. Demnach hängt das Materialverhalten (Dehnungen, Verformungen) im Nahbereich vorwiegend von der zyklischen Belastung (Amplitude, Frequenz) ab, während es im Fernbereich im Wesentlichen von den Massenträgheitskräften und der Energiedissipation infolge der Wellenausbreitung (Abstrahlungsdämpfung) sowie der Eigenfrequenz der Schicht abhängt.

4 Ermittlung der Scherdehnung durch Schwingungsmessungen

Determination of the shear strain by means of vibration measurements

Bei Schwingungsmessungen werden entweder mittels Geophonen Schwinggeschwindigkeiten oder mittels Beschleunigungsaufnehmern Schwingbeschleunigungen gemessen, aus denen mittels Zeitintegration Schwinggeschwindigkeiten ermittelt werden. Wie im vorangegangenen Abschnitt erläutert, lässt sich die Scherdehnung im Nahbereich der Belastung, die für die Akkumulation bleibender Verformungen besonders relevant ist, nicht einfach aus dem Quotienten der Schwinggeschwindigkeit zur Scherwellengeschwindigkeit ermitteln. Es wird im Folgenden beispielhaft für Schwingungsmessungen an einer Bahnstrecke gezeigt, wie man mit Schwingungsmessungen trotzdem die Scherdehnungsamplitude abschätzen kann und wie groß der Unterschied zum Quotient aus Schwinggeschwindigkeit zur Scherwellengeschwindigkeit ist.

Eine zweigleisige Bahnstrecke in Süddeutschland führt oberflächennah über mächtige Weichschichten aus ca. 1,5 m weichen Seeton und ca. 3,0 m Torf. Vor der

Ertüchtigung der Bahnstrecke durch den gleisgebundenen Einbau einer 50 cm dicken, zweifach geogitterbewehrten Tragschicht und der Erneuerung des Oberbaus wurden unter anderem Schwingungsmessungen sowie die Ermittlung der Scher- und Kompressionswellengeschwindigkeiten mittels Downhole-Messungen im Bereich des Eisenbahndammes durchgeführt. Die Anordnung der Schwingungsaufnehmer sowie die Ergebnisse der Downhole-Messungen und die Baugrundsichtung sind in Bild 6 dargestellt. Dabei wurden folgende Scherwellengeschwindigkeiten für die einzelnen Bodenschichten gemessen:

- Damm toniger Kies GU/GT: $c_s \approx 130$ m/s,
- weicher Seeton TM/TA: $c_s \approx 110$ m/s,
- Torf HN/HZ: $c_s \approx 85$ m/s.

Die Schwingungsmessungen wurden mit SM 6 Geophonen der Firma Sensor Netherland mit einer Eigenfrequenz von 4,5 Hz durchgeführt. Im Ergebnis der Schwingungsmessungen erhält man die Schwinggeschwindigkeits-Zeitverläufe für die einzelnen Richtungskomponenten der Messaufnehmer. Exemplarisch sind in Bild 8 die Schwinggeschwindigkeits-Zeitverläufe in vertikaler Richtung für die Aufnehmer in 0,5 m, 2,0 m

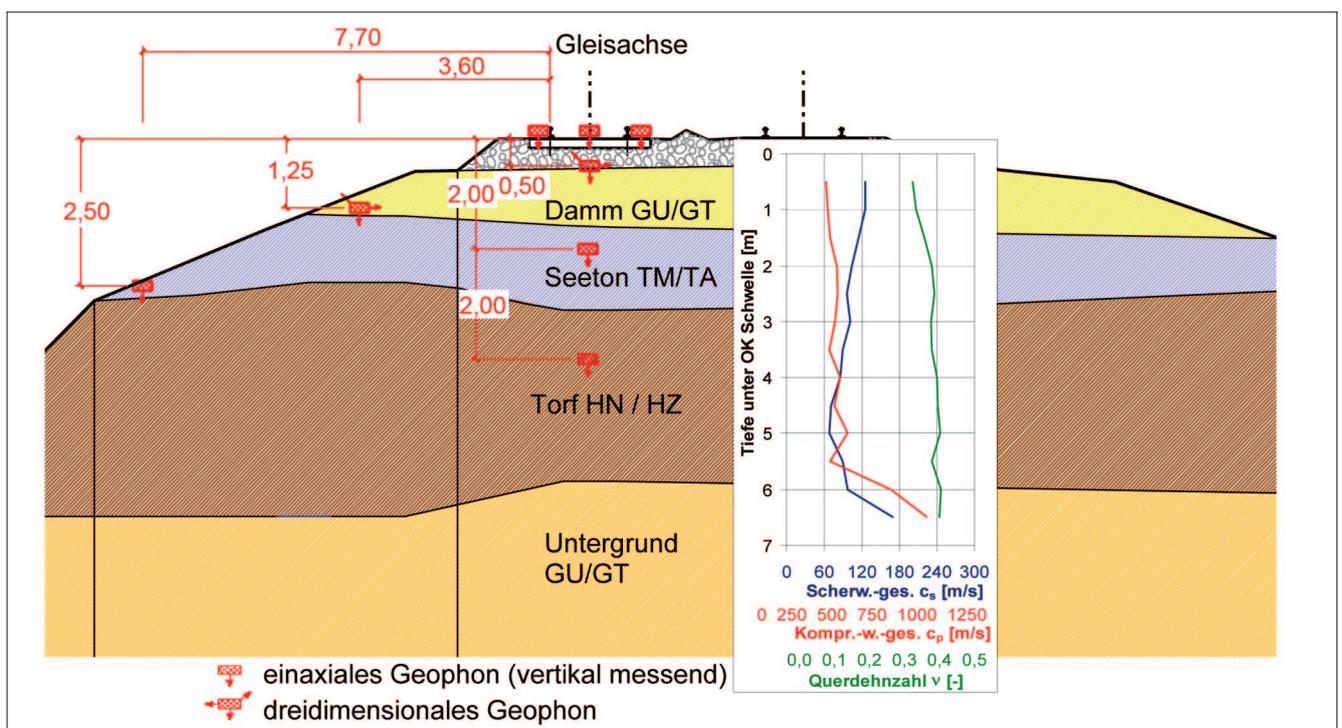


Bild 6: Baugrundsichtung und Ergebnisse der Downhole-Messungen sowie Anordnung der Schwingungsaufnehmer aus Vogel et. al. (2010), siehe auch Wegener & Herle (2010)

Figure 6: Stratification of the soil, results of downhole measurements and arrangement of the vibration pick-ups according to Vogel et al. (2010), see also Wegener & Herle (2010)

und 4,0 m unter SO in Gleisachse sowie in 1,25 m unter SO und 4,35 m neben der Gleisachse dargestellt.

Die gemessenen Schwinggeschwindigkeiten für das dreiaxiale Geophon in der Ebene UK Schotter zeigten, dass die Horizontalkomponenten v_x und v_z maximal ca. 10% der Vertikalkomponente v_y betragen. Dadurch gilt für die resultierende Schwinggeschwindigkeit $v_{res} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2} \leq 1,01 \cdot |v_y|$. Für die Auswertung der Schwinggeschwindigkeiten in Gleisachse werden deshalb vereinfachend nur die Vertikalkomponenten der Schwinggeschwindigkeiten v_y verwendet und $v_{res} \approx |v_y|$ zu Grunde gelegt.

Der Quotient v_{res}/c_s ergibt sich durch Division der resultierenden Schwinggeschwindigkeit mit der Schwellengeschwindigkeit der Bodenschicht, in der sich der Schwingungsaufnehmer befindet. Die Quotienten v_{res}/c_s sind für die einzelnen Aufnehmer in den Bildern 10 und 11 als blaue und rote Kurven dargestellt.

Im Gegensatz zu den Schwinggeschwindigkeiten lassen sich die Scherdehnungen nicht direkt messen. Hier können lediglich über Bodenbereiche zwischen den Geophonen gemittelte Werte aus den Messergebnissen berechnet werden. Dazu wird wie folgt vorgegangen:

Mittels Zeitintegration der Schwinggeschwindigkeits-Zeitverläufe erhält man die Zeitverläufe der Schwingwege für die einzelnen Messaufnehmer (siehe Bild 9). Anschließend ermittelt man die Dehnungen $\epsilon_{xx} = \delta u_x / \delta X$, $\epsilon_{yy} = \delta u_y / \delta Y$ und $\gamma_{xy} = \delta u_x / \delta Y + \delta u_y / \delta X$, ϵ_{yy} , ϵ_{yy} , aus denen dann die Hauptdehnungen ϵ_1 , ϵ_2 und ϵ_3 berechnet werden können. Aus den Hauptdehnungen kann mit den Gleichungen (1) und (3) wie folgt die invariante Scherdehnung γ ermittelt werden:

$$\gamma = 2 \cdot \sqrt{II_e} = \sqrt{(2/3) \cdot [(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + \epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2]} \quad (6)$$

Geht man vereinfachend davon aus, dass in Gleisachse die Horizontalverformungen $\Delta u_x = 0$ sind und im Abstand ΔX die Vertikalverformungen u_y genauso groß wie in Gleisachse sind, erhält man das in Bild 7 dargestellte Verformungsbild.

Die Vertikaldehnung $\Delta \epsilon_y = \Delta u_y / Y$ entspricht der größten Hauptdehnung $\Delta \epsilon_1$, die beiden anderen Hauptdehnungen sind Null: $\Delta \epsilon_2 = \Delta \epsilon_3 = 0$. Die Scherdehnung γ ergibt sich nach Gleichung (5) zu:

$$\gamma = 2/\sqrt{3} \cdot \Delta u_y / Y \quad (7)$$

Dabei entspricht Y dem vertikalen Abstand der Geophone in Gleisachse und Δu_y der Verformungsdifferenz der mittels Zeitintegration aus den gemessenen Schwinggeschwindigkeiten ermittelten Schwingwege zum jeweils gleichen Zeitpunkt t .

So ergeben sich beispielsweise für die in Bild 9 dargestellten Zeitverläufe zum Zeitpunkt $t = 12,05$ s Vertikalverformungen von $u_y = 2,0$ mm für den Aufnehmer in 2,0 m Tiefe und von $u_y = 0,7$ mm in 4,0 m Tiefe. Daraus ergibt sich eine Verformungsdifferenz von $\Delta u_y = 1,3$ mm bzw. mit dem Abstand $Y = 2,0$ m eine Vertikaldehnung von $\Delta \epsilon_y = 6,5 \cdot 10^{-4}$ bzw. eine Scherdehnung $\gamma = 7,5 \cdot 10^{-4}$, siehe Bild 11.

Bei großen Abständen der Schwingungsaufnehmer kann die Abschätzung der Scherdehnung nach der beschriebenen Methode nur relativ grob erfolgen. Für eine genauere Ermittlung wäre ein geringerer Abstand der Aufnehmer (möglichst $\leq 1,0$ m) sowie die Anordnung von mindestens drei Aufnehmern innerhalb einer Bodenschicht notwendig.

In den Bildern 10 und 11 ist erkennbar, dass die mittleren Scherdehnungen γ in den Bereichen zwischen den Geophonen deutlich größer als die Quotienten v_{res}/c_s an den mittels Geophonen gemessenen Stellen sind. So beträgt im Bereich zwischen 2,0 m und 4,0 m unter OK Schwelle die maximale Scherdehnungsamplitude $\gamma \approx 7,5 \cdot 10^{-4}$, während der maximale Quotient $v_{res}/c_s \approx 3,4 \cdot 10^{-4}$ im Seeton in 2,0 m unter SO bzw. $v_{res}/c_s \approx 1,3 \cdot 10^{-4}$ im Torf in 4,0 m unter SO beträgt.

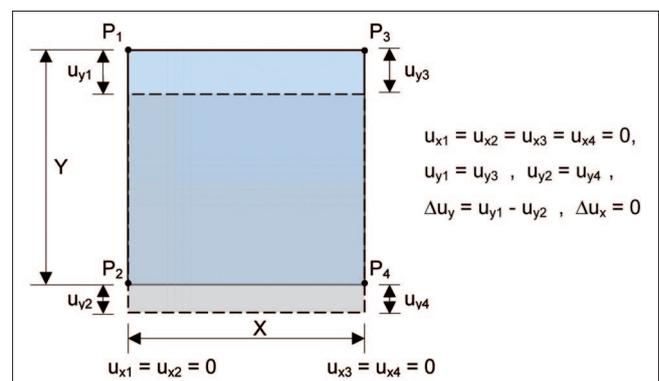


Bild 7: Vereinfachtes Verformungsbild für einen Bodenbereich in Gleisachse

Figure 7: Simplified deformation pattern for a soil area in the axis of the track

Damit bestätigen die Messergebnisse, dass die Gleichung $\gamma = v_{res}/c_s$ nicht allgemein gültig ist und im Nahbereich der dynamisch belasteten Fläche nicht angewendet werden soll.

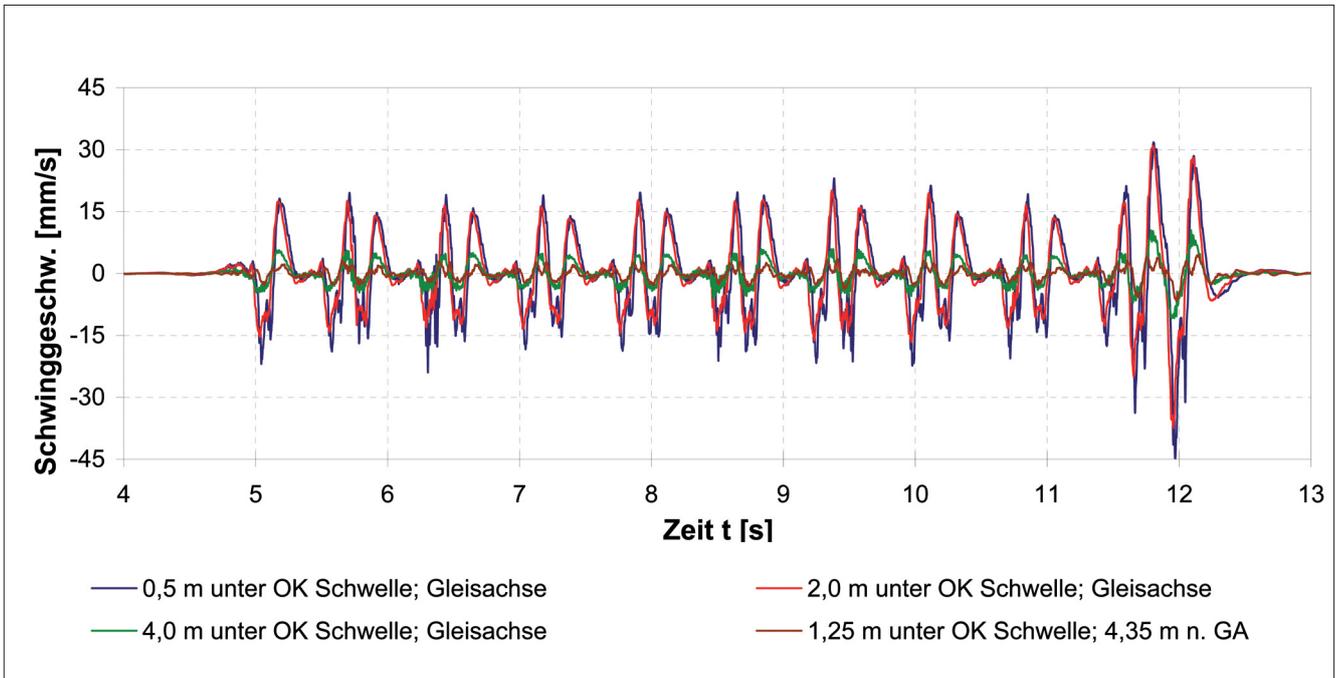


Bild 8: Gemessene Schwinggeschwindigkeiten während einer Zugüberfahrt
 Figure 8: Measured velocities of the vibrations occurring when a train passes

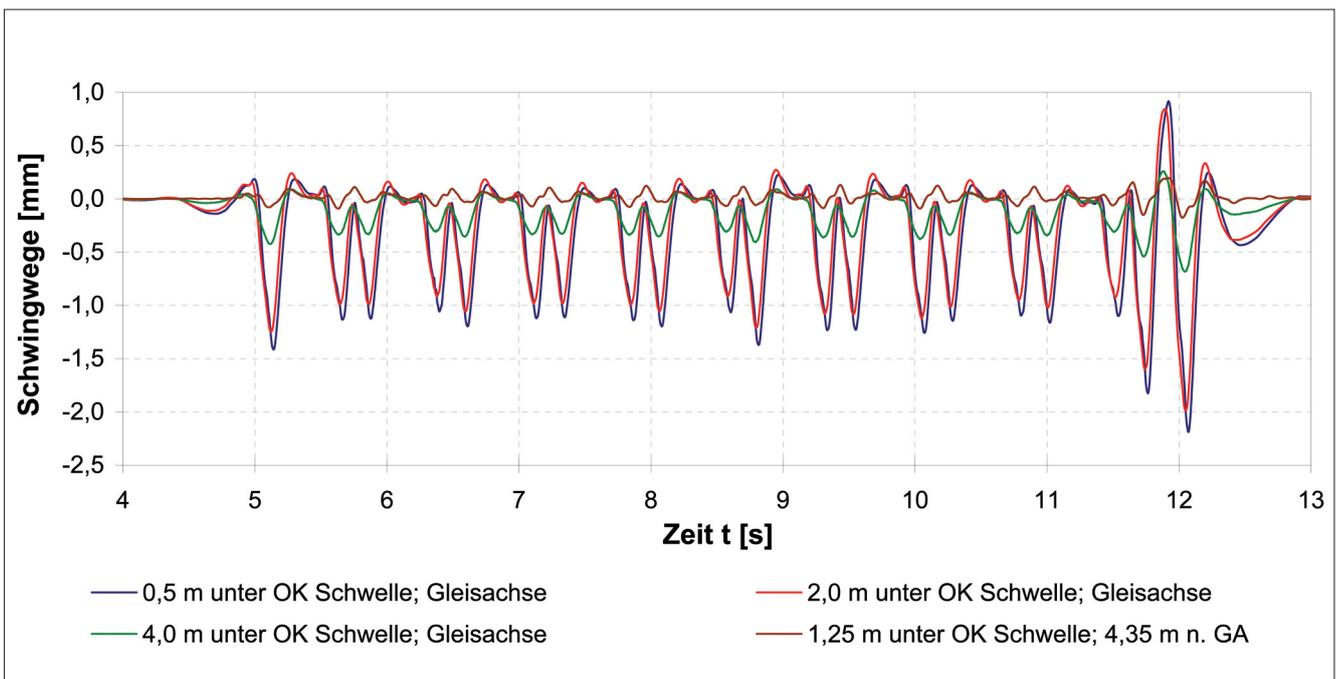


Bild 9: Berechnete Schwingwege aus den gemessenen Schwinggeschwindigkeiten während einer Zugüberfahrt
 Figure 9: Vibration paths calculated on the basis of the vibration velocities measured when a train passes

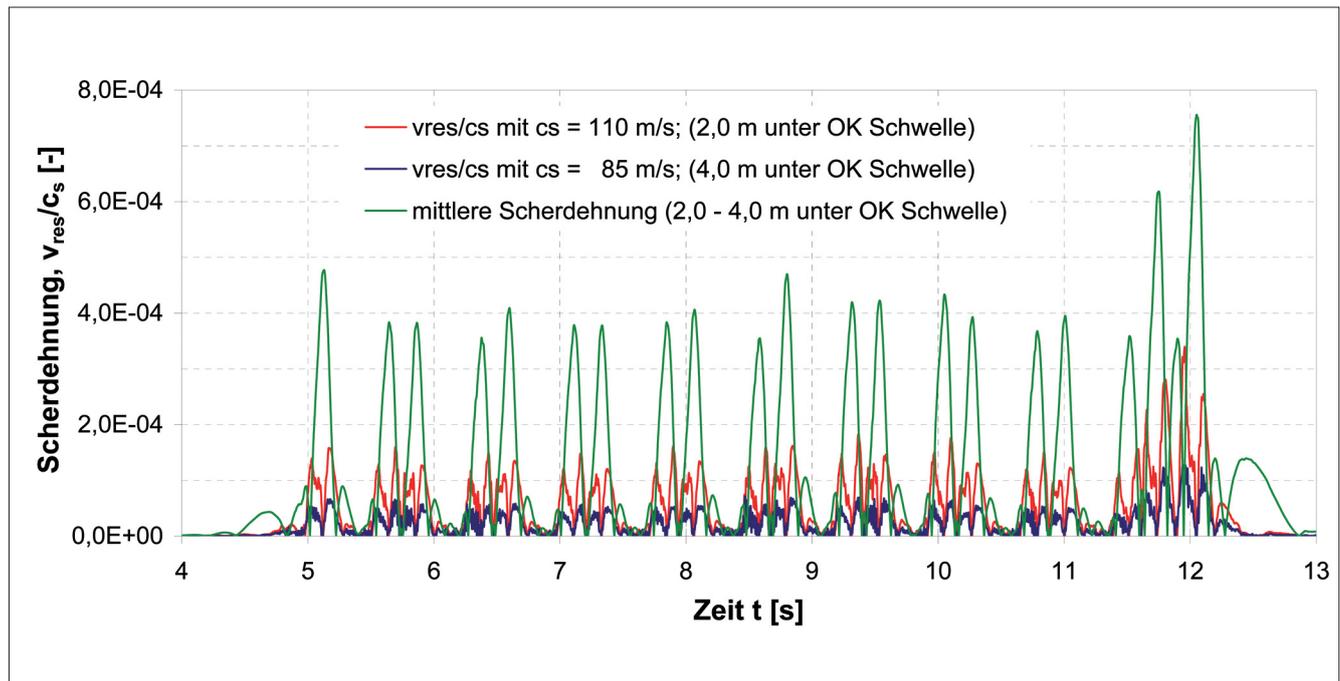


Bild 10: Vergleich der Scherdehnungsinvariante γ im Bereich zwischen 0,5 m und 2,0 m unter OK Schwelle mit dem Quotienten v_{res}/c_s im Damm GU/GT und im Seeton TM/TA

Figure 10: Comparison of the shear strain invariant γ between 0.5 m and 2.0 m beneath the upper edge of the sleeper with the ratio v_{res}/c_s in the embankment GU/GT and in lacustrine clay TM/TA

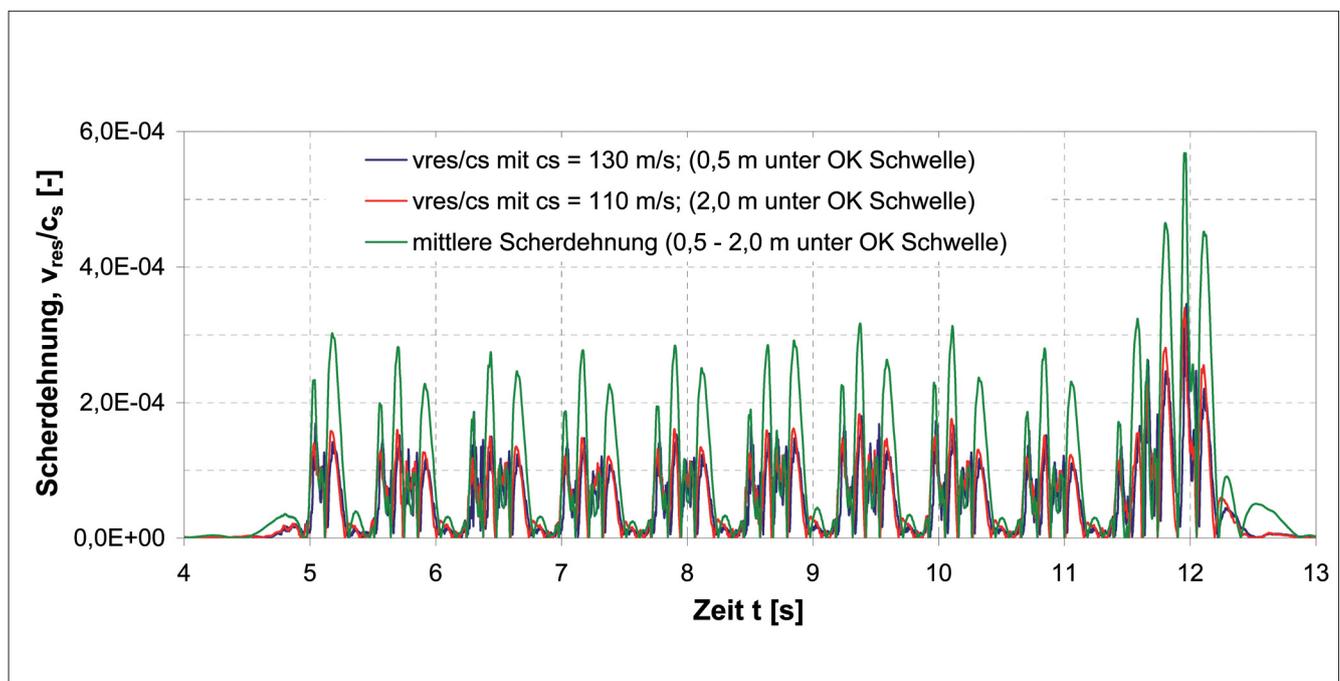


Bild 11: Vergleich der Scherdehnungsinvariante γ im Bereich zwischen 2,0 m und 4,0 m unter OK Schwelle mit dem Quotienten v_{res}/c_s im Seeton TM/TA und im Torf HN/HZ

Figure 11: Comparison of the shear strain invariant γ between 2.0 m and 4.0 m beneath the upper edge of the sleeper with the ratio v_{res}/c_s in lacustrine clay TM/TA and in peat HN/HZ

5 Literatur *References*

- Achenbach, J. D. (1984): Wave Propagation in Elastic Solids. North-Holland Series in Applied Mathematics and Mechanics, Bd. 16.
- Auersch, L. (1981): Wellenausbreitung durch eine Bodenschicht. Die Bautechnik 31, Nr. 7, S. 229-236.
- DIN 45672 Teil 1 (2009): Schwingungsmessungen in der Umgebung von Schienenverkehrswegen, Teil 1: Messverfahren. Deutsches Institut für Normung.
- Ladd, R. S., Dutko, P. (1985): Small Strain Measurement Using Triaxial Apparatus. Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions. ASCE-Convention, Detroit, Michigan, S. 148-165.
- Lo Presti, D. C. F. (1989): Propriet á Dinamiche dei Terreni. Proceedings XIV Conferenza Geotechnica di Torino, Department of Structural Engineering, Politecnico di Torino.
- Manolis, G. D., Ahmad, S., K. Banerjee P. (1985): Boundary Element Method Implementation for Three-dimensional Elastodynamics. K. Banerjee P. (Hrsg.); Watson Taylor, J. O. (Hrsg.): Developments in Boundary Element Methods. London: Elsevier Applied Science Publishers, S. 29-63.
- Neidhart, T. (1994): Lösung dreidimensionaler linearer Probleme der Bodendynamik mit der Randelementmethode. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Dissertation, Heft 131.
- Niemunis, A. (1995): On the estimation of the amplitude of shear strain from measurements in situ. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 14, Nr. 1, S. 1-3.
- Savidis, S. et. al. (2002): Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 Baugrunddynamik der DGGT. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Eigenverlag Grundbauinstitut der TU Berlin, (1. Auflage).
- Timoshenko, S. P., Goodier, J. N. (1970): Theory of Elasticity. 3. Auflage, McGraw-Hill Book Company Inc., New York.
- Triantafyllidis, T. (1989): Halbraumlösungen zur Behandlung bodenmechanischer Probleme mit der Randelementmethode. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Habilitation, Heft 116.
- Vogel, W., Lieberenz, K., Neidhart, T., Wegener, D. (2010): Erarbeitung von Kriterien zur Beurteilung der Notwendigkeit von Ertüchtigungen bei Eisenbahnstrecken auf Weichschichten. Abschlussbericht, unveröffentlicht.
- Vogel, W., Lieberenz, K., Neidhart, T., Wegener, D. (2011): Zur dynamischen Stabilität von Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten. Eisenbahntechnische Rundschau (ETR) 60, Nr. 9, S. 46-54.
- Vucetic, M. (1994): Cyclic threshold shear strains in soils. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering 120, Nr. 12, S. 2008-2227.
- Wegener, D., Herle, I. (2010a): Zur Ermittlung von Scherdehnungen unterhalb von dynamisch belasteten Flächen. Geotechnik 33, Nr. 1, S. 12-18.
- Wegener, D., Herle, I. (2010b): Investigation of shear strain amplitude induced by railroad traffic in soils. Proceedings of the 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, paper No. 2.06.
- Wegener, D. (2012): Bestimmung von bleibenden Verformungen in dynamisch beanspruchten Böden mittels numerischer Verfahren. Dissertation, TU Dresden, erscheint voraussichtlich 2012.
- Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2009): On the influence of the grain size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus G_{max} . ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 135, Nr. 10, S. 1404-1418.
- Woods, R. D. (1968): Screening of surface waves in soils. ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division 94, Nr. SM4, S. 951-979.

Ultraschallmessungen bei Triaxialversuchen – Laborversuche und numerische Simulation

Ultrasonic Wave Measurements during Triaxial Tests – Laboratory Tests and Numerical Simulation

Dipl.-Ing. Livia Mittelbach, Bundesanstalt für Wasserbau;

Prof. Dr.-Ing. habil. Heinz Konietzky, Dipl.-Ing. Lars Baumgarten, TU Bergakademie Freiberg

Anhand einer Reihe von Einstufen- und Mehrstufen-Triaxialversuchen an Prüfkörpern aus Postaer Sandstein wurde die Aussagefähigkeit von Ultraschalllaufzeitmessungen hinsichtlich des Risszustandes im Gestein in dreiaxialen Kompressionsversuchen untersucht. Es zeigte sich, dass die Technik der Durchschallung mit P- und S-Wellen zur Beurteilung der zunehmenden Entfestigung des Prüfkörpers im Versuchsverlauf insbesondere bei der Durchführung von Mehrstufen-Triaxialversuchen nützlich ist. Die numerische Simulation der Ultraschalllaufzeitmessungen erfolgte an einem synthetischen Prüfkörpermodell mit dem Programm PFC3D. Die charakteristische Entwicklung der Ultraschallgeschwindigkeiten während eines Triaxialversuches aus dem Labor konnte durch die Simulationsergebnisse bestätigt werden.

A series of single stage and multistage triaxial tests was performed on specimens of Posta sandstone to investigate whether the results of ultrasonic transit time measurements carried out during such tests provide meaningful information on the extent of microcracking in rock. It was shown that the technique of performing ultrasonic scans with P and S waves is useful for assessing the progressive weakening of the specimens during the tests, in particular during multistage triaxial tests. The numerical simulation of the ultrasonic transit time was performed on a synthetic model of a specimen with the PFC3D software. The results of the simulation confirmed the characteristic development of the ultrasonic velocities measured during triaxial tests in the laboratory.

1 Einleitung *Introduction*

Der dreiaxiale Kompressionsversuch oder auch Triaxialversuch ist ein wichtiger Standardversuch zur Bestimmung von Verformungs- und Festigkeitseigenschaften von Gesteinen. Bei der konventionellen Versuchsdurchführung wird ein zylinderförmiger Prüfkörper, der von einem konstanten Manteldruck umgeben ist, in Richtung seiner Längsachse durch eine vertikale Last bis zum Bruch belastet. Somit wird die Höchstfestigkeit des Gesteins in Abhängigkeit des seitlichen Begrenzungsdruckes bestimmt.

Neben der klassischen Versuchsvariante mit einer Manteldruckstufe entwickelten Kovári und Tisa Mitte der 1970er Jahre eine alternative Ausführungsvariante, bei der der Manteldruck auf den Prüfkörper kurz vor Eintreten des Bruches im Verlauf des Versuches mehrfach erhöht wird (Kovári und Tisa, 1975). Sie prägten dafür den Begriff der Triaxialversuche mit mehrfachen Bruchzuständen bzw. Mehrstufen-Triaxialversuche. Eine wesentliche Fragestellung bei dieser Versuchsmethode ist die zunehmende Entfestigung des Gesteinsmaterials mit steigender Anzahl an Versuchsstufen.

Da Ultraschallwellen empfindlich auf Risse, Hohlräume und Auflockerungen im Gestein reagieren, war es Ziel dieser Arbeit zu untersuchen, inwieweit die Technik der Ultraschalllaufzeitmessungen daher als Mittel zur Beurteilung des voranschreitenden Schädigungsprozesses im Gestein während eines Mehrstufen-Triaxialversuches geeignet ist.

Weiterhin wurde die numerische Simulation der Durchschallung mit Ultraschallwellen an einem Computermodell eines Prüfkörpers mit dem Programm PFC3D durchgeführt.

2 Mehrstufentriaxialversuchstechnik *Multistage triaxial test method*

Größter Vorteil der Mehrstufentriaxialversuchstechnik ist die Tatsache, dass ein einziger Versuch die Ergebnisse liefert, die sonst in mehreren Einzelversuchen an verschiedenen Prüfkörpern bestimmt werden müssten. Die Mohr'sche Bruchhüllkurve kann somit theoretisch mit nur einem Prüfkörper annähernd bestimmt werden. Dies hat eine geringere Anzahl an notwendigen Prüfkörpern zur Folge, was besonders dann wichtig ist, wenn zur Verfügung stehende Prüfkörperanzahl und Zeit oder Budget für das Versuchsprogramm begrenzt sind. Zudem vermeidet man das Problem der Parameterschwankungen durch die Verwendung mehrerer Prüfkörper.

Diesem Vorteil gegenüber stehen die erhöhten Anforderungen, die eine derartige Testmethode an die Versuchsdurchführung stellt. Im Wesentlichen lassen sich die Problemstellungen, die sich bei der Durchführung und Auswertung ergeben, in zwei Aspekte gliedern (Baumgarten 2006):

- **Abbruchpunkt:** Der Bruchprozess darf in der jeweiligen Versuchsstufe nur eingeleitet werden, es muss ein Totalversagen des Prüfkörpers verhindert werden. Daraus ergibt sich die Frage nach dem optimalen Abbruchpunkt, bei dem die aktuell laufende Versuchsstufe abgebrochen und mit der nächsten Versuchsstufe unter neuen Bedingungen fortgeführt wird.
- **Einfluss Entfestigung:** Der Prüfkörper erfährt mit steigender Anzahl an Versuchsstufen und damit mehreren eingeleiteten Bruchprozessen eine zu-

nehmende Entfestigung. Es ist unklar, inwiefern dadurch die Höchstfestigkeit beeinflusst wird bzw. ob die ermittelten Ergebnisse die Höchstfestigkeit des Gesteins für die jeweilige Manteldruckstufe noch repräsentieren.

Hinsichtlich der Durchführung von Mehrstufen-Triaxialversuchen existieren aktuell zwei Richtlinien. Es handelt sich dabei um die Empfehlung der „International Society for Rock Mechanics“ (ISRM 1983) und um die Empfehlung Nr. 12 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (heute Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., DGGT 1987). In diesen beiden Richtlinien werden unterschiedliche Spannungspfade für die Durchführung empfohlen.

Einerseits ist es möglich, den Manteldruck bei konstant gehaltener Axialspannung auf die nächste Stufe zu erhöhen (Variante ISRM, siehe Bild 1a). Andererseits kann nach Erreichen des Bruchzustandes eine Entlastungsphase zurück auf den ursprünglichen Manteldruck vorgenommen werden, um in der anschließenden isostatischen Phase Manteldruck und Axialspannung gleichmäßig auf die nächste Laststufe zu erhöhen (Variante DGGT, siehe Bild 1b). Daneben existieren noch weitere Abwandlungen mit konstanter Deviatorspannung (siehe Bild 1c), „sägezahnförmigem“ Spannungspfad (siehe Bild 1d) und absteigenden Manteldruckstufen.

Weiterhin gibt es zur Feststellung des Abbruchpunktes verschiedene Kriterien hinsichtlich der axialen, radialen oder volumetrischen Dehnung des Prüfkörpers. Die Durchführbarkeit und Aussagefähigkeit von Mehrstufen-Triaxialversuchen erweist sich in Abhängigkeit der untersuchten Gesteinsart dennoch meist als schwierig.

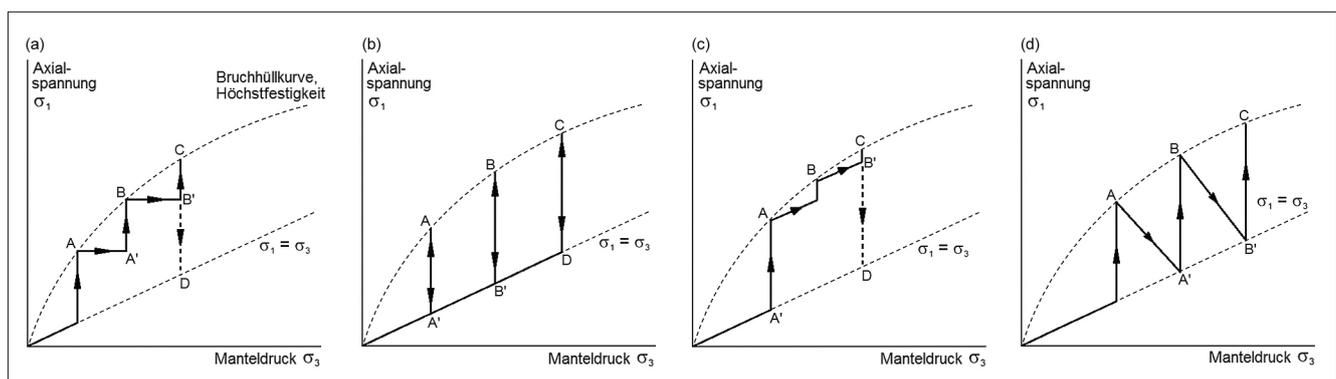


Bild 1: Varianten Spannungspfade (verändert nach ISRM 1983, Cain et al. 1987, Baumgarten 2006)

Figure 1: Different types of stress path (based on ISRM 1983, Cain et al. 1987, Baumgarten 2006)

3 Laborversuche *Laboratory tests*

Als Laborversuche wurden sowohl Einstufen- als auch Mehrstufen-Triaxialversuche an zylinderförmigen Prüfkörpern durchgeführt. Zur Untersuchung wurde Postaer Sandstein aus der Elbtalzone Sachsens verwendet. Dabei handelt es sich um ein sprödes Material mit 97% Quarzanteil, einer Rohdichte von $2,08 \text{ g/cm}^3$ und einem Porenanteil von 22% (Baumgarten 2006).

Die Ultraschallmessungen (Bestimmung der Wellenlaufzeit der P- und S-Welle) in Prüfkörperlängsrichtung erfolgten im Minutentakt. Außerdem wurden während der Versuche Axiallast, Manteldruck und Längs- und Querverformung am Prüfkörper registriert. Bild 2a zeigt einen in die Triaxialprüfzelle eingebauten Prüfkörper vor dem Versuch und einen Prüfkörper mit typischem Scherbruch nach einem Triaxialversuch.

Bei den Mehrstufenversuchen kamen die Spannungspfade nach ISRM und DGGT sowie der sägezahnförmige Spannungspfad zur Anwendung. Der Abbruchpunkt zum Übergang auf die nächstfolgende Manteldruckstufe wurde anhand der Prüfkörperquerdehnung bestimmt.

4 Numerische Simulation *Numerical simulation*

Die numerische Simulation der Ultraschalllaufzeitmessungen wurde mit dem Programm PFC3D durchgeführt (Itasca 2005).

Am Institut für Geotechnik, Lehrstuhl für Gebirgs- und Felsmechanik/Felsbau, wurden von Herrn Dipl.-Ing. Baumgarten und Prof. Dr.-Ing. habil. Konietzky verschiedene Computermodelle eines zylindrischen Sandstein-

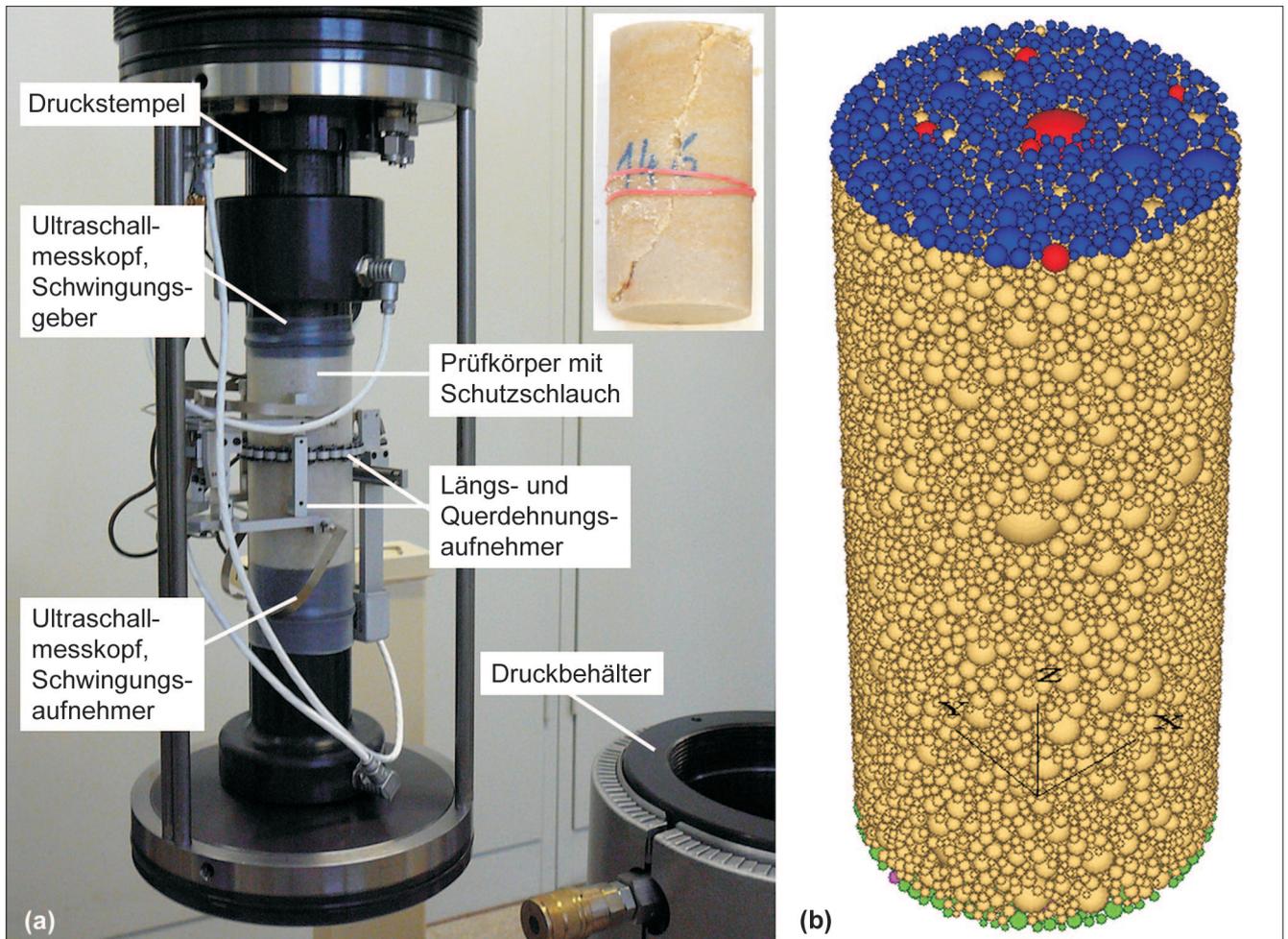


Bild 2: Triaxialprüfzelle mit Prüfkörper, Prüfkörper mit Scherbruch, Prüfkörpermodell PFC3D
Figure 2: Triaxial test cell with specimen, specimen with shear fracture and PFC3D specimen model

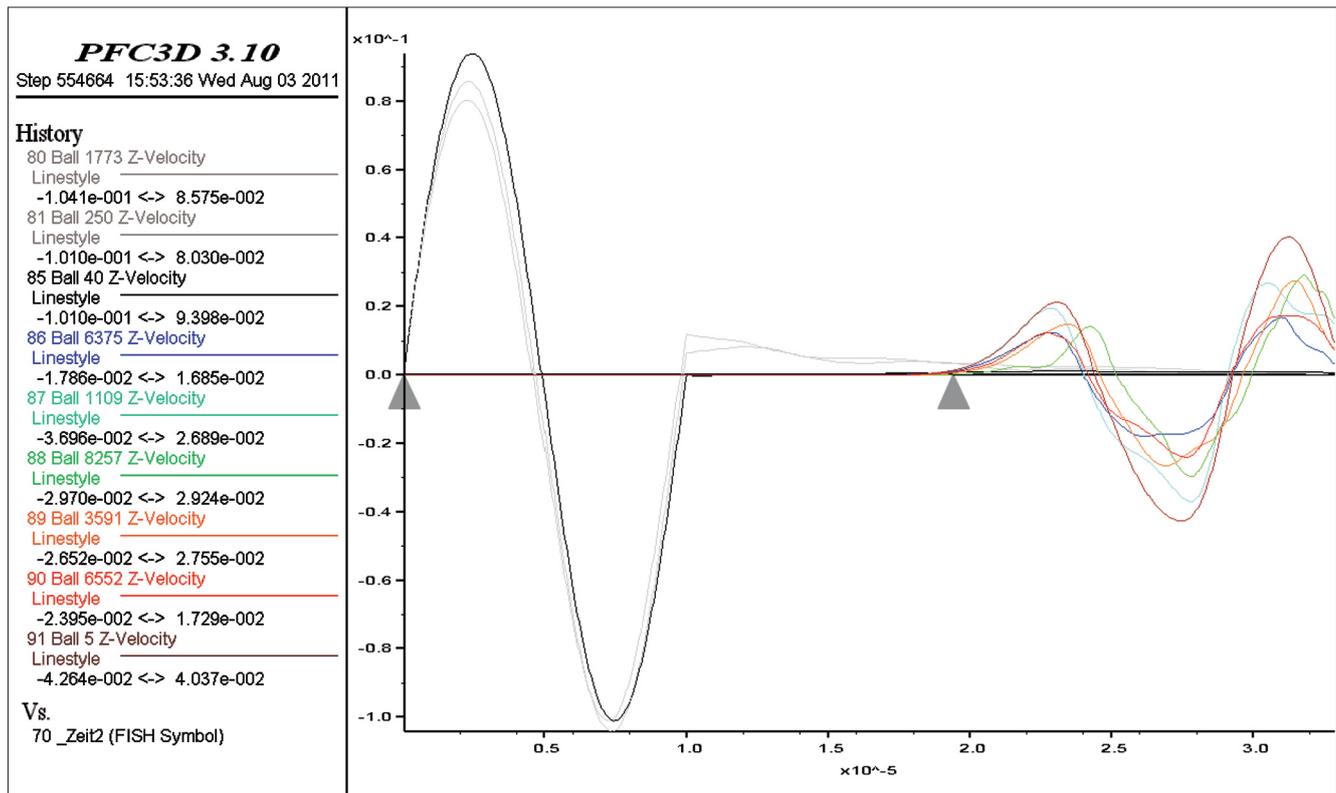


Bild 3: Wellenbild PFC3D (Bsp. P-Welle, Versuch bei 40 MPa)
Figure 3: PFC3D wave pattern (example: P wave, test performed at 40 MPa)

prüfkörpers zur numerischen Simulation von dreiaxialen Druckversuchen entwickelt (Baumgarten und Konietzky 2010). An den verschiedenen synthetischen Prüfkörpern wurden Einstufen-Triaxialversuche bei Manteldrücken von 10, 20, 30 und 40 MPa simuliert.

Das Modell des Prüfkörpers wurde entsprechend den Eigenschaften des Postaer Sandsteins erstellt. So entspricht die Verteilung der Partikelgröße im Modell der realen Korngrößenverteilung, allerdings mit in einen größeren Bereich verschobenen Durchmessern, um den Rechenaufwand zu verringern.

Die einzelnen Partikel werden zur Übertragung von Kräften an den jeweiligen Kontaktpunkten miteinander verbunden. Das Kontakt-Modell, welches dazu in diesem Fall gewählt wurde, sind sogenannte „parallel bonds“. Die Materialeigenschaften des Sandsteins wie Festigkeit und Steifigkeit (E-Modul) werden über die entsprechende Wahl der Modellparameter für Partikel und Partikelkontakte umgesetzt. Eine genaue Beschreibung der entwickelten Prüfkörpermodelle findet sich in Baumgarten (2006) und Baumgarten und Konietzky (2010).

Ein Modell aus kugelförmigen Einzelpartikeln („Ball-Modell“) bildete die Grundlage für die durchgeführte numerische Simulation der Ultraschalllaufzeitmessungen (siehe Bild 2b). Dazu wurde für verschiedene gespeicherte Zwischenzustände des Einstufen-Triaxialversuches an den Partikeln im oberen Bereich des Prüfkörpermodells (blau bzw. rot markiert) eine Schwingung aufgegeben, die sich im Modell ausbreitet. Zur Simulation der P-Welle wurde die Schwingung in z-Richtung angeregt, zur Simulation der S-Welle in x-Richtung. An den Partikeln im unteren Bereich des Modells (grün markiert) wird das Einsetzen der Schwingung registriert. So kann im aufgezeichneten Wellenbild anhand des Abstandes von aufgegebener Schwingung oben zum Ersteinsatz der Welle unten die Wellenlaufzeit abgelesen werden (siehe Bild 3). Zusammen mit der Prüfkörperlänge wird daraus die Wellengeschwindigkeit errechnet. Die Stauchung des Prüfkörpers im Verlauf des Versuches wurde wie auch bei den Laborversuchen berücksichtigt.

5 Ergebnisse Results

Um den Zusammenhang zwischen Ultraschalllaufzeiten und dem jeweiligen aktuellen Belastungszustand im Prüfkörper zu verdeutlichen, werden diese zusammen mit der Spannungs-Dehnungs-Linie des Prüfkörpers dargestellt. Die registrierten Laufzeiten werden dazu in P- bzw. S-Wellengeschwindigkeiten umgerechnet und die prozentuale Änderung der Wellengeschwindigkeit bezogen auf den Beginn der deviatorischen Phase über der axialen Dehnung aufgetragen.

Die Wellenlaufzeiten zeigten sowohl bei den Einstufenversuchen (siehe Bild 4) als auch im Verlauf der einzelnen Versuchsstufen der Mehrstufenversuche (siehe Bild 5) einen charakteristischen Verlauf.

In der isostatischen und anfänglichen deviatorischen Phase werden im Gestein vorhandene Mikrorisse und Poren in allen Richtungen elastisch zusammengedrückt und geschlossen, was einen gleichmäßigen Anstieg beider Wellengeschwindigkeiten zur Folge hat. Bei weiterer Steigerung der Axiallasten erreichen zunächst die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der S-Welle und dann die der P-Welle ihr Maximum und nehmen danach

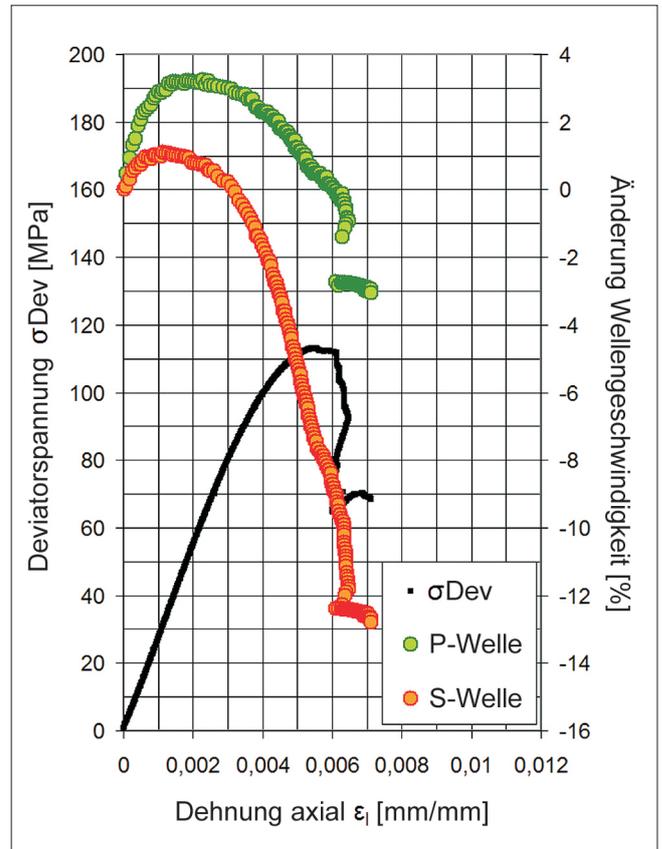


Bild 4: Verlauf der P- und S-Wellengeschwindigkeit, Einstufen-Triaxialversuch bei 10 MPa

Figure 4: Changes in the velocity of P and S waves, single stage triaxial test performed at 10 MPa

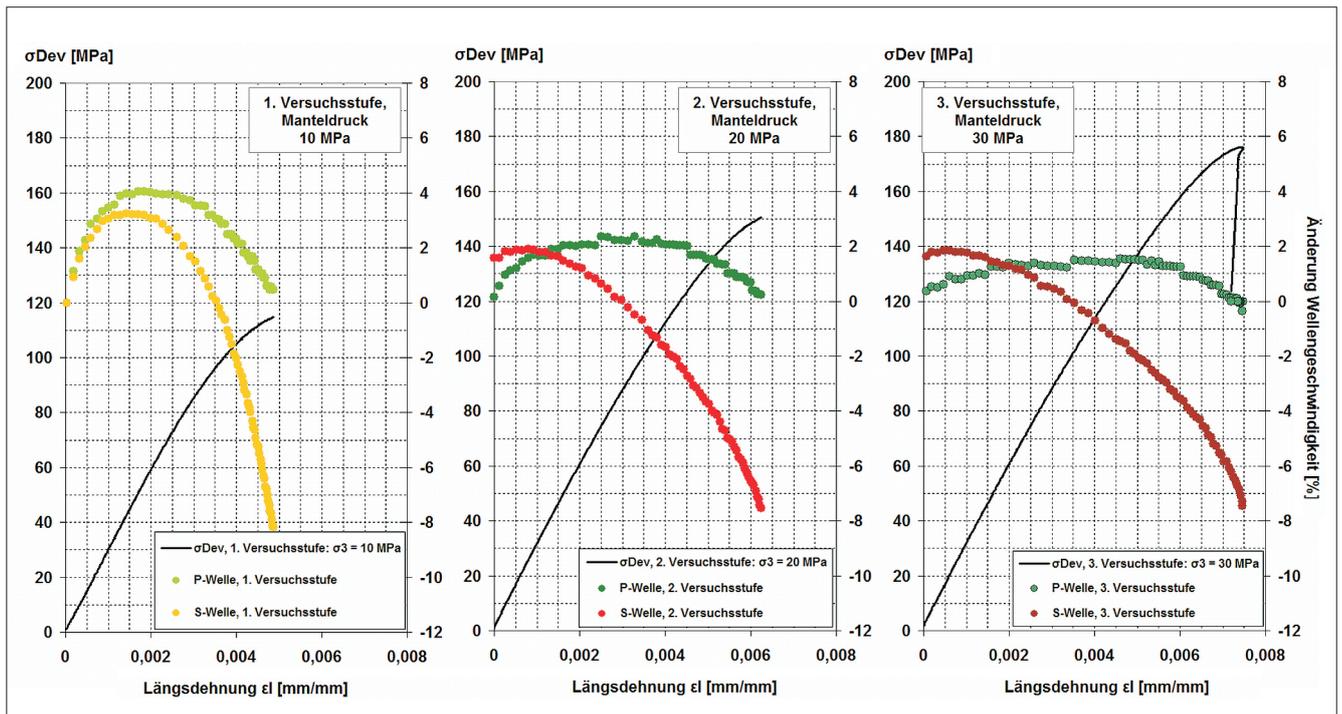


Bild 5: Verlauf der P- und S-Wellengeschwindigkeit, Mehrstufen-Triaxialversuch

Figure 5: Changes in the velocity of P and S waves, multistage triaxial test

bis zum Ende des Versuches bzw. der Versuchsstufe wieder gleichmäßig ab, während die Spannungs-Dehnungs-Linie noch einen linearen Verlauf zeigt. Dies ist ein Anzeichen der Neubildung und Vereinigung von Mikrorissen im Prüfkörper durch die steigende Spannungsdifferenz lange vor dem Erreichen der maximalen Festigkeit.

Der unterschiedliche Verlauf der P- und S-Welle lässt Rückschlüsse auf die Orientierung der Mikrorisse im Gestein zu. Die P-Welle reagiert hauptsächlich auf Risse senkrecht zu ihrer Ausbreitungsrichtung, die S-Welle ist dagegen empfindlich gegenüber Rissen, die parallel zu ihrer Ausbreitungsrichtung stehen. Die Prüfkörper wurden in den hier durchgeführten Versuchen entlang ihrer Längsachse durchschallt, d. h. die Entwicklung der P-Welle fungiert in diesem Fall als Indikator für Risse in radialer Richtung (horizontal, senkrecht zur Prüfkörperlängsachse), die S-Welle hauptsächlich als Indikator für Risse in axialer Richtung (vertikal, parallel zur Prüfkörperlängsachse). Ein stärkerer Anstieg der P-Wellengeschwindigkeit zu Beginn einer Versuchsstufe zeugt dabei von einer stärkeren Zusammendrückung der bestehenden Mikrorisse senkrecht zur Richtung der maximalen Druckspannung (siehe Bild 6a). Ein steilerer Abfall der S-Wellengeschwindigkeit in der Phase der Mikrorissbildung und -ausbreitung weist wiederum darauf hin, dass sich Risse hauptsächlich in Richtung der maximalen Druckspannung, also senkrecht, ausbreiten (siehe Bild 6b).

Bei den Mehrstufen-Triaxialversuchen ließ sich eine bestehende Vorschädigung des Prüfkörpers durch vorangegangene Versuchsstufen anhand der Ultraschalllaufzeitmessungen nachweisen, indem sich die beginnende Abnahme der S-Wellengeschwindigkeit bei den letzteren Versuchsstufen deutlich weiter nach vorn verlagert.

Hinsichtlich des Einflusses des Spannungspfades konnten keine eindeutigen Rückschlüsse aus den Ultraschallgeschwindigkeiten gezogen werden. Trotz unterschiedlicher gewählter Spannungspfade war der Verlauf der Wellengeschwindigkeiten in den einzelnen Versuchsphasen der Mehrstufen-Triaxialversuche immer gleichartig.

Die Ableitung eines Abbruchkriteriums für die Mehrstufen-Triaxialversuche aus den Ultraschalllaufzeitmes-

sungen war ebenfalls nicht möglich, da die tendenzielle Entwicklung beider Geschwindigkeiten zwar immer ähnlich ist, sich die Ergebnisse in konkreten Anhaltspunkten (z.B. Erreichen des Maximums bezogen auf maximale Spannung, Betrag der prozentualen Zunahme oder Abnahme) jedoch stark unterscheiden.

Bei der numerischen Simulation der Ultraschalllaufzeitmessungen zeigt sich, wie in Bild 7 zu sehen ist, die gleiche Tendenz wie bei den Laborversuchen: eine Zunahme am Beginn der deviatorischen Phase – wenn auch sehr gering – und anschließende Abnahme der Wellengeschwindigkeit durch im Prüfkörper entstehende Schädigungen.

Die Absolutwerte für die ermittelten Ultraschalllaufzeiten in der numerischen Simulation liegen jedoch unter den Ergebnissen der Laborversuche. Dies ist besonders deutlich am Beispiel der S-Welle zu sehen (siehe Tabelle 1). Die Wellenausbreitung findet demzufolge im Computermodell des Prüfkörpers viel schneller statt als im realen Sandsteinprüfkörper.

Diese Unterschiede sind zum Teil vermutlich durch die Gegebenheiten des Modells zu begründen. So sind bspw. die Partikel im Modell ideal kugelförmig, Reibungskoeffizient und Steifigkeiten der Partikelkontakte sind konstant. Außerdem wurde die Kornverteilungskurve des Computermodells in einen Bereich mit größeren Durchmessern verschoben. Dadurch besteht das Modell aus erheblich weniger Einzelpartikeln, als ein vergleichbarer realer Sandsteinprüfkörper. Bei einem mittleren Partikeldurchmesser von 1,57 mm und einer

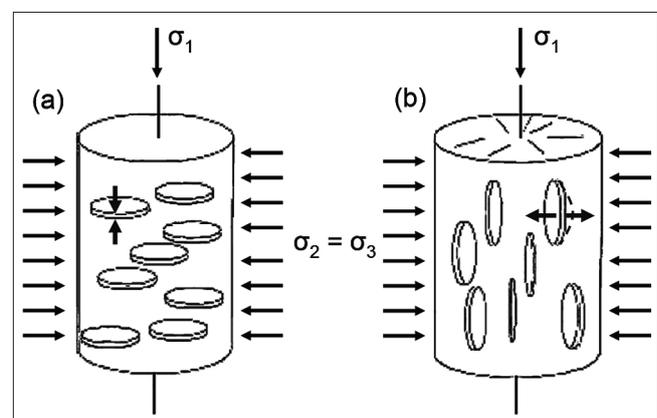


Bild 6: Schließen und Öffnen von Rissen im Verlauf eines Triaxialversuches

Figure 6: Closing and opening of microcracks during a triaxial test

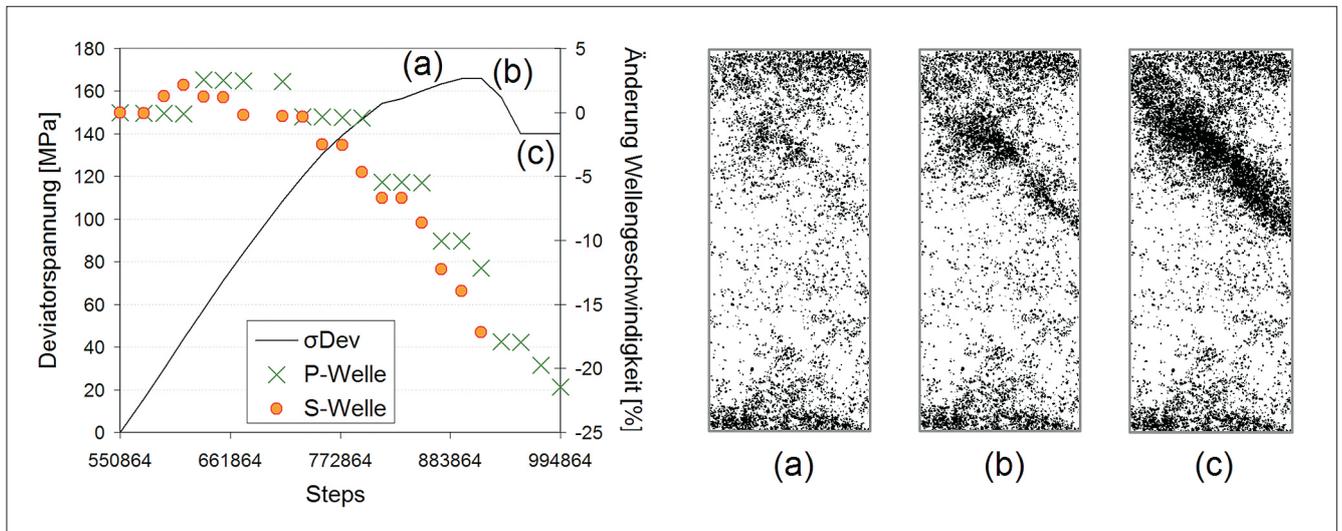


Bild 7: Modell PFC3D: Entwicklung der P- und S-Wellengeschwindigkeit, Bruchmuster
 Figure 7: PFC3D model: Changes in the velocity of P and S waves, fracture pattern

		Laborversuche	Numerische Simulation
Laufzeit [μs]	P-Welle	24,5...28,7	18,5...25,0
	S-Welle	40,7...48,2	22,0...29,0
Geschwindigkeit [m/s]	P-Welle	3500,0...4133,6	3901,2...5306,7
	S-Welle	2070,7...2481,4	3622,0...4462,3

Tabelle 1: Vergleich Ultraschalllaufzeiten Labor und numerische Simulation

Table 1: Comparison of ultrasonic transit times in laboratory tests and numerical simulations

Prüfkörperhöhe von 98 mm befinden sich im Mittel nur rund 62 Partikel übereinander, die bei Anregung der Schwingung durchlaufen werden. Diese sind durch eine Art „Federverbindung“ untereinander verbunden. Daher reagiert das Computermodell insgesamt besser auf die eingetragene Schwingung als der Laborprüfkörper in der Realität.

Eine detaillierte Auswertung der durchgeführten Triaxialversuche und der numerischen Simulation findet sich in Mittelbach (2011).

6 Zusammenfassung Summary

Die Vermutung der zunehmenden Entfestigung des Prüfkörpers im Mehrstufen-Triaxialversuch bei steigender Anzahl der durchlaufenen Versuchsstufen konnte durch die getätigten Ultraschalllaufzeitmessungen und daraus ermittelten Geschwindigkeitsverläufe bestätigt werden. Daher erweist sich die Messung der P- und S-Wellengeschwindigkeit während eines Triaxialversuches und im speziellen im Verlauf eines Mehrstufen-Triaxialversuches durchaus als hilfreich, da sich aus deren Tendenz Hinweise bezüglich des Entfestigungsverhaltens und der zunehmenden Schädigung des Prüfkörpers ableiten lassen.

Die zum Vergleich durchgeführte numerische Simulation zeigte die gleiche Entwicklung der Ultraschalllaufzeiten im Versuchsverlauf.

Neben den Ultraschallmessungen wurde aber festgestellt, dass die durch Schädigung des Prüfkörpers vorhandenen Abweichungen zwischen Einstufen- und Mehrstufen-Triaxialversuchen bei der Ermittlung der Festigkeitswerte c und ϕ und bei der Ableitung der Bruchhüllkurve nur einen geringen Einfluss hatten. Die Mehrstufen-Triaxialversuche können in diesem Fall als gute Annäherung an die Einstufen-Triaxialversuche betrachtet werden.

7 Literatur *References*

Baumgarten, L. (2006): Untersuchungen zum Bruchverhalten von Gesteinen im dreiaxialen Kompressionsversuch – Konzeptionelle Forschungsansätze. Veröffentlichung des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Beiträge zur Boden- und Felsmechanik, Heft Nr. 5.

Baumgarten, L., Konietzky, H. (2010): Numerical Investigations about Damage and Fracture of Sandstone under 3-axial Compression. Veröffentlichung des Institutes für Geotechnik der TU Bergakademie Freiberg, Tagungsbeitrag 18th European Conference on Fracture (30. August – 3. September 2010), Dresden.

Cain P., Yuen C. M. K., Le Bel G. R., Crawford A. M., Lau D. H. C. (1987): Triaxial Testing of Brittle Sandstone Using a Multiple Failure State Method. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 10 Nr. 4, S. 213-217.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), AK 3.3 (1987): Empfehlung Nr. 12 des Arbeitskreises 19 – Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Erd und Grundbau e.V.: Mehrstufentechnik bei dreiaxialen Druckversuchen und direkten Scherversuchen. Redaktionelle Bearbeitung L. Wichter. *Bautechnik* 64, Heft 11, S. 382-385.

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests (1983): Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression, Revised Version. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 20 Nr. 6, S. 285-290.

Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA (2005): PFC3D (Particle Flow Code in 3 Dimensions) Version 3.10. User's Guide.

Kovári, K., Tisa, A. (1975): Multiple Failure State and Strain Controlled Triaxial Tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 7 Nr. 1, S. 17-33.

Mittelbach, L. (2011): Ultraschalllaufzeitmessungen an Gesteinsproben im dreiaxialen Kompressionsversuch – Laborversuche und numerische Simulation mit PFC3D. TU Bergakademie Freiberg, Fachbereich Geotechnik, Diplomarbeit.

Vergleich von gemessenen und numerisch nachgerechneten Verformungen bei spannungspfadgesteuerten Triaxialversuchen

Comparison of Measured and Recalculated Deformations in Stress-Path Controlled Triaxial Tests

Dipl.-Ing. Kornelia Nitzsche, Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle,
Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

Beobachtungen und Messungen im Labor und in-situ zeigen, dass Bodenbewegungen trotz eines statischen Gleichgewichtes bei unveränderlichen äußeren Lasten auftreten. Zeitabhängige Verschiebungen können bspw. bei Böschungsaushüben beobachtet werden, wenn der eigentliche Aushubvorgang schon vor längerer Zeit abgeschlossen wurde. Diese Verformungen werden z.B. durch Konsolidationsprozesse, Kriechvorgänge, progressiven Bruch, Witterungseinflüsse oder induzierte zyklische Beanspruchung mit sehr kleinen Amplituden durch Bauarbeiten in anliegenden Bereichen verursacht. Auf diese Weise kann sich eine standsichere Böschung einem Versagenszustand nähern, ohne dass äußerliche Lasten explizit aufgebracht werden. Für die Beurteilung der Langzeitstandsicherheit einer Böschung ist es notwendig, zeitabhängige Verformungen in die Untersuchung mit einzubeziehen, was jedoch mit konventionellen Standsicherheitsberechnungen nicht möglich ist. Hierfür ist eine Studie von Verschiebungstendenzen für unterschiedliche Randbedingungen erforderlich.

Bei der numerischen Modellierung eines Böschungsaushubs in homogenem Boden konnten für verschiedene physikalische Mechanismen entsprechende Verschiebungsmuster identifiziert werden. Die Modellierung des Aushubs erfolgte mit drei unterschiedlichen Stoffmodellen. Da Abweichungen in den Verschiebungsbildern bezüglich der verwendeten Stoffmodelle beobachtbar sind, wurden mit Hilfe von lastgesteuerten Triaxialversuchen am Institut für Geotechnik (IGT) charakteristische Spannungspfade des Aushubs abgebildet. Für die gemessenen Verformungen erfolgte eine Gegenüberstellung mit Ergebnissen aus numerischen Elementversuchen.

Observations and measurements in the laboratory as well as in-situ reveal that soil deformations occur at static equilibrium even when there are no changes in the external loading state. Time-dependent behaviour can be seen in deep excavations, for example, where displacements of slopes are still observed long after the excavation process has come to an end. The displacements may arise due to consolidation processes, creep effects, progressive failure, weathering, induced vibrations in the ground caused by ongoing construction activities nearby or a combination of such events. Thus, a stable slope can reach a state approaching failure without any explicit application of external forces. For the assessment of long-term slope stability, the time-dependent deformations need to be considered which is, however, not feasible with conventional stability analysis. For this purpose a numerical study of deformation patterns with different boundary conditions is required.

Within the numerical analyses of an excavated homogeneous slope, varying displacement patterns were identified for various physical mechanisms. The numerical calculations were performed with three different constitutive models. Due to discrepancies within the displacement patterns regarding the constitutive models, load controlled triaxial tests were conducted at the Institute of Geotechnical Engineering (IGT) to determine characteristic stress paths for an excavation. The measured deformations were compared with the results of numerical element tests.

1 Einführung Introduction

Verschiedene physikalische Mechanismen, bspw. Konsolidationsprozesse, Kriechvorgänge, progressiver Bruch oder Witterungseinflüsse, rufen unterschiedliche Verschiebungsmuster hervor. Gleichfalls liefern verschiedene Stoffmodelle auf Grund ihres unterschiedlichen mathematischen Aufbaus voneinander abweichende Verschiebungstendenzen, wenn ein bestimmter physikalischer Mechanismus betrachtet wird.

Ein Böschungsaushub in homogenem Boden wurde für drainierte und gekoppelte Bedingungen mit jeweils drei verschiedenen Stoffmodellen nachgerechnet. Bei den verwendeten mathematischen Modellen handelt es sich um das elasto-plastische Modified-Cam-Clay Modell (Wood 1990), das hypoplastische Stoffmodell für Tone von Mašín (Mašín 2005) und das visko-hypoplastische Stoffmodell von Niemunis (Niemunis 2003).

Um die Berechnungsergebnisse der unterschiedlichen Stoffmodelle bezüglich des Verformungsverhaltens bei einem Aushub miteinander vergleichen zu können, wurden zuvor mehrere Elementversuche mit ödometrischen und triaxialen Randbedingungen durchgeführt. Ein Parametersatz für das visko-hypoplastische Stoffmodell wurde aus der Literatur (Meier 2009) entnommen. Die Materialparameter der beiden anderen Stoffmodelle wurden anhand dieses gewählten Parametersatzes kalibriert. Der Spannungs- und Dehnungsbereich für die Kalibrierung wurde entsprechend den voraussichtlichen Werten während des modellierten Aushubs gewählt.

Im Diagramm linker Hand in Bild 1 ist der Spannungs-Porenzahl-Verlauf für eine Be- und Entlastung unter ödometrischen Bedingungen zu sehen. Die beiden anderen Diagramme in Bild 1 zeigen den q-p'-Spannungspfad für eine axiale Entlastung bei konstantem Seitendruck unter drainierten Bedingungen sowie das dazugehörige Spannungs-Dehnungsverhalten. Die vertikale Ausgangsspannung ist für alle drei Stoffmodelle identisch. Auf Grund von unterschiedlichen K_0 -Werten, die aus den jeweiligen Stoffmodellen folgen, weicht der Ausgangsspannungszustand im q-p'-Diagramm ab. Eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den Stoffmodellen ist für die gezeigten Elementversuche feststellbar. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass die betrachteten Stoffmodelle auch eine gute Übereinstimmung von Ergebnissen in Berechnungen von Randwertproblemen liefern.

2 Numerisch simulierter Böschungsaushub Numerical analysis of a simulated excavation

Der simulierte Aushub einer idealisierten Böschung wurde in feinkörnigem, homogenem Boden durchgeführt. Der Boden hat vor Beginn der Entlastung keine Vorbelastung erfahren. Die Aushubtiefe beträgt 20 m, wobei die entstehende Böschungslänge 50 m und deren Neigung somit 1:2,5 beträgt. Ein anstehender Grundwasserspiegel wurde nicht berücksichtigt. Der Aushub erfolgt lagenweise in zehn Aushubschritten, wobei verfahrenstechnische Vorgehensweisen keine Berücksichtigung fanden. Eine grafische Darstellung des Randwertproblems findet sich in Bild 2.

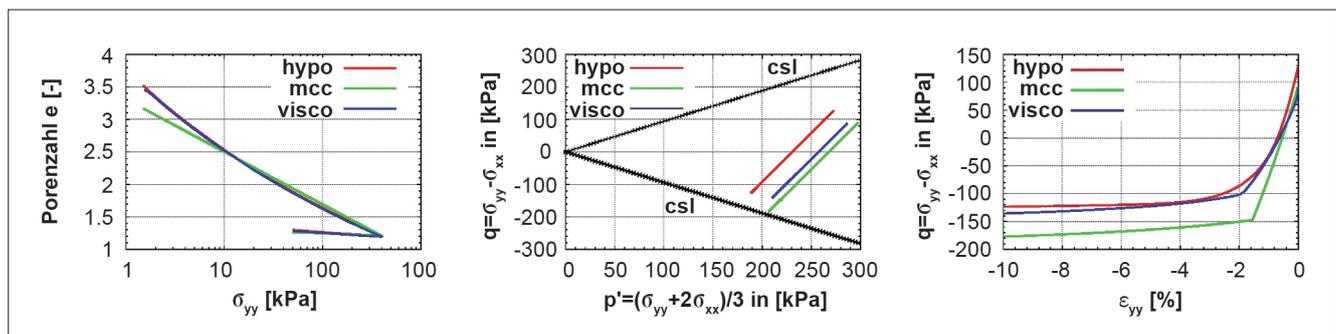


Bild 1: Elementversuche unter ödometrischen und triaxialen Randbedingungen zur Bestimmung der Materialkennwerte für das elasto-plastische und hypoplastische Stoffmodell

Figure 1: Element test with oedometric and triaxial boundary conditions for the determination of the material parameters for the elasto-plastic and hypoplastic constitutive models

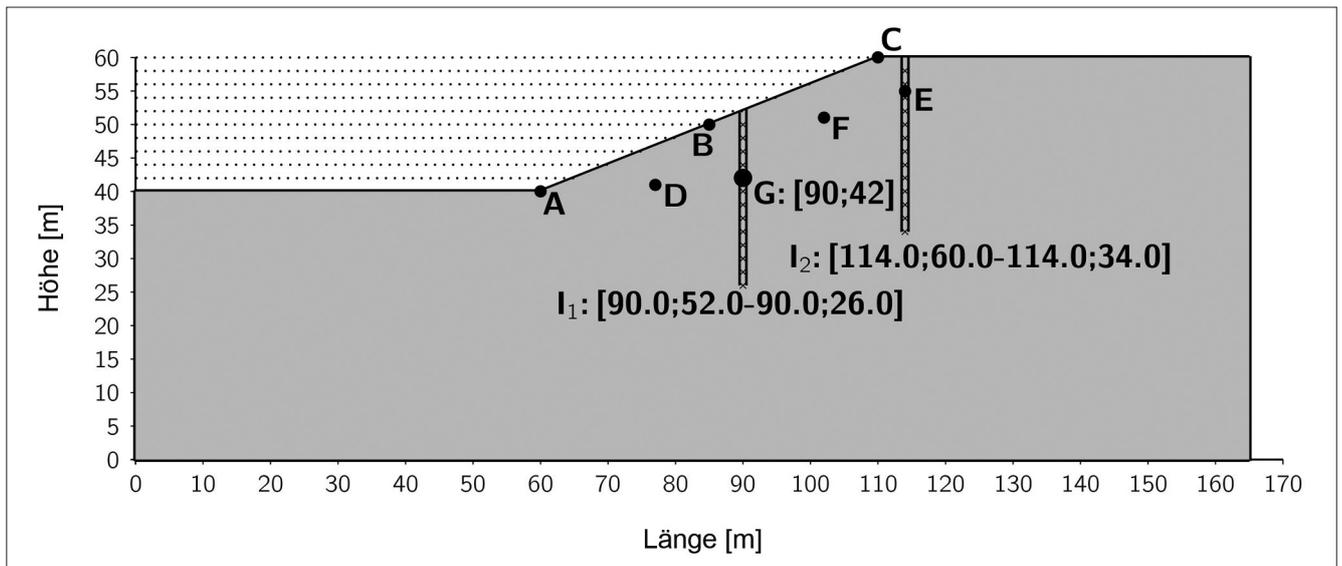


Bild 2: Berechnungsmodell der idealisierten Böschung mit den gekennzeichneten Beobachtungspunkten für die Auswertung von Spannungs- und Verformungsverhalten sowie den Schnitten I_1 und I_2 zur Aufzeichnung von horizontalen und vertikalen Verschiebungen

Figure 2: Calculation model for the idealized slope showing representative points for the evaluation of stress, strain and displacement paths. The two axes I_1 and I_2 within and behind the slope indicate measuring devices to detect horizontal and vertical displacements

Die markierten Punkte in und auf der Böschung in Bild 2 kennzeichnen Beobachtungspunkte, für welche Spannungs-, Dehnungs- und Verschiebungsentwicklungen während des simulierten Aushubs aufgezeichnet wurden. Die Schnitte I_1 und I_2 im Böschungsinnen und hinter der Böschung symbolisieren Messvorrichtungen zum Aufzeichnen von Horizontal- und Vertikalverschiebungen.

Die Auswertung von Verschiebungstendenzen erfolgte für drei verschiedene Berechnungsmodelle. Für das Erlangen eines besseren Verständnisses sind im ersten Berechnungsdurchlauf die Porenwasserdrücke weggelassen und eine gänzlich drainierte Böschung angenommen worden. Im darauffolgenden Schritt wurde die Entstehung von Porenwasserunterdrücken während der Entlastung einbezogen. Dafür wurde ein vollständig gesättigter Boden vorausgesetzt. Eine Drainagemöglichkeit wurde während und nach dem Aushub entlang der entstehenden Böschungsränder, der Geländeoberkante und der Baugrubensohle angeordnet. Anschließend konzentrierten sich die numerischen Berechnungen noch auf das zeitabhängige Verhalten, vordergründig den Kriechprozess.

Die Gesamtzeit für den Aushub lag bei 30 Tagen, sodass ein Aushubschritt drei Tage dauerte. Für das ratenunabhängige hypoplastische und das elasto-plastische Stoffmodell ist die Aushubzeit unbedeutend, vorausgesetzt

drainiertes Verhalten wird angenommen. Demnach entspricht ein Aushubschritt einem Berechnungsschritt. Unter Berücksichtigung der Generierung von Porenwasserdrücken wurde die Böschung nach Fertigstellung des Aushubs über einen weiteren Zeitraum von 1850 Tagen beobachtet, bis die Porenwasserunterdrücke im Modell gegen Null tendierten. Die Durchlässigkeit wurde entsprechend dem Bodentyp gewählt und als identisch in horizontaler als auch vertikaler Richtung festgesetzt. Die Untersuchung des zeitabhängigen Verhaltens wurde über einen Zeitraum von weiteren fünf Jahren nach Vollendung des Aushubs fortgesetzt.

Der Anfangszustand vor Beginn des Aushubs in Form von Vertikalspannungs- und Porenzahlverteilung wird für alle Stoffmodelle festgelegt und ist bei den einzelnen Berechnungsmodellen immer identisch. Da die vertikale Spannungsverteilung von der Wichte und Tiefe abhängig ist, ist sie für alle Stoffmodelle gleich. Jedoch unterscheidet sich das Verhältnis von horizontaler und vertikaler Spannung, da es über die jeweiligen Stoffgesetzgleichungen bestimmt wird. Dies hat einen Einfluss auf den Anfangsspannungszustand wie im q - p -Spannungspfaddiagramm in Bild 3 zu sehen. Somit wird auch die Anfangsporenzahlverteilung beeinflusst und unterscheidet sich geringfügig bei allen drei Stoffmodellen. Für alle Stoffmodelle gilt, dass der Boden im Anfangszustand normalkonsolidiert ist.

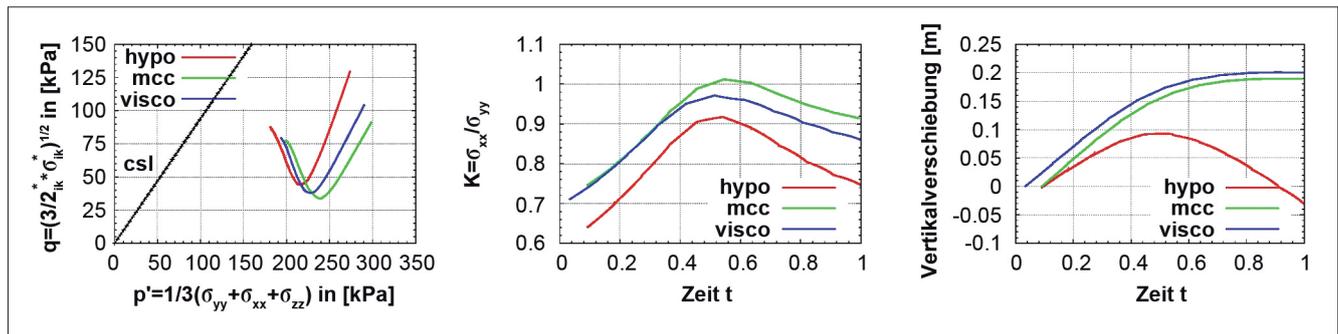


Bild 3: Charakteristische q - p' -Spannungspfade, Änderung des K -Wertes sowie dazugehörige Vertikalverschiebung während der Entlastung im Punkt G (siehe Bild 2) für alle drei untersuchten Stoffmodelle

Figure 3: Characteristic path in the q - p' plane, alteration of the ratio of horizontal and vertical stress (K -value) and vertical displacements during removal of the load at point G (see figure 2) for all three constitutive models

Bild 3 zeigt die q - p' -Spannungspfade und die Entwicklung des Verhältnisses von Horizontal- und Vertikalspannung im Punkt G (siehe Bild 2) für das drainierte Berechnungsmodell. Zusätzlich sind für denselben Punkt die Vertikalverschiebungen abgebildet. Obwohl die Spannungspfade eine sehr gute Übereinstimmung zeigen, ist ein deutlicher Unterschied in den Verschiebungstrends während des Wiederanstieges der Deviatorspannung q zu erkennen. Die Zunahme der Scherspannung ist mit dem Aushubfortschritt gekoppelt. Ist der letzte Aushubschritt senkrecht über dem betrachteten Punkt komplettiert, verringert sich vornehmlich nur noch die Horizontalspannung in diesem Punkt. Dies bedeutet, dass das Verhältnis von Horizontal- und Vertikalspannung wieder kleiner wird und die Deviatorspannung anwächst. Je nach Lage des Beobachtungspunktes, ist dieser Effekt mehr oder weniger ausgeprägt. Der Spannungszustand im Boden kann sich daher auch während der Entlastung dem Grenzzustand annähern oder diesen sogar erreichen.

In Bild 4 sind die Verschiebungsvektoren entlang der Achse I_1 (siehe Bild 2) für einen drainierten Aushub, unterteilt für die zehn Aushubschritte, abgebildet. Auch hier wird deutlich sichtbar, dass sich mit Aushubbeginn die Verschiebungstendenzen ähneln, jedoch mit zunehmender Aushubtiefe deutliche Unterschiede vor allem für das hypoplastische Modell zu erkennen sind.

Anhand Bild 4 wird deutlich, dass trotz übereinstimmenden Spannungspfaden die drei Stoffmodelle Abweichungen in den Verschiebungstendenzen zeigen. Da keine Verschiebungsmessungen aus realen Aushubvorgängen vorliegen, können demzufolge auch keine Vergleiche mit Messungen erfolgen.

Um die unterschiedlichen berechneten Verschiebungstendenzen zu bewerten, wurden Experimente im Labor geplant. Ziel war es, mit Hilfe von lastgesteuerten Triaxialversuchen das Stoffmodell zu ermitteln, welches für vergleichbare Spannungspfade wie in Bild 3 die zutreffendsten Verschiebungstendenzen liefert.

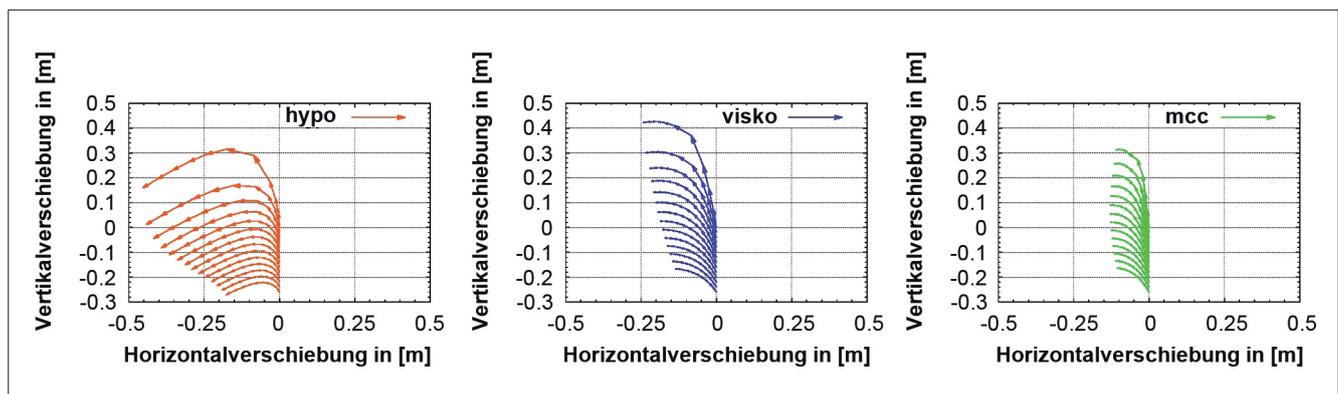


Bild 4: Vergleich der Verschiebungsvektoren während eines drainierten Aushubs entlang der Achse I_1

Figure 4: Comparison of the displacement vectors along the axis I_1 during a drained excavation

3 Spannungspfadgesteuerte Triaxialversuche

Stress path controlled triaxial tests

Mit Hilfe von zwei lastgesteuerten Triaxialversuchen wurde ein wie in Bild 3 dargestellter Spannungspfad am IGT nachgestellt. Ein weiterer Versuch wurde gefahren, welcher dazu diente, das Verformungsverhalten in Abhängigkeit von der Neigung des q-p'-Spannungspfades während des Wiederanstieges der Deviatorspannung q zu analysieren. Im Gegensatz zu den konventionellen Triaxialständen verfügt das lastgesteuerte Triaxialgerät (siehe Bild 5) nicht über einen elektronisch oder hydraulisch bewegbaren Druckstempel.



Bild 5: Lastgesteuertes Triaxialgerät am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden

Figure 5: Load controlled triaxial device at the Institute of Geotechnical Engineering at the Technical University of Dresden

Das gewünschte Belastungsregime muss manuell über Totlasten aufgebracht werden, wobei die Lasten über die Traversenkonstruktion axial auf den Belastungskolben und damit auf die Bodenprobe eingetragen werden. Der in der Triaxialzelle allseitig wirkende Zeldruck sowie der an Probenober- und unterseite anliegende Porenwasserdruck werden maschinell geregelt bzw. registriert. Die Laststeuerung durch Totlasten simuliert realistisch die Spannungsänderung während einzelner Aushubsschritte.

Bei dem verwendeten Probenmaterial handelt es sich nicht um den Boden, welcher demjenigen in der numerischen Simulation des Aushubs genau entsprechen würde. Es wurde ein Referenzmaterial des Institutes verwendet, welches als ein stark schluffiger, leicht- bis mittelplastischer Ton charakterisiert werden kann. Die Bestimmung der Materialparameter für die drei verwendeten Stoffmodelle erfolgte anhand von durchgeführten Ödometer- und Triaxialversuchen am IGT.

Spannungspfade wie in Bild 3 (links) dargestellt, sind charakteristisch für einen Aushub und nahezu unabhängig vom Bodentyp. Eine numerische Simulation des drainierten Aushubs für das verwendete Referenzmaterial ergab ähnliche Abweichungen im Verschiebungsverhalten wie in Bild 3 (rechts).

Bild 6 zeigt das Belastungsregime einer der drei am IGT untersuchten Bodenproben. In diesem Versuch erreicht die Deviatorspannung q während des Entlastungsvor-

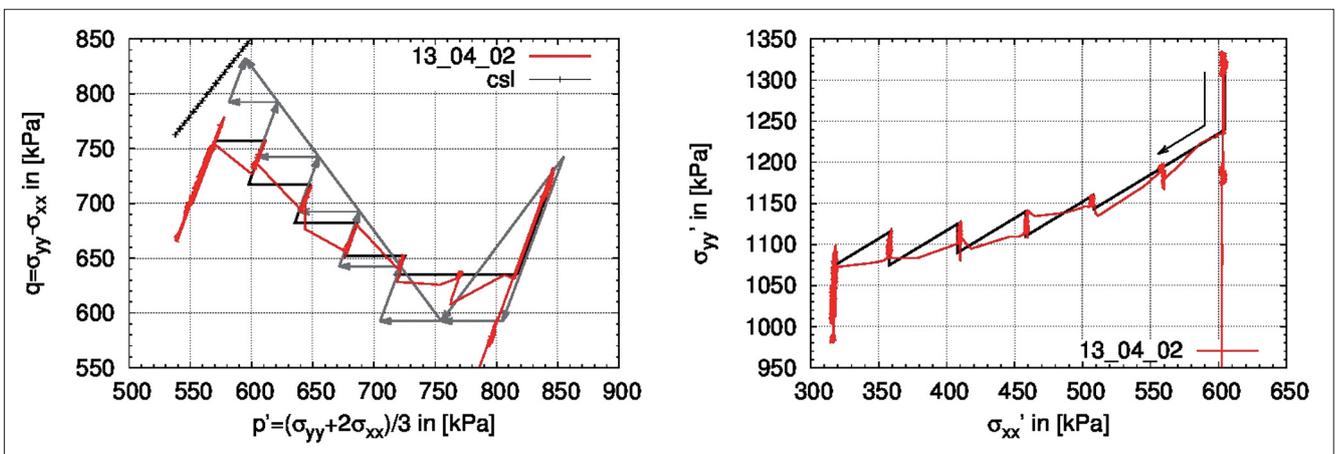


Bild 6: Spannungspfade des ersten lastgesteuerten Triaxialversuches im q-p'- und σ_{xx} - σ_{yy} -Diagramm. Die grauen Vektoren im linken Diagramm kennzeichnen das festgelegte Belastungsregime, die roten Kurven entsprechen dem tatsächlichen Spannungspfad. Der schwarze Kurvenverlauf in beiden Diagrammen beschreibt den Pfad des nachgerechneten Elementversuches.

Figure 6: Stress path in the q-p' and σ_{xx} - σ_{yy} planes of the first load controlled triaxial test. The grey vectors in the left-hand diagram indicate the specified load regime, the red curves the effective stress path. The black curves in both diagrams define the stress path of the calculated element test.

ganges einen höheren Wert als vor Entlastungsbeginn. Dies würde einem Bereich in einer Böschung entsprechen, der durch eine größere Verringerung der Horizontal- als Vertikalspannung charakterisiert ist, d.h. im oberen Bereich einer durch Aushub entstehenden Böschung. Der Spannungspfad, welcher im Labor nachgestellt wurde, endet in der Nähe der Critical State Line (CSL), um die Verschiebungstendenzen nahe dem Grenzzustand genauer betrachten zu können.

Der Ausgangsspannungszustand vor Entlastung wurde nach Probensättigung über eine Konsolidation bis 600 kPa und eine in drei Schritten erfolgte Erhöhung der axialen Totlast erreicht. Das Spannungsverhältnis σ_{xx}/σ_{yy} beträgt vor Entlastung $K=0,45$ und befindet sich somit näherungsweise im K_0 -Zustand. Im ersten Entlastungsschritt wurde die Axialspannung um 150 kPa und die Radialspannung um 50 kPa reduziert. Bei den vier darauffolgenden Laststufen erfolgte eine Zelldruckminderung um 50 kPa und eine Erhöhung der Axialspannung um ebenfalls 50 kPa. Im letzten Schritt wurden Zelldruck und Axialspannung um jeweils 40 kPa verringert bzw. vergrößert. Die Neigung des q - p' -Spannungspfad während des Wiederanstieges der Deviatorspannung q beträgt damit $m=-1,5$ (vgl. Bild 10 oben), und die effektive Axialspannung dürfte sich während des Versuches nicht ändern.

Um auf dem festgelegten Spannungspfad zu bleiben, muss bei einem lastgesteuerten Triaxialgerät eine Aufteilung des Entlastungsabschnittes in eine Änderung

der Axialspannungskomponente sowie Änderung des Zelldrucks erfolgen. Ein Entlastungsschritt wurde in zwei unmittelbar aufeinander folgende Arbeitsschritte gegliedert. Zwischen zwei Entlastungsphasen befand sich jeweils eine Wartezeit von 24 Stunden, da davon ausgegangen werden kann, dass auch ein Böschungsaushub schrittweise erfolgt.

Bei dem Entlastungsschritt, in welchem es zu einer Verringerung der Deviatorspannung q kam, wurde die Probe zunächst in axialer Richtung entlastet und direkt danach der Zelldruck verringert sowie gleichzeitig die entsprechende Gegenlast für den Druckstempel entfernt. Im Bereich des Anstieges der Deviatorspannung q erfolgten anfänglich die Zelldruckminimierung und anschließend die Erhöhung der Axialspannung.

Die Gegenlast für den Druckstempel, welche bei Zelldruckreduzierung oder -erhöhung angepasst werden muss, resultiert aus der Fläche des Druckstempels und dem in der Triaxialzelle vorherrschenden Zelldruck. Die Kraftdifferenz zwischen der außer- und innerhalb der Triaxialzelle gemessenen Axialkraft entspricht der Gegenlast, um den Zelldruck auf den Druckstempel auszugleichen (siehe Bild 7 links).

Während der Zelldruck bei Änderung einer Laststufe graduell verringert wird, muss die Gegenlast manuell entfernt werden, wodurch es kurzzeitig zu einer höheren bzw. kleineren Axialspannung kommt. Dies ist eine der Erklärungen für die Abweichung des ermit-

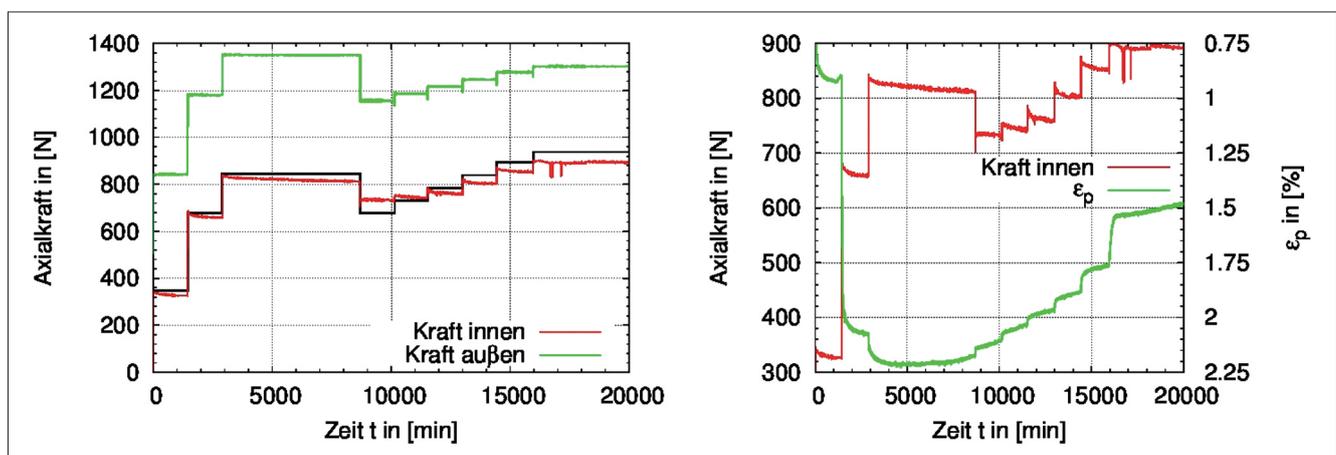


Bild 7: Verlauf der außer- und innerhalb der Triaxialzelle gemessenen Axialkraft, Verlauf der Axialkraft ohne Berücksichtigung der Reibung (schwarz) sowie Axialkraftverlauf und gleichzeitige Volumenänderung ab Konsolidation und bis 24 Stunden nach Aufbringung der letzten Laststufe für den ersten Versuch

Figure 7: Curve of the axial force measured within and outside the triaxial cell, curve of the axial force without consideration of friction (black) as well as curves of the axial force and the volumetric change between consolidation and up until 24 hours after the last loading stage for the first triaxial test

telten Spannungspfades vom festgelegten Belastungsregime in Bild 6 (rechts). Zudem verursacht die Reibung zwischen dem Druckstempel und der Aussparung in der Triaxialzelle, dass die von außen aufgebrachte Axiallast nicht vollständig auf die Probe übertragen werden kann. Der Einfluss der Reibung auf die gemessene Axialkraft ist in Bild 7 (links) dargestellt.

Der dargestellte Verlauf der gemessenen Axialkraft von außen und innen in Bild 7 (links) ist ab der Konsolidation veranschaulicht. In dem Diagramm ist zudem der eigentliche Axialkraftverlauf ohne den Einfluss von Reibung skizziert. Zusätzlich sind der Verlauf der in der Triaxialzelle gemessenen Axialkraft und die gleichzeitige Volumenänderung während der Be- und Entlastung dargestellt. Weiterhin ist in Bild 7 zu erkennen, dass es nach Änderung der Laststufen zu einem geringfügigen Abfall der Axialkraft im inneren der Triaxialzelle kommt. Dies ist dadurch bedingt, dass sich die Probe setzt, aber der Druckstempel auf Grund von Reibung nicht nachrutschen kann.

Der zweite untersuchte Spannungspfad zeigt nicht den gesamten Verlauf, wie er während eines Entlastungsvorganges in der Nähe der Böschungsoberfläche beobachtet werden kann. Der Bereich, in welchem die Deviatorspannung q verringert wird, wurde weggelassen und nur der Teil des Wiederanstieges betrachtet. Das Belastungsregime setzt sich aus fünf Laststufen zusammen. Der Zelldruck wird in jeder Laststufe zunächst um 80 kPa reduziert und unmittelbar danach die Axialspan-

nung um 120 kPa erhöht. Damit stellt sich eine Neigung des q - p' -Spannungspfades von $m = -3,0$ ein und es kann von einer Belastung gesprochen werden, da die Änderung der Spannung in axialer Richtung größer als in horizontaler Richtung ist. Die Probe wurde vor Beginn auf eine effektive, mittlere Hauptspannung von 600 kPa konsolidiert. Bild 8 zeigt den q - p' -Spannungspfad und das σ_{xx} - σ_{yy} -Diagramm dieses Versuches.

In Bild 8 (links) ist zu erkennen, dass infolge der Versuchsdurchführung der gemessene q - p' -Spannungspfad oberhalb des festgelegten Belastungsregimes verläuft. Dadurch wird das Verformungsverhalten maßgebend durch die Änderung der Deviatorspannung q beeinflusst. Im Vergleich zwischen dem geplanten Belastungsregime und den tatsächlichen Spannungsänderungen ist zu erkennen, dass in der letzten Laststufe nur noch die Reduzierung des Zeldruckes, aber keine Erhöhung der Axialkraft erfolgte. Diese Abweichung vom Versuchsplan ist damit begründet, dass der tatsächliche Spannungszustand vor Ausführung der letzten Laststufe bereits deutlich näher am Grenzzustand lag als ursprünglich geplant.

Der Einfluss der Reibung ist bei der Belastung weniger deutlich ausgeprägt wie bei den Entlastungsvorgängen, vgl. Bilder 7 und 9. Jedoch zeigt sich auch hier ein Abfall der Axialkraft zwischen den Laststufen, welcher durch ein verhindertes Nachrutschen des Druckstempels bei sehr kleinen Setzungen der Probe verursacht wird.

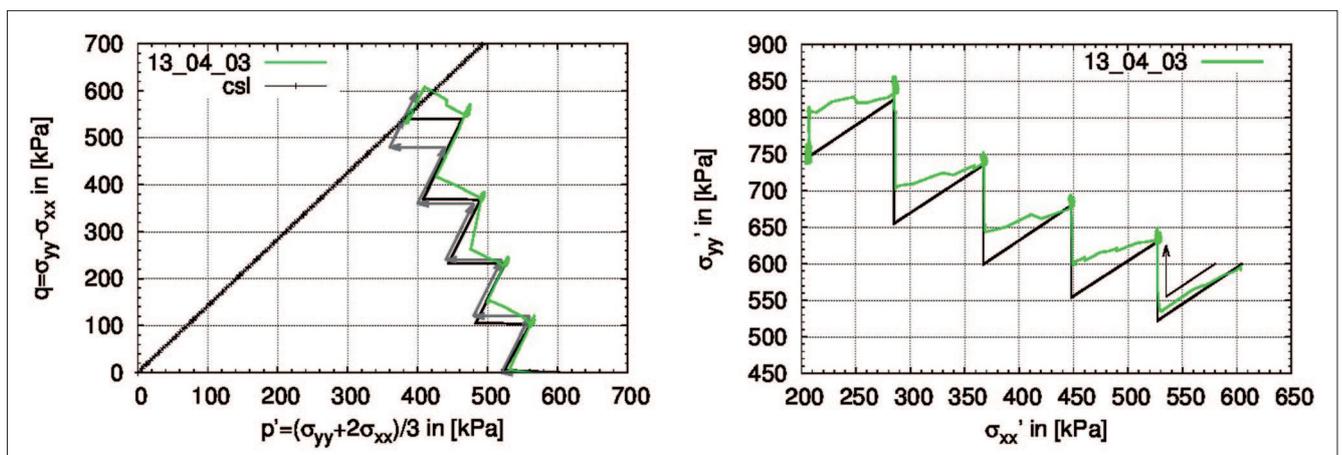


Bild 8: Spannungspfade im q - p' - und σ_{xx} - σ_{yy} -Diagramm des zweiten lastgesteuerten Triaxialversuches. Die grauen Vektoren im linken Bild kennzeichnen das festgelegte Belastungsregime, die grünen Kurven entsprechen dem tatsächlichen Spannungspfad. Der schwarze Kurvenverlauf in beiden Diagrammen beschreibt den Pfad des nachgerechneten Elementversuches.

Figure 8: Stress path in the q - p' and σ_{xx} - σ_{yy} planes of the first load controlled triaxial test. The grey vectors in the left-hand diagram indicate the specified load regime, the green curves the effective stress path. The black curves in both diagrams define the stress path of the calculated element test.

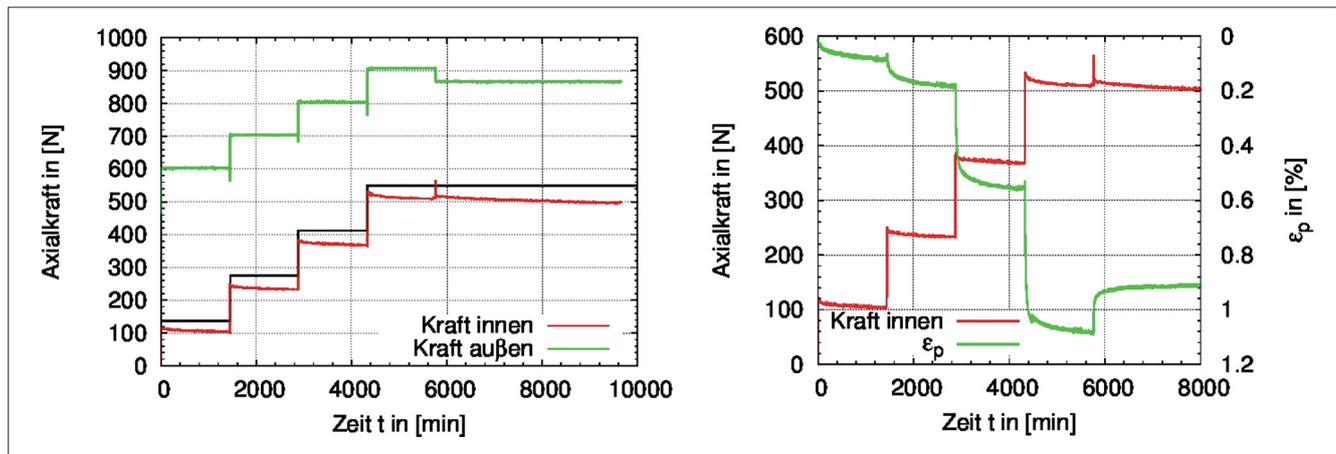


Bild 9: Verlauf der außer- und innerhalb der Triaxialzelle gemessenen Axialkraft, Verlauf der Axialkraft ohne Berücksichtigung der Reibung (schwarzer) sowie Axialkraftverlauf und gleichzeitige Volumenänderung ab Konsolidation und bis 24 Stunden nach Aufbringung der letzten Laststufe für den zweiten Versuch

Figure 9: Curve of the axial force measured within and outside the triaxial cell, curve of the axial force without consideration of friction (black) as well as curves of the axial force and the volumetric change between consolidation and up until 24 hours after the last loading stage for the second triaxial test

4 Auswertung der Versuchsergebnisse und Vergleich mit Ergebnissen aus Elementversuchen

Evaluation of the laboratory results and comparison with results of the element tests

In den Bildern 6 und 8 sind die für die Nachrechnung mit TOCHNOG definierten q - p' -Spannungspfade abgebildet. Die Reibung zwischen dem Druckstempel und der Triaxialzelle sowie der Einfluss der Versuchsdurchführung hat eine Abweichung zwischen den geplanten Belastungsregimen und den gemessenen Spannungspfaden zur Folge. Um die gemessenen und die gerechneten Verschiebungstendenzen so gut wie möglich miteinander vergleichen zu können, wurde nicht der Spannungspfad des festgelegten Belastungsregimes, sondern der des tatsächlichen Spannungspfades modelliert.

Jede Art von Spannungsänderung während des Laborversuches wurde im nachgerechneten Versuch als ein Berechnungsschritt betrachtet, sodass für den ersten Versuch ab Entlastungsbeginn 12 und für den zweiten Versuch 9 Berechnungsschritte nötig gewesen sind. Um den numerischen Einfluss der intergranularen Dehnung bei den hypoplastischen Modellen zu berücksichtigen, wurde der gesamte Laborversuch ab Konsolidationsbeginn simuliert. Der Versuch wurde drainiert gerechnet, auch wenn erwartungsgemäß während der Entlastung

Porenwasserunterdrücke im Probeninneren entstehen. Das visko-hypoplastische Stoffmodell ist ein ratenabhängiges Modell und die Belastungsgeschwindigkeit muss während der FE-Berechnung in Betracht gezogen werden. Da der Zeitraum für die Durchführung der einzelnen Laststufen sehr kurz war, wurden auch für dieses Modell lediglich 12 bzw. 9 Berechnungsschritte gewählt und der Zeitraum von 24 Stunden während den jeweiligen Laststufen vernachlässigt. Dies lässt sich damit begründen, dass das verwendete Referenzmaterial nur einen sehr niedrigen Viskositätsindex ($l_v = 0,001$) besitzt und während der Wartezeit von 24 Stunden keine Setzungen infolge Kriechen zu erwarten sind, welche das Verschiebungsmuster maßgeblich beeinflussen.

Das Verformungsverhalten wird durch zwei voneinander unabhängigen Prozessen gesteuert. Zum einen kommt es infolge der Zelldruckverringering zu einer isotropen Volumenvergrößerung, aber gleichzeitig auch auf Grund der Zunahme der Deviatorspannung q zu Setzungen und zu einer Volumenverkleinerung. Diese beiden Vorgänge überlagern sich und bestimmen je nach Verhältnis $\Delta q/\Delta p'$ die Ausprägtheit der einzelnen Faktoren.

Auf Grund des Einflusses der Versuchsdurchführung hat der q - p' -Spannungspfad des ersten Versuches, welcher sich in Richtung der CSL bewegt, einen Anstieg $m = -0,75$, d.h. die Änderung der mittleren effektiven Hauptspannung ist größer als die der Deviatorspannung. Somit ist

der allgemeine Einfluss der isotropen Volumenvergrößerung infolge der Zelldruckreduzierung größer als die Volumenverkleinerung durch Erhöhung der Scherspannung, was sich im Verlauf der gemessenen Volumenänderung widerspiegelt (siehe Bild 11 rechts). Durch den Wiederanstieg der Scherspannung nehmen die Setzungen zu. Die Setzungsänderungen vergrößern sich mit der Annäherung des Spannungspfades an die CSL bedeutend, da die Bodensteifigkeit abnimmt.

Generell nehmen bei der Scherung eines normalkonsolidierten Bodens und Annäherung an den Grenzzu-

stand die Dehnungsänderungen in vertikaler Richtung weiterhin zu, obwohl die Scherspannungsänderungen nur noch sehr gering sind. Gleichzeitig beobachtet man keine wesentliche Volumenverkleinerung mehr, da sich der Zustand der Probe bereits in der Nähe der CSL befindet (siehe Bild 10 unten). Dem entgegen wirkt hier die Volumenvergrößerung, die mit reduzierender Hauptspannung größer wird. Überlagern sich die jeweiligen Dehnungsänderungen aller drei Richtungen von beiden Effekten, sind zwar Setzungen zu beobachten, aber die horizontalen Dehnungen sind wesentlich größer, so dass sich der Boden insgesamt auflockert, siehe Bild 11.

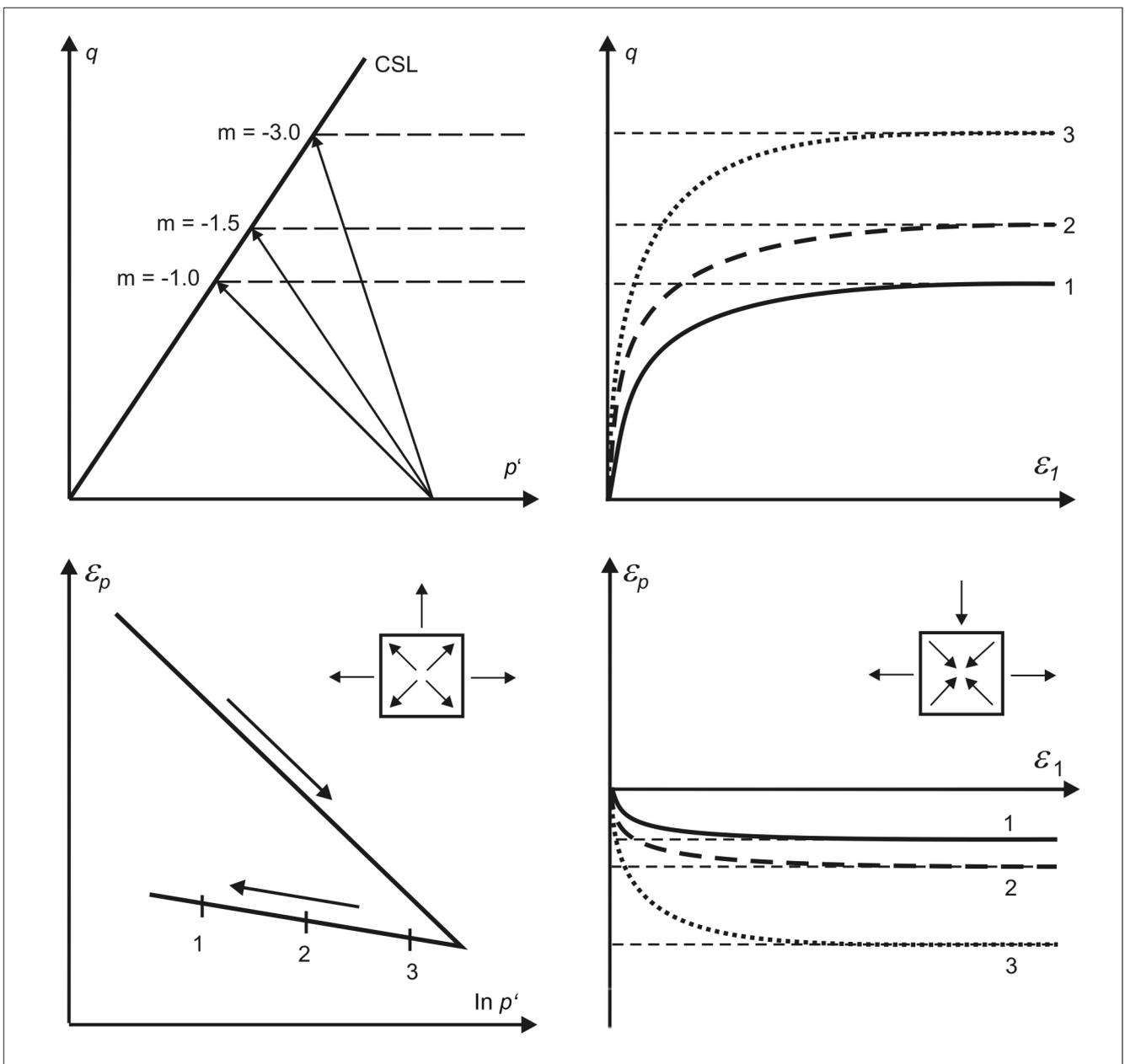


Bild 10: Einfluss der Neigung von Spannungspfaden im q-p'-Diagramm auf das Verformungsverhalten
 Figure 10: Influence of the inclination of stress paths in the q-p' plane on the deformation behaviour

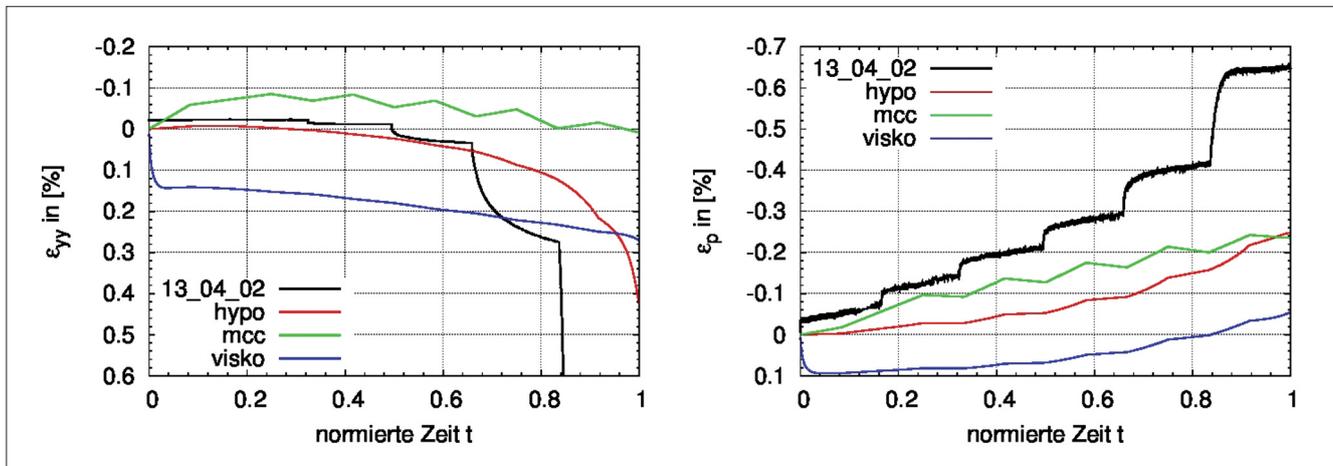


Bild 11: Vergleich von gemessener und berechneter Vertikal- und Volumendehnung für den ersten Versuch (ab der Entlastung und bis 24 Stunden nach Aufbringung der letzten Laststufe)

Figure 11: Comparison of measured and calculated vertical and volumetric strains for the first triaxial test (from removal of the load up until 24 hours after the last loading stage)

In Bild 11 sind die gemessenen Dehnungen in vertikaler Richtung und die volumetrischen Dehnungen ab Entlastungsbeginn gezeigt. Infolge Entlastung ist für die ε_{yy} -Versuchskurve anfänglich eine geringfügige Hebung zu beobachten. Ab der dritten Entlastungsstufe beginnt sich die Probe zu setzen, wobei die Setzungsdifferenzen ab dem dritten Entlastungsschritt stetig zunehmen. Setzungen bis ca. 2% werden während der letzten Laststufe gemessen, sind aber hier für einen besseren Vergleich mit den Ergebnissen aus den Elementversuchen nicht dargestellt. Infolge der Zeldruckreduzierung und der nur geringen Volumenverkleinerung durch Scherung lässt sich eine ständige Volumenzunahme beobachten. Auch lässt sich eine größere Änderung in der Volumenvergrößerung ab dem vierten Entlastungsschritt beobachten, da sich der Betrag aus der Volumenverkleinerung infolge Scherung verringert (siehe Bild 10 unten).

Für das elasto-plastische Modified-Cam-Clay-Modell (mcc) ist der Einfluss der Hauptspannungsänderung $\Delta p'$ und der Deviatorspannungsänderung Δq (siehe Bild 11 links) sehr auffällig. Während den ersten drei Berechnungsschritten kommt es natürlich zu Hebungen und Volumenvergrößerungen, da sowohl p' als auch q verringert werden. Danach lassen sich Setzungen und Volumenverkleinerungen bei einer Änderung von q und Hebungen und Volumenvergrößerungen bei einer Änderung von p' beobachten. Für die volumetrische Dehnung führt dies tendenziell zu Auflockerungen und die Probe setzt sich geringfügig nach anfänglichen Hebungen wieder.

Auch für das ratenunabhängige hypoplastische Stoffmodell (hypo) ist dieser Verschiebungstrend deutlich wiederzuerkennen. Vor allem bildet dieses Modell die Verschiebungstendenzen mit Annäherung an die CSL wesentlich besser ab, d. h. die Zunahme der Setzungs- und Volumenänderungsrate. Auch wird für das hypoplastische Stoffmodell die Kernaussage, dass sich die Probe trotz Volumenvergrößerung anfangs nur minimal hebt, sich jedoch anschließend bedeutend mehr setzt, besser wiedergegeben.

Das ratenabhängige Stoffmodell (visko) zeigt bei Entlastungsbeginn ein von den beiden anderen Stoffmodellen abweichendes Verschiebungsmuster. Demnach setzt sich die Probe sehr stark bei Belastungsumkehr und nur noch unerheblich während des verbleibenden Entlastungsvorganges. Mit den eingangs sehr großen Setzungen kommt es gleichzeitig zu einer Verdichtung der Probe. Während der Entlastung sind eine Auflockerung und auch ein Anstieg der Volumendehnungsrate beobachtbar.

Gut sichtbar in Bild 12 ist die Entkoppelung von Scher- und Volumendehnung im elastischen Raum für das elasto-plastische Stoffmodell. Dies zeigt sich deutlich durch den Kurvenverlauf im ε_p - p' - und ε_q - q -Diagramm. Damit wird das eigentlich Bodenverhalten nur tendenziell wiedergegeben.

Eine sehr gute Übereinstimmung lässt sich für das hypoplastische Modell beobachten. Der Einfluss von Haupt- und Deviatorspannungsänderung auf das vo-

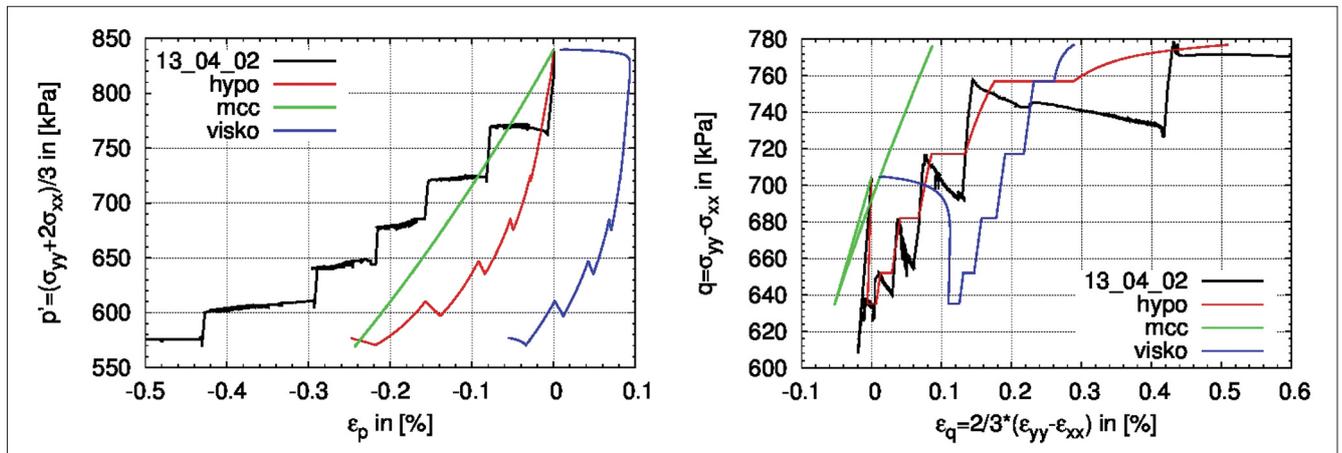


Bild 12: ε_p - p' -Diagramm und ε_q - q -Diagramm für den ersten spannungspfadgesteuerten Versuch
 Figure 12: ε_p - p' plot and ε_q - q plot for the first stress path controlled triaxial test

lumetrische und deviatorische Dehnungsverhalten ist zudem gut nachvollziehbar. Die Verschiebungstendenzen, d.h. die Zunahme der Rate von Volumen- und Deviatordehnung mit jedem Lastschritt, ist für das hypoplastische Modell deutlich zu erkennen. Der wesentliche Unterschied beim visko-hypoplastischen Stoffmodell liegt in der Prognose des Verformungsverhaltens bei Entlastungsbeginn. Zudem liefern die beiden hypoplastischen Stoffmodelle jeweils voneinander abweichende Verformungstrends für die Scherdehnung während der Zelldruckreduzierung (siehe ε_q - q -Diagramm in Bild 12). Während beim Stoffmodell von Mašin ein Anstieg der Verformungsrate während dieses Abschnittes feststellbar ist, und dies obwohl die Zelldruckänderung $\Delta p'$ stets konstant bleibt, ist die Rate der Scherdehnung für das visko-hypoplastische Stoffmodell nahezu gleich.

Für den zweiten Versuch hat der gemessene q - p' -Spannungspfad einen Anstieg $m \approx -4,5$. Damit ist die Änderung der Deviatorspannung q größer als die der effektiven mittleren Spannung p' (siehe Bild 8 links) und die Volumenverkleinerung infolge Scherung (siehe Bild 10 unten) überwiegt somit.

Die Dehnungsänderungen in vertikaler Richtung nehmen wieder zu, wenn sich der Pfad der CSL nähert (siehe Bild 10 oben). Der Einfluss vertikaler Verformung auf die Volumenverkleinerung ist größer als die Volumenvergrößerung infolge isotroper Druckentlastung (siehe Bild 10 unten). Daher nimmt auch die Volumenstauchung unmittelbar zu. Im letzten Lastschritt wurde lediglich der Zelldruck reduziert, da sich der gegenwärtige Spannungszustand bereits näher als geplant am Grenz-

zustand befand (siehe Bild 8 links). Vergleicht man den Betrag der Volumenvergrößerung des letzten Schrittes mit der Volumenverkleinerung der vorletzten Laststufe (siehe Bild 13 rechts), lässt sich feststellen, dass dieser wesentlich kleiner ist. Mit Annäherung an die CSL wird generell die Volumenänderung durch Scherung verringert. Es wird daher geschlossen, dass die beobachtbare zunehmende Verdichtung infolge der Änderung der Belastungsrichtung während einer Laststufe hervorgerufen wird.

Da während des Versuchsablaufes zunächst der Zelldruck reduziert und anschließend erst die Axialkraft erhöht wurde, kommt es zusätzlich zu einer kurzzeitigen Volumenvergrößerung, sehr gut sichtbar in Bild 14. Die geringfügigen Setzungen während der letzten Laststufe lassen sich mit der Reduzierung des Zelldruckes und des dadurch kleiner werdenden Spannungsverhältnisses und folglich der anteilig zunehmenden Axialspannung begründen.

Zwischen den jeweiligen Laständerungen sind minimale Volumenverkleinerungen infolge Konsolidation zu beobachten.

Alle drei Stoffmodelle zeigen bei dem Verformungsverhalten in axialer Richtung dieselben Tendenzen. Dieses ist charakterisiert durch minimale Setzungen bis zur dritten Laststufe bzw. bis zum sechsten Berechnungsschritt. Danach kommt es während der Erhöhung der Deviatorspannung q im achten Berechnungsschritt zu sehr hohen Stauchungen beim visko-hypoplastischen und elasto-plastischen Stoffmodell. Bei den beiden hypoplastischen Modellen lassen sich im letzten Be-

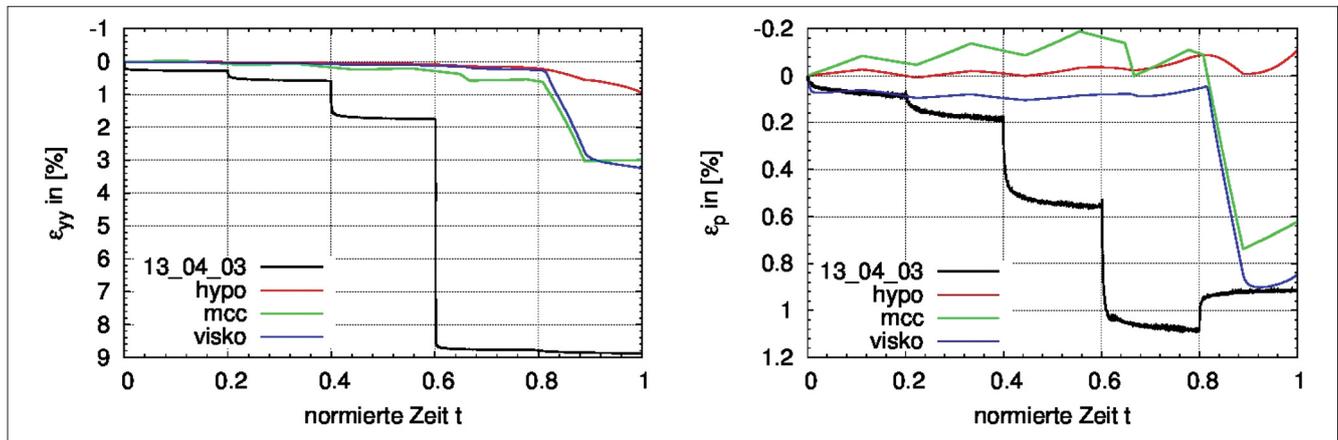


Bild 13: Vergleich der gemessenen und berechneten Vertikal- und Volumendehnung bis 24 Stunden nach Aufbringung der letzten Laststufe für den zweiten Versuch

Figure 13: Comparison of measured and calculated vertical and volumetric strains up until 24 hours after the last loading stage for the second triaxial test

rechnungsschritt während der Zelldruckreduzierung, vergleichsweise mit dem Versuch, ebenfalls minimale Setzungen nachweisen. Auf Grund einer Reduzierung der effektiven Mittelspannung und einer damit verbundenen Volumenvergrößerung prognostiziert das elastoplastische Modell Hebungen.

Hinsichtlich des volumetrischen Verhaltens sind, wie im ersten Versuch, für das visko-hypoplastische Modell generell Volumenverkleinerungen bei Belastungsumkehr zu beobachten. Danach sind leichte Oszillationen in der Volumendehnung, in Abwechslung mit der Verringerung der Hauptspannung bzw. Erhöhung der Deviatorspannung, registrierbar. Beim achten Rechnungsschritt, d.h. mit der letzten Steigerung der Deviatorspannung, verringert sich das Volumen wesentlich, um danach bei Reduzierung der effektiven mittleren Hauptspannung wieder minimal anzuwachsen. Auch bei dem ratenunab-

hängigen hypoplastischen Stoffmodell ist die Volumenschwankung während der ersten 3 Laststufen sichtbar. Mit der letzten Erhöhung der Deviatorspannung kommt es aber nur zu kleinen Volumenverkleinerungen und tendenziell hat sich das Probenvolumen bis zu diesem Zeitpunkt nicht geändert. Anschließend folgt auch hier eine minimale Auflockerung der Probe.

Bild 14 zeigt für den zweiten Versuch und die dazugehörigen Elementversuche das volumetrische und deviatorische Verhalten mit Änderung der effektiven Hauptspannung p' und Deviatorspannung q . Für das hypoplastische Stoffmodell wird vor allem das sehr steife Bodenverhalten sichtbar, während bei den anderen beiden Modellen klar die großen Dehnungsänderungen während der letzten Erhöhung der Scherspannung deutlich hervorragen.

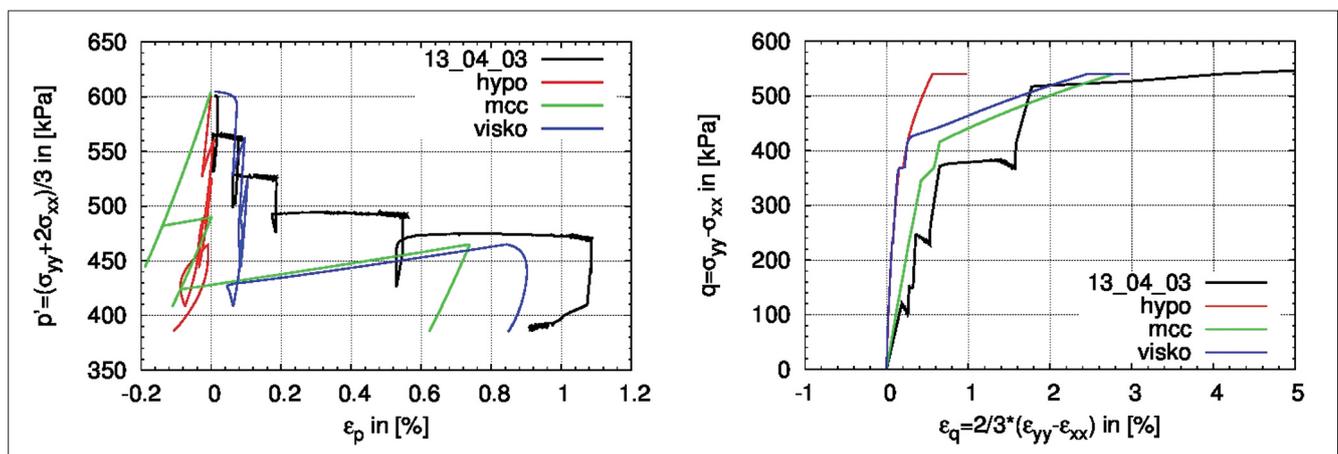


Bild 14: ϵ_p - p' -Diagramm und ϵ_q - q -Diagramm für den zweiten spannungspfadgesteuerten Versuch

Figure 14: ϵ_p - p' plot and ϵ_q - q plot for the second stress path controlled triaxial test

5 Zusammenfassung

Summary

Numerische Berechnungen eines simulierten Böschungsaushubes mit verschiedenen Stoffmodellen zeigen, dass trotz übereinstimmender Kalibrierungskurven aus Laborversuchen für vorgegebene Spannungspfade Abweichungen hinsichtlich der Verschiebungsmuster auftreten können. Mit Hilfe eines lastgesteuerten Triaxialgerätes wurde ein solcher beobachtbarer Spannungspfad am IGT nachgestellt. Zudem erfolgte ein weiterer Versuch, um das spannungspfadabhängige Verhalten untersuchen zu können. Dieser Laborversuch wurde als Elementversuch mit dem FE-Programm TOCHNOG nachgerechnet. Die gemessenen Verformungen während des Versuchsdurchlaufes sind mit den Verschiebungen der numerischen Simulation verglichen worden.

6 Literatur

References

Mašín, D. (2005): A Hypoplastic constitutive model for clay. *Methods in Geomechanics*, 29, 311–336.

Meier, T. (2009): Application of hypoplastic and visco-hypoplastic constitutive models for geotechnical problems. PhD thesis.

Niemunis, A. (2003): Extended hypoplastic models for soils. PhD thesis.

Wood, D. M. (2003): A particular elastic-plastic model: Cam-Clay. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, New York, 112-138.

Mechanisches Verhalten von Rüttelstopfsäulen in weichen Böden

Mechanical Behaviour of Vibro Replacement Stone Columns in Soft Soils

Dipl.-Ing. Erik Nacke, Dipl.-Ing. Jamal Hleibieh, Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle,
Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

Um das Last-Verformungs-Verhalten von Rüttelstopfsäulen besser zu verstehen, wurden im Labor der Technischen Universität Dresden Modellversuche durchgeführt. Es wurde dabei eine Schottersäule mit dem sie umgebenden weichen Boden unter ödometrischen Bedingungen belastet. Ein schichtenweises Ausbauen der Säule nach den Versuchen ermöglichte den Säulendurchmesser in unterschiedlichen Höhen zu bestimmen. Damit konnte auf das Säulenvolumen und die Dichte des Schotters geschlossen werden. Durch die Variation der Belastungsgeschwindigkeit, wie auch der Vorkonsolidierspannung des weichen Bodens, konnten unterschiedliche Verhaltensmuster beobachtet werden. Unter Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes für den weichen Boden sowie für den Schotter konnte das Materialverhalten numerisch wiedergegeben werden. Des Weiteren wurden andere numerische Modelle (2D und 3D) analysiert, um auf das Verhalten von Säulengruppen zu schließen. Hier wurden vor allem Einflüsse des Säulendurchmessers und des Flächenverhältnisses A/A_S untersucht.

Model tests (one-dimensional compression) were performed in the laboratory of the Technical University of Dresden in order to describe the load-deformation behaviour of stone columns surrounded by soft soil. A gravel column with the surrounding soft soil was loaded under oedometric conditions. The soft soil and the column material (gravel) were subsequently excavated in small layers and the diameter of the column at various depths was measured. In this way, it was possible to determine the volume of the column and the density of the gravel. The behaviour of the columns was monitored for different loading rates at different stress levels. Using the hypoplastic models for soft soils and granular materials, the model behaviour was reproduced in calculations. In further calcula-

tions, other numerical models (2D and 3D) were used for the analysis of the behaviour of column groups. In this calculation the influence of the column diameter and the area ratio A/A_S were analysed.

1 Einleitung *Introduction*

Am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden wurden numerische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Schottersäulen in weichen Böden durchgeführt. Bei der Herstellung von Schottersäulen in weichen Böden zum Zwecke der Bodenverbesserung handelt es sich um ein etabliertes, häufig angewandtes Verfahren. Die Dimensionierung der Maßnahme erfolgt dabei mit dem Berechnungsverfahren nach Priebe (1976) und Priebe (1978), welches in den 1970er Jahren entwickelt und seitdem kontinuierlich verbessert bzw. erweitert wurde. Das Ziel bestand darin, das Verhalten von Schottersäulen in weichen Böden zunächst mit einem kleinmaßstäblichen Modellversuch zu simulieren und diese Versuche dann mit der FEM nachzurechnen. Dabei erfolgten alle Untersuchungen für die Randbedingungen der Einheitszelle. In weiteren numerischen Untersuchungen wurden, ausgehend von den Ergebnissen mit der Einheitszelle, Säulengruppen numerisch simuliert und das Last-Setzungsverhalten unter Variation des Säulendurchmessers und des Flächenverhältnisses A/A_S untersucht.

2 Rüttelstopfverfahren *Vibro replacement stone columns*

2.1 Ziele des Verfahrens *Aims of method*

Ist ein Baugrund nicht tragfähig genug, d. h. weist er nicht ausreichende Widerstände gegenüber den Gründungslasten auf, muss dieser durch konstruktive Maßnahmen verbessert oder überbrückt werden. Eine Möglichkeit, den Boden zu verbessern und damit vor allem die Endsetzung zu verkleinern, ist die Rüttelstopfverdichtung. Die Rüttelstopfverdichtung ist eine Baugrundverbesserung, bei der Schotterssäulen in den Boden eingebracht werden. Da es sich bei den zugegebenen Stoffen um loses, nicht verfestigtes Material handelt, entstehen keine Pfähle, sondern vertikale Zonen mit besseren Baugrundeigenschaften. Durch dieses Verfahren werden folgende Ziele erreicht:

- Erhöhung der Tragfähigkeit
- Verminderung der Setzungen
- Beschleunigung der Konsolidierung durch Drainwirkung der Schotterssäule

2.2 Verfahren und Herstellung *Process of installing replacement columns*

Rüttelstopfsäulen werden heutzutage meist mit einem Schleusenrüttler hergestellt. Dieser wird durch Vibration in den zu verbessernden Boden eingeführt, bis die gewünschte Tiefe erreicht ist. Beim Ziehen des Rüttlers tritt das Zugabematerial aus einer kurz zuvor geöffneten Schleuse aus und wird im Pilgerschrittverfahren verdichtet.

Das verwendete Zugabematerial für Rüttelstopfsäulen kann aus rundem oder eckigem Kies bzw. Schotter bestehen (Kirsch 2001). Beim Verdichten des Zugabematerials wird dieses in den umgebenden Boden gedrückt und dieser somit verdrängt und komprimiert. Die Stärke der Komprimierung unterscheidet sich je nach Steifigkeit des anstehenden Bodens. Regeldurchmesser der Säulen liegen zwischen 0,5 m und 0,8 m. Die Säulen werden üblicherweise in einem Rechteck- oder Dreiecksraster angeordnet.

2.3 Tragverhalten von Rüttelstopfsäulen *Structural behaviour of stone columns*

Der Begriff des Tragverhaltens soll hier als ein Ausdruck des Last-Setzungs-Verhaltens gelten. Das Tragverhalten von Schotterssäulen wird maßgeblich von der radialen Dehnung durch eine Auflast geprägt. Diese führt zu Reaktionskräften des anstehenden Baugrunds (Kirsch 2003). Das wesentlich steifere Verhalten der Säulen gegenüber dem weichen Boden führt zur Konzentration der Last in den Säulen. Dies führt zu einer wesentlichen Reduktion der Setzungen. Außerdem besitzt das Säulenmaterial eine weitaus höhere Durchlässigkeit als der bindige Baugrund, in dem es meist eingesetzt wird. Dies erhöht die vertikale Drainwirkung sehr stark. Die Konsolidationszeit wird drastisch reduziert und die Endsetzung somit schneller erreicht. Da der eingebrachte Schotter einen höheren kritischen Reibungswinkel als der angrenzende Boden besitzt, ist auch das Scherverhalten günstiger. Schotterssäulen verformen sich so lange, bis eine Überlastung an die benachbarte Säule abgegeben wird (Priebe 1995). Der Haupttragmechanismus von Schotterssäulen liegt im Ausbauchen der Säulen und der damit verbundenen Aktivierung des horizontalen Erdwiderstandes. Nach Kirsch (2003) neigt das verdichtete, eng verzahnte Material zu dilatantem Verhalten, was zu einer Steigerung der Ausbauchung führt. Eine Übersicht der Bruchmechanismen für Einzelsäulen findet sich in Bild 1.

Im Weiteren soll nur auf das setzungsreduzierende Verhalten von Rüttelstopfsäulen eingegangen werden.

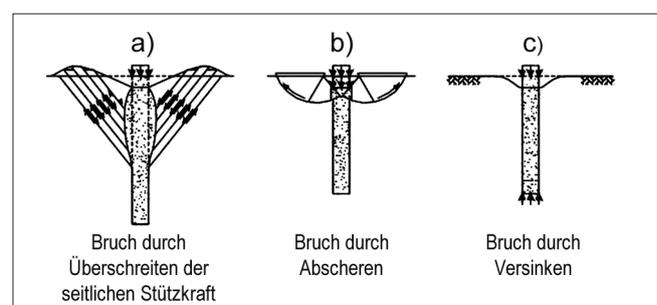


Bild 1: Versagensmechanismen von Einzelsäulen (Kirsch 2003)

Figure 1: Failure mechanisms for individual columns (Kirsch 2003)

3 Modellversuche

Model tests

Um das Verhalten von Schottersäulen in weichen Böden zu untersuchen, wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche unter den Randbedingungen der Einheitszelle durchgeführt. Dies bedeutet, dass eine Einzelsäule eines weit ausgedehnten, gleichmäßigen Säulenrasters mittig in einem zylinderförmigen Bodenvolumen und auf festem Untergrund aufstehend repräsentiert wird.

An den horizontalen Rändern des Bodenvolumens sind keine Horizontalverschiebungen möglich, an der Unterseite keine Vertikalverschiebungen. Eine Skizze einer Einheitszelle ist in Bild 2 gezeigt.

Die Versuche wurden, um die Bedingungen der Einheitszelle zu erfüllen, unter ödometrischen Randbedingungen durchgeführt. Die Säule hatte dabei einen Durchmesser von 10 cm und eine Höhe von etwa 20 cm. Mit dem umliegenden Boden hatte die gesamte Probe einen Durchmesser von 30 cm.

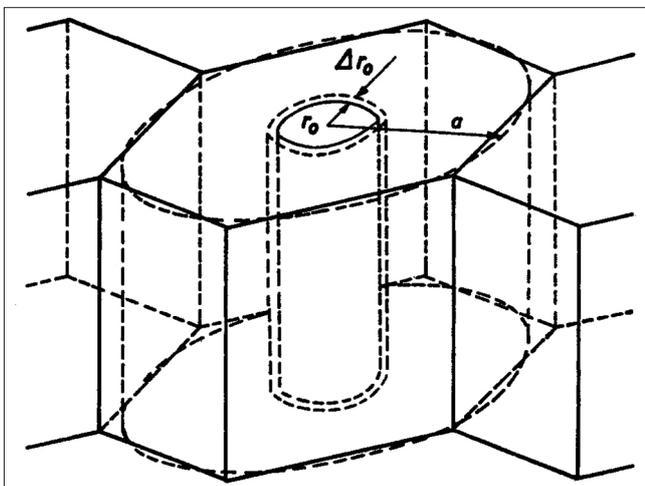


Bild 2: Skizze der Einheitszelle (Priebe 1976)
Figure 2: Sketch of standard cell (Priebe 1976)

In Bild 3 sind der Versuchsbehälter und eine Skizze der Probenanordnung zu sehen. Das Flächenverhältnis A/A_S von Grundfläche des zu verbessernden Bodens A zu Fläche der Säule A_S beträgt etwa 9.

Es wurden zwei verschiedene Versuchsserien durchgeführt:

- **Serie A – Installationsversuche:** Ziel dieser Versuchsserie war die Beobachtung von Installationseffekten, insbesondere der erreichbaren Trockendichte des Säulenmaterials und der Aufweitung der Säule.
- **Serie B – Belastungsversuche:** Bei dieser Versuchsserie wurde nach Installation der Säule noch eine Oberflächenlast aufgebracht, um deren Auswirkungen auf die Säulengeometrie zu ermitteln.

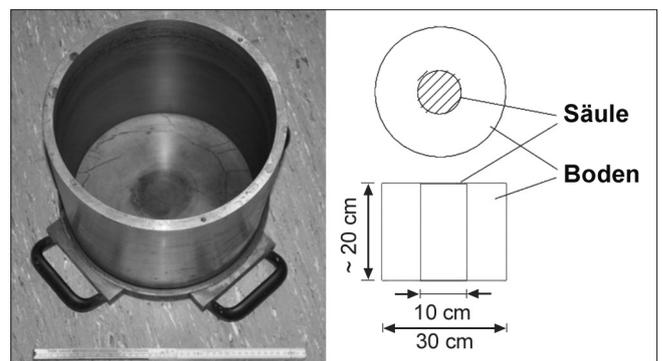


Bild 3: Versuchsbehälter und Skizze der Probenanordnung
Figure 3: Test container and sketch of specimen arrangement

Die Säulen wurden bei beiden Versuchen in vorkonsolidiertem feinkörnigem Material eingebaut. Es wurden bei Serie A drei, bzw. bei Serie B vier Einzelversuche mit Vorbelastungsspannungen von 10 kPa, 20 kPa und 50 kPa durchgeführt.

3.1 Versuchsmaterial

Test material

Der verwendete weiche Boden ist ein aufbereiteter schluffiger Ton. Eine Kornverteilungskurve findet sich in Bild 4. Der Wassergehalt an der Fließgrenze liegt bei $w_L = 34\%$ und der Wassergehalt an der Ausrollgrenze bei $w_p = 19\%$. Die Korndichte beträgt $2,7 \text{ g/cm}^3$.

Der verwendete Modellkies ist ein leicht kiesiger Grobsand mit einem Größtkorn von 4 mm, dies entspricht im Modellmaßstab einem Kies. Eine Kornverteilung ist in Bild 5 abgebildet. Die Grenzen der Lagerungsdichte liegen bei $\rho_{\max} = 1,74 \text{ g/cm}^3$ und $\rho_{\min} = 1,4 \text{ g/cm}^3$.

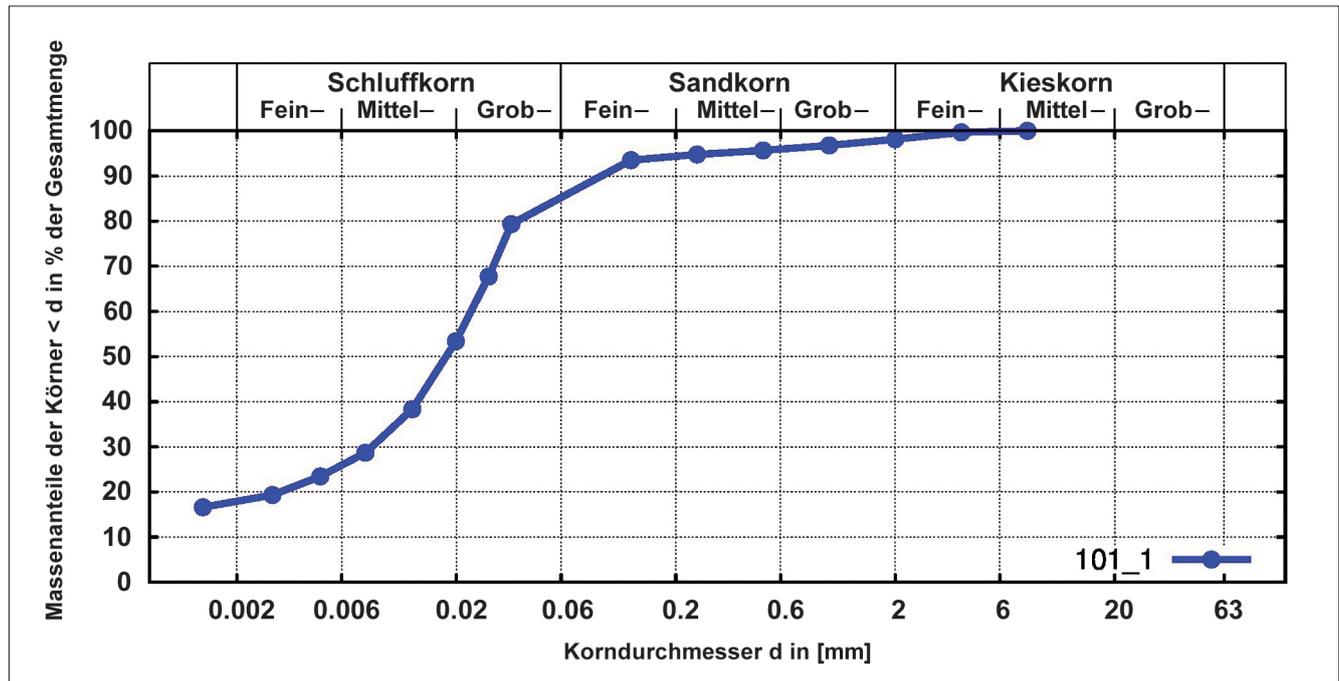


Bild 4: Kornverteilungskurve des weichen Bodens
 Figure 4: Grain-size distribution curve for the soft soil

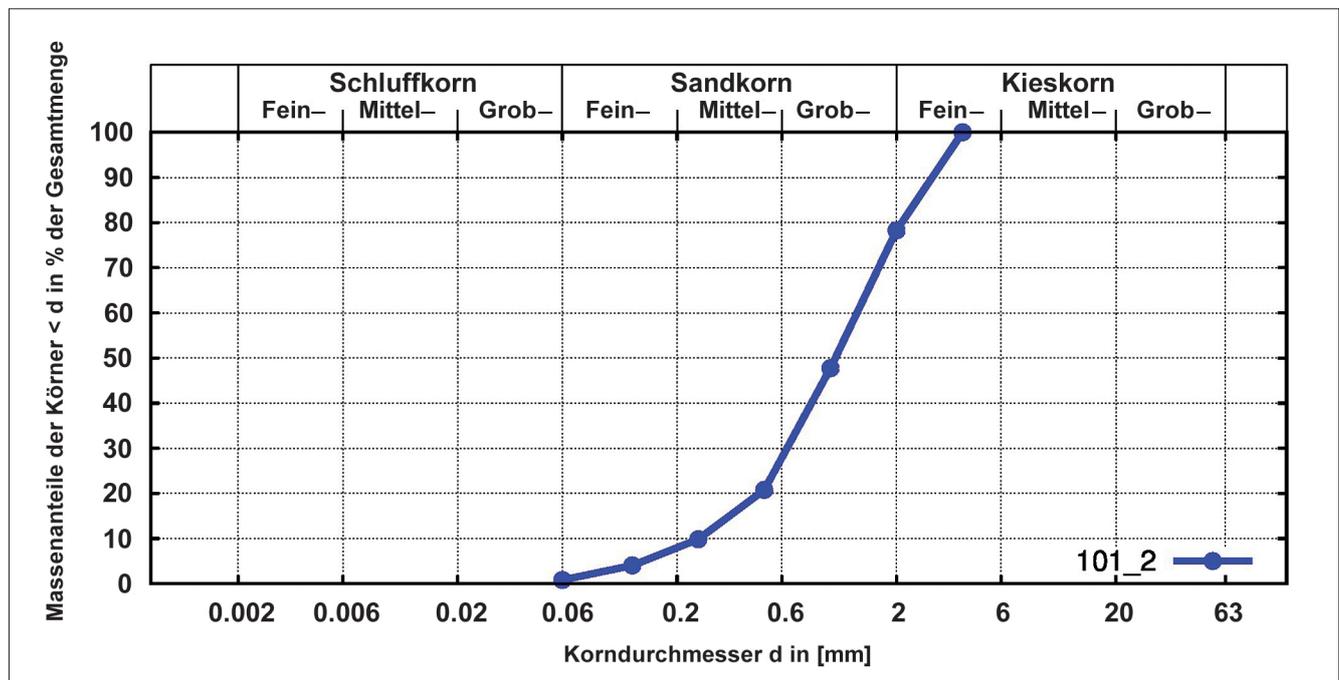


Bild 5: Kornverteilungskurve des Modellkieses
 Figure 5: Grain-size distribution curve for the gravel



Bild 6: Vorkonsolidation des weichen Bodens (links), Haltevorrichtung für Ausstechzylinder (rechts)
 Figure 6: Preconsolidation of the soft soil (left), holder for cutting cylinder (right)



Bild 7: Ziehen des Ausstechzylinders (links) und Einfüllen des Sandes (rechts)
 Figure 7: Withdrawing the cutting cylinder (left) and pouring in sand (right)

3.2 Versuchsablauf Test procedure

Um einen möglichst homogenen und somit vergleichbaren Ausgangszustand zu schaffen, wurde der weiche Boden vor dem Einbau auf einen Wassergehalt von $1,5 w_L$ aufbereitet. Danach erfolgte der Einbau des weichen Bodens bis in eine Höhe von ca. 24 cm in einen Ödometertopf mit 30 cm Durchmesser. Der weiche Boden wurde, wie in Bild 6 links dargestellt, mit Gewichten belastet und somit konsolidiert. Die Konsolidation wurde über Setzungsmessungen kontrolliert und überwacht. Nach Abschluss der Konsolidation erfolgte die Installation der Säule. Dazu wurde, wie in Bild 6 rechts zu sehen, eine Haltevorrichtung für einen Ausstechzylinder angebracht. Durch diese Vorrichtung wurde der Ausstechzylinder stets mittig und senkrecht in den Boden gedrückt.

Der Durchmesser des Zylinders betrug 10 cm. Nachdem der Zylinder bis zum Boden des Ödometertopfes gedrückt wurde, erfolgte das Ausgraben des weichen Bodens aus dem Inneren des Ausstechzylinders. Dabei wurde der Wassergehalt des weichen Bodens in drei Tiefen bestimmt.

Nach dem vollständigen Aushöhlen des Zylinders wurde dieser um etwa 4 cm gezogen und ca. 650 g Sand eingefüllt (siehe Bild 7). Dieser eingefüllte Sand wurde mit einem Handproctor mit einer Fallhöhe von 5 cm und einer Schlaganzahl von 45 Schlägen verdichtet. Die relativ kleine Fallhöhe und hohe Schlagzahl sollten dabei einen Vibrationseffekt simulieren.

Nur bei Versuchsserie B erfolgte anschließend eine verschiebungsgesteuerte Belastung mittels einer starren Lastplatte. Es wurde die aufgebrachte Last mit einer Kraftmessdose und die Verschiebung über drei Wegaufnehmer gemessen.

Als letzter Schritt wurde, zur Bestimmung des Säulenvolumens, der weiche Boden und der Sand in Schichten von etwa 2 cm Mächtigkeit abgegraben. Es wurde in jeder Schicht der Säulendurchmesser D_s bestimmt. Über die gemessenen Durchmesser war es möglich, auf das Säulenvolumen zu schließen und mit der Einbaumasse eine mittlere Säulendichte zu bestimmen. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche findet sich in Tabelle 1.

Serie A		Serie B		
Versuchsnr.	Vorkonsolidierspannung	Versuchsnr.	Vorkonsolidierspannung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]
A1	10	B1	10	0,2
A2	20	B2	20	1,0; 0,2; 0,02
A3	50	B3	10	0,02
		B4	50	0,02

Tabelle 1: Übersicht der Modellversuche
 Table 1: Overview of model tests

3.3 Ergebnisse der Installationsversuche *Results of the installation tests*

Ein Ergebnis der Versuchsserie A ist die erreichte Dichte des Säulenmaterials. Eine Übersicht der erreichten Dichten bei den einzelnen Versuchen ist in Tabelle 2 aufgeführt. Es zeigt sich, dass in allen Versuchen, trotz der weichen Konsistenz des umgebenden Bodens, eine dichte Lagerung erreicht wurde.

Ein zweites Versuchsergebnis ist der Säulendurchmesser in verschiedenen Höhen. Wie in Bild 8 dargestellt, lässt sich daraus die Säulenform nach der Installation ableiten. Die maximale Aufweitung liegt hier im oberen Teil der Säule. Sie betrug bei Versuch A1 und A2 fast 2 cm (~20%). Es zeigt sich, dass bei einer Vorkonsolidierung von 50 kPa die radiale Aufweitung viel geringer ist als bei den anderen Vorkonsolidierungsspannungen. Dies ist wahrscheinlich auf ein steiferes Bodenverhalten zurückzuführen.

Die Abnahme der Radiusänderung zur Oberkante der Säule hin ist darauf zurückzuführen, dass es nicht mög-

lich war, die Säule im oberflächennahen Bereich richtig zu verdichten.

3.4 Ergebnisse der Belastungsversuche *Results of the loading tests*

Um den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit zu untersuchen, sind die Versuche B1 und B3 mit identischer Vorbelastungsspannung aber mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten belastet wurden (siehe Bild 9). Die höhere Belastungsgeschwindigkeit von 0,2 mm/min im Versuch B1 bewirkt ein deutlich steiferes Last-Setzungsverhalten sowohl bei Erst- als auch bei Ent- und Wiederbelastung gegenüber der niedrigeren Belastungsgeschwindigkeit von 0,02 mm/min im Versuch B3. Die Ursache dafür ist in der geringen Durchlässigkeit des weichen Bodens zu sehen, durch welche sich darin bei schneller Belastung nahezu undrainede Verhältnisse einstellen.

Um den Einfluss der Geschwindigkeit besser zu verdeutlichen, wurde der Versuch B2 so gefahren, dass die

Versuchsnr.	Vorkonsolidierspannung [kPa]	Dichte des Säulenmaterials [g/cm ³]	Porenzahl des Säulenmaterials [-]	Rel. Dichte des Säulenmaterials [-]
A1	10	1,65	0,59	0,86
A2	20	1,67	0,57	0,93
A3	50	1,69	0,56	0,97

Tabelle 2: Ergebnisse der Installationsversuche
Table 2: Results of the installation tests

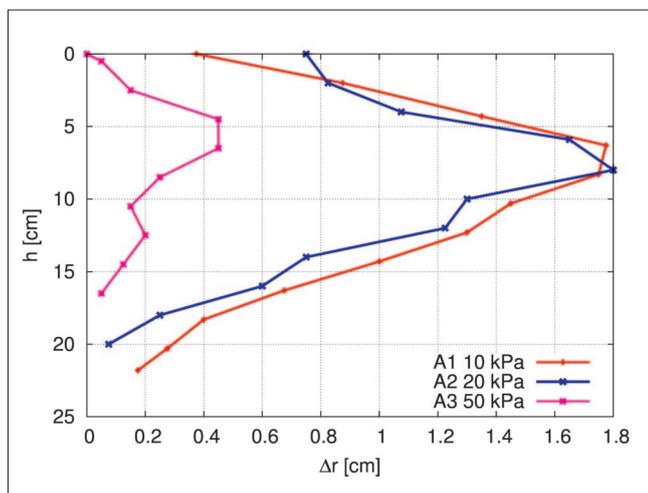


Bild 8: Änderung des Säulenradius Δr über die Höhe h
Figure 8: Change in the column radius Δr as a function of the height h

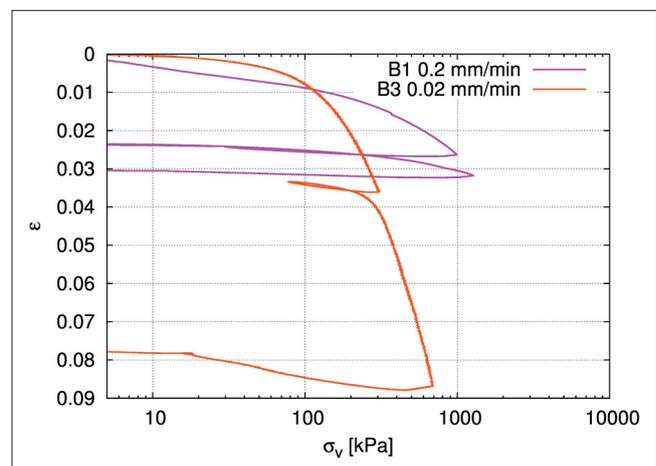


Bild 9: Kompressionskurven für Modellversuche mit unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeit
Figure 9: Compression curves for model tests performed at different loading rates

Belastungsgeschwindigkeit während des Versuches geändert wurde. Die Last-Setzungs-Kurve für Versuch B2 ist in Bild 10 dargestellt. Es ist klar zu erkennen, dass die Verringerung der Geschwindigkeit von 0,2 mm/min auf 0,02 mm/min bei zunehmender Verformung zunächst zu einem Abfall der Vertikalspannung führt. Darin zeigt sich, dass sich vorhandene Porenwasserüberdrücke abbauen und das System dadurch insgesamt weicher reagiert. In umgekehrter Weise führt die Erhöhung der Geschwindigkeit von 0,02 mm/min auf 1 mm/min zu einem deutlich steiferen Verhalten. Die in Bild 10 zu erkennenden drei Spannungsabfälle sind Versuchsunterbrechungen, z.B. über Nacht, geschuldet. Es kommt dabei zu einer Relaxation des Systems.

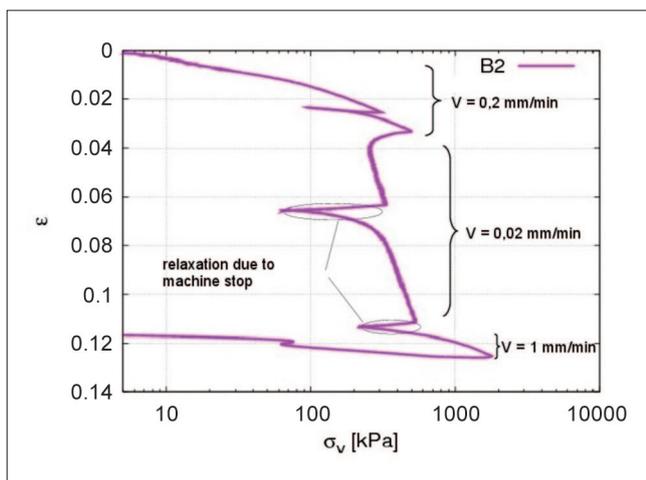


Bild 10: Kompressionskurve von Versuch B2
 Figure 10: Compression graph for test B2

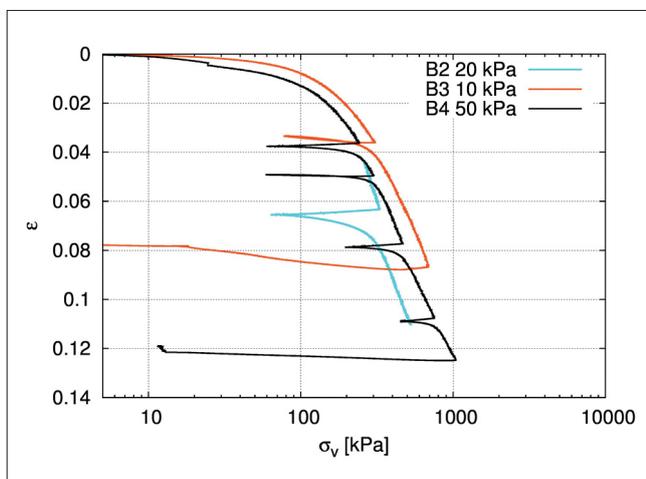


Bild 11: Kompressionskurve von Versuch B2, B3 und B4
 Figure 11: Compression graph for tests B2, B3 and B4

Das Last-Setzungs-Verhalten für die Versuche B2, B3 und B4 ist in Bild 11 dargestellt. Alle dargestellten Versuche wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,02 mm/min ausgeführt. Bei diesen Versuchen wurde die Vorbelastungsspannung des weichen Bodens zwischen 10 kPa, 20 kPa und 50 kPa variiert. Es ist allerdings kein eindeutiger Trend erkennbar.

In Bild 12 ist die ermittelte Systemsteifigkeit von weichem Boden und Schottersäule zusammen zu sehen. Die Schwankungen sind auf Schwankungen der Messaufnehmer zurückzuführen. Zu Beginn der Belastung sinkt bei den Belastungsversuchen die Steifigkeit zunächst deutlich, um dann im weiteren Verlauf langsam wieder anzuwachsen. Als Ursache für die höhere Anfangssteifigkeit wird die Vorbelastung gesehen. Das Minimum der Steifigkeit wird allerdings erst bei Auflastspannungen deutlich über der Vorbelastung erreicht. Bezüglich der Größe der Vorbelastung lässt sich kein klarer Einfluss auf die Ergebnisse erkennen. Bei großen Auflasten kommt der die Erstbelastungen begleitende Anstieg der Bodensteifigkeit mit dem Spannungsniveau zum Tragen.

Nach Beendigung der Belastung wurden die Säulen, wie in Testserie A, in Schichten abgegraben. Das Profil der gemessenen Säulendurchmesser ist in Bild 13 dargestellt. Die Form der Säulenaufweitung ist mit ihrer Zunahme vom Säulenfuß aufwärts und der Abnahme zum Säulenkopf hin ähnlich der bei den Installationsversuchen erhaltenen Aufweitung. Die Maximalbeträ-

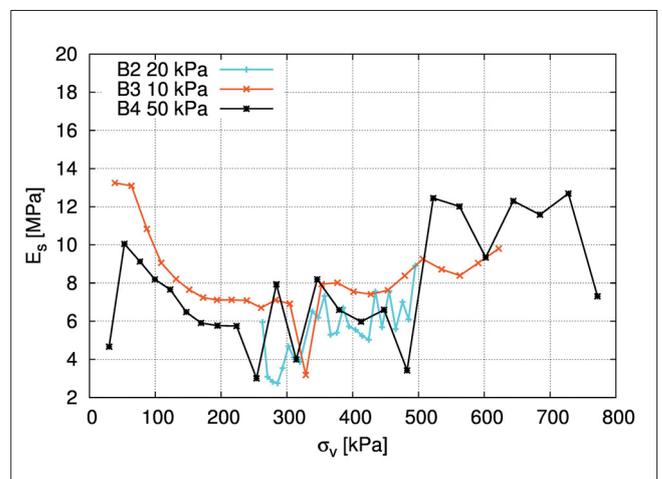


Bild 12: Systemsteifigkeit als Steifemodul über Vertikalspannung für Versuche B2, B3 und B4
 Figure 12: System stiffness expressed as the stiffness modulus as a function of the vertical stress for tests B2, B3 and B4

ge der Säulenaufweitung liegen bei 0,8 cm bis 1,8 cm und weisen dabei eine ähnliche Größenordnung wie bei den Installationsversuchen auf. Insofern kann aus den durchgeführten Versuchen keine Aussage hinsichtlich des Einflusses der Belastung auf die Verformung der Säule abgeleitet werden. Es lässt sich allerdings erkennen, dass die durch die Herstellung eingeprägte Säulenform auch bei Belastung erhalten bleibt.

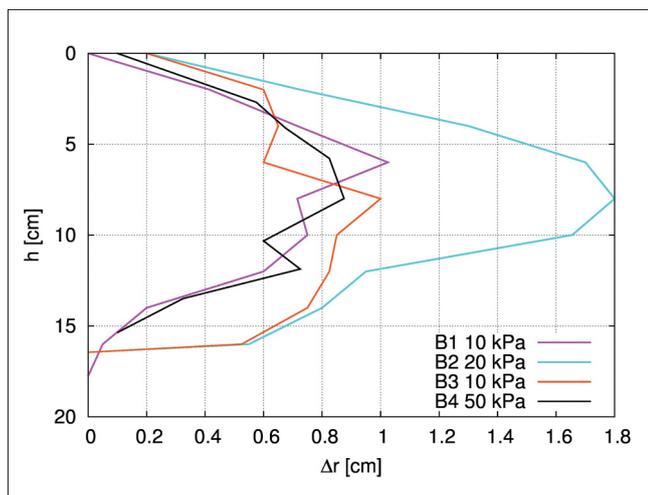


Bild 13: Änderung des Radius Δr über Säulenhöhe h nach Belastung

Figure 13: Change in the radius Δr as a function of the column height h after loading

4 Nachrechnung der Modellversuche Recalculation of the model tests

Die Modellversuche wurden mit der Finite-Elemente-Methode nachgerechnet. Ziel dieser Nachrechnungen war einerseits die Validierung des numerischen Modells. Andererseits ermöglicht das numerische Modell die Beobachtung zahlreicher Phänomene und Parame-

ter, die im Versuch nicht gemessen wurden bzw. sich prinzipiell im Modellversuch einer Beobachtung entziehen.

4.1 Modellierung Simulation

Die numerischen Berechnungen wurden mit dem FE-Programm TOCHNOG (Tochnog 2009) durchgeführt. Zur konstitutiven Beschreibung des weichen Bodens und des Säulenmaterials kamen die hypoplastischen Stoffmodelle nach Masin (2005) bzw. nach von Wolffersdorff (1996) zum Einsatz. Anhand von Laborversuchen konnten für die verwendeten Materialien die in den Tabellen 3 und 4 angegebenen Parameter bestimmt werden.

Die Berechnungen wurden gekoppelt ausgeführt, d. h. es wurde gleichzeitig die Verformung des Korngerüsts und die sich daraus ergebende Strömung und Druckänderung des Porenfluids berücksichtigt, welche sich wiederum auf Grund des Prinzips der wirksamen Spannungen auf das mechanische Verhalten des Korngerüsts auswirkt. Als Durchlässigkeit wurden für das Säulenmaterial $k_s = 1 \cdot 10^{-2}$ m/s und für den Boden $k_b = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s angesetzt. Die Modellierung erfolgte unter Ausnutzung der Radialsymmetrie. Das Kontinuum ist in der Rotationsachse sowie an der Außenseite horizontal und an der Unterkante vertikal fixiert. Die Belastung wird über eine gleichmäßige vertikale Verschiebung der oberen Randknoten mit einer dem Versuch entsprechenden Geschwindigkeit von 0,02 mm/min aufgebracht. Eine Skizze des Modells mit den entsprechenden Randbedingungen ist in Bild 14 gezeigt.

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
36,9°	140MPa	0,34	0,510	0,837	0,963	0,18	0,8

Tabelle 3: Parameter des von Wolffersdorff Stoffmodells
Table 3: Parameters of the von Wolffersdorff constitutive model

φ_c	λ	κ	N	r
35,7°	0,0436	0,0028	0,669	0,3

Tabelle 4: Parameter des Masin Stoffmodells
Table 4: Parameters of the Masin constitutive model

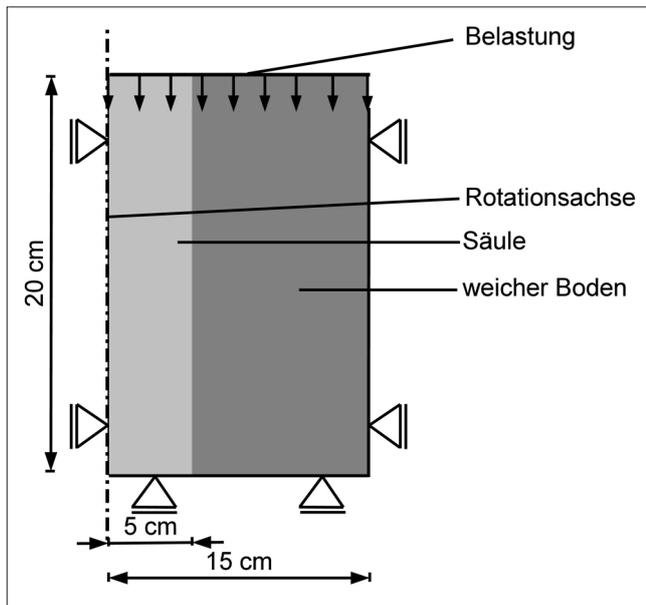


Bild 14: Skizze des Berechnungsmodells
 Figure 14: Sketch of the calculation model

4.2 Ergebnisse der Nachrechnung

Results of the recalculation

Ein Vergleich der berechneten Last-Setzungs-Kurven mit den gemessenen Kurven für den Versuch mit einer Vorbelastung von 50 kPa ist in Bild 15 gezeigt. Bei den verwendeten Stoffmodellen ist das mechanische Verhalten zustandsabhängig. Dementsprechend weist der Anfangswert der Zustandsvariable Porenzahl e einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse auf. Die im Versuch bestimmten Porenzahlen basieren auf

Messungen des Wassergehalts des weichen Bodens vor dem Einbau der Säule. Diese Berechnung erfolgte auf Grundlage einiger Annahmen. In Bild 15 rechts ist das Ergebnis der Berechnungen mit einer angepassten Anfangsporenzahl dargestellt. Die Last-Setzungs-Kurven der Versuche können qualitativ recht gut in den Berechnungen nachvollzogen werden.

4.3 Analyse des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens

Analysis of stress-strain-behaviour

In Bild 16 ist die Kompressionskurve für die Nachrechnung des Modellversuches mit einer Vorbelastung von 50 kPa schwarz dargestellt. Die angegebene Vertikalspannung ist die über den Querschnitt der Einheitszelle gemittelte Spannung. Außerdem sind noch die Kompressionskurven von simulierten Ödometerversuchen an reinem Boden- und Säulenmaterial dargestellt. Es zeigt sich nun, dass für eine gegebene bezogene Setzung (exemplarisch 4%) sich ähnliche Vertikalspannungen im Säulenmaterial und im weichen Boden ergeben (siehe Bild 16 links), wie im System (Einheitszelle) aus beiden Materialien (siehe Bild 16 rechts).

Dies bedeutet, dass die spannungsabhängige Steifigkeit der Einheitszelle näherungsweise dem flächengewichteten Mittelwert der ödometrischen Steifigkeiten von Säulenmaterial und Boden entspricht. Anders ausgedrückt kann das Last-Setzungs-Verhalten der Einheitszelle näherungsweise als Parallelschaltung der

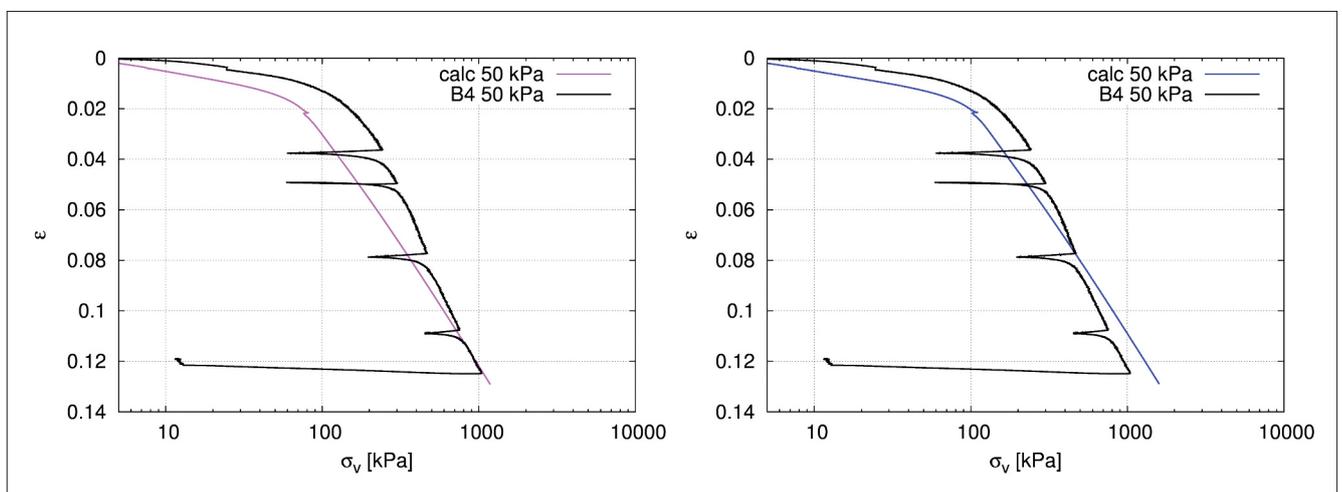


Bild 15: Vergleich der Kompressionskurven von Simulation und Modellversuch
 Figure 15: Comparison of the compression graphs for the simulation and the model tests

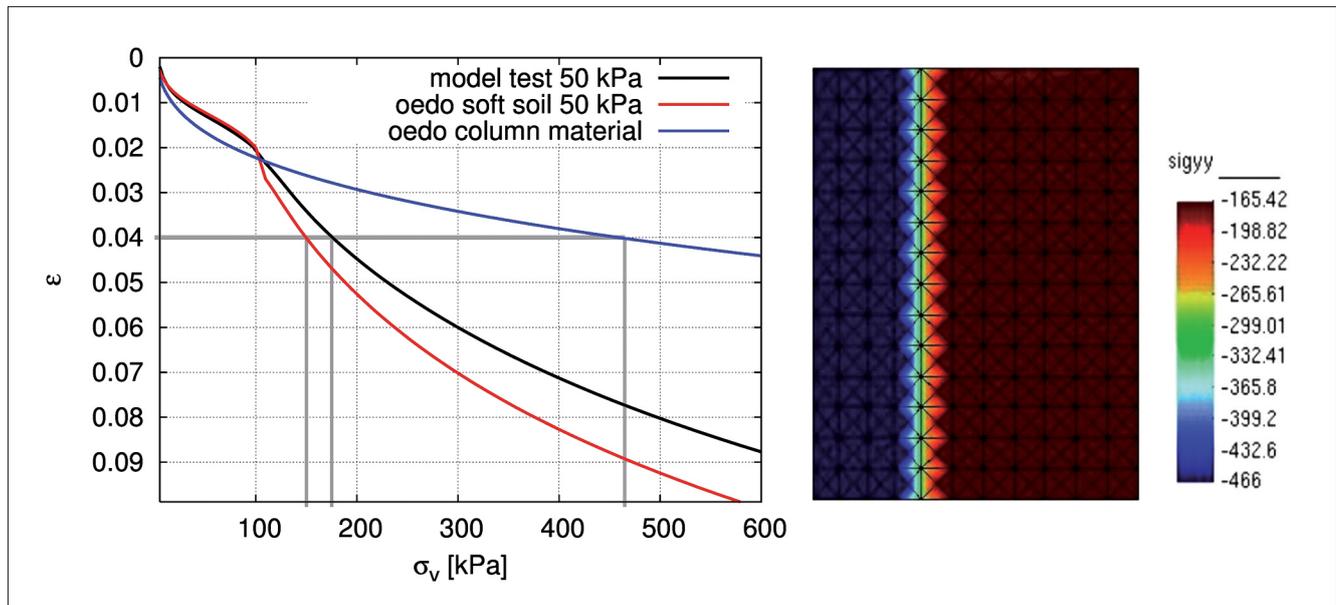


Bild 16: Vergleich der Vertikalspannungen im Boden- und Säulenmaterial
 Figure 16: Comparison of the vertical stress in the soil and the column material

(nichtlinearen) Federn Säule und Boden betrachtet werden. Es muss aber betont werden, dass dies nur für den Fall der Einheitszelle mit einer gleichmäßigen Setzung an der Oberseite („starres Fundament“) gilt.

Anhand der Simulation der Einheitszelle konnte auch gezeigt werden, dass das Last-Setzungs-Verhalten der Einheitszelle durch eine axialsymmetrische Betrachtung wiedergegeben werden konnte.

5 Numerische Berechnungen mit 2D- und 3D-Modellen

Numerical analysis with 2D and 3D models

Auch für die folgenden Berechnungen wurde die Methode der finiten Elemente (FEM) unter Verwendung des Programms Tochnog (Tochnog 2009) verwendet. Anders als bei den bisher gezeigten Berechnungen wurde keine einzelne Säule modelliert, sondern ein System aus 9 Säulen (siehe Bild 17 links).

Es kamen drei verschiedene Modelle zum Einsatz:

- **3D-Modell:** Dieses Modell beschreibt eine Zelle, in der 9 Säulen mit dem umgebenden Boden abgebildet werden (siehe Bild 17 links).

- **2D-Modell „plane strain“:** In diesem Modell werden die Säulen durch Scheiben ersetzt. Die Flächen der Scheiben entsprechen den Flächen von Säulen und Boden wie bei dem 3D-Modell (siehe Bild 17 rechts).
- **2D-Modell „axialsymmetrisch“:** In diesem Modell werden die Säulen durch Ringe ersetzt. Die Grundflächen der Ringe entsprechen den Flächen von Säulen und Boden beim 3D-Modell (siehe Bild 17 mittig).

Bei allen Modellen wurde versucht, die charakteristischen Größen Säulenabstand $a = 2$ m und Flächenverhältnis $A/A_S = 5,0$ (Verhältnis von Grundfläche zu Säulenfläche) konstant zu halten. Um dies zu verwirklichen, musste der Säulendurchmesser in den unterschiedlichen Modellen variiert werden.

In allen Modellen findet unter Belastung eine eindimensionale Kompression statt, da die vertikalen Ränder horizontal gehalten sind und der untere Horizontalrand vertikal. Die Belastung wird als „starre Platte“ aufgebracht und erfolgt lastgesteuert, d. h. die Belastung wird während der Berechnung kontinuierlich gesteigert, bis eine Last von 250 kPa erreicht wird. Da es bei diesen Berechnungen darum ging, zeitunabhängige Effekte zu untersuchen, wurden die Berechnungen drainiert, d. h. ohne Berücksichtigung von Porenwasserdrücken durchgeführt.

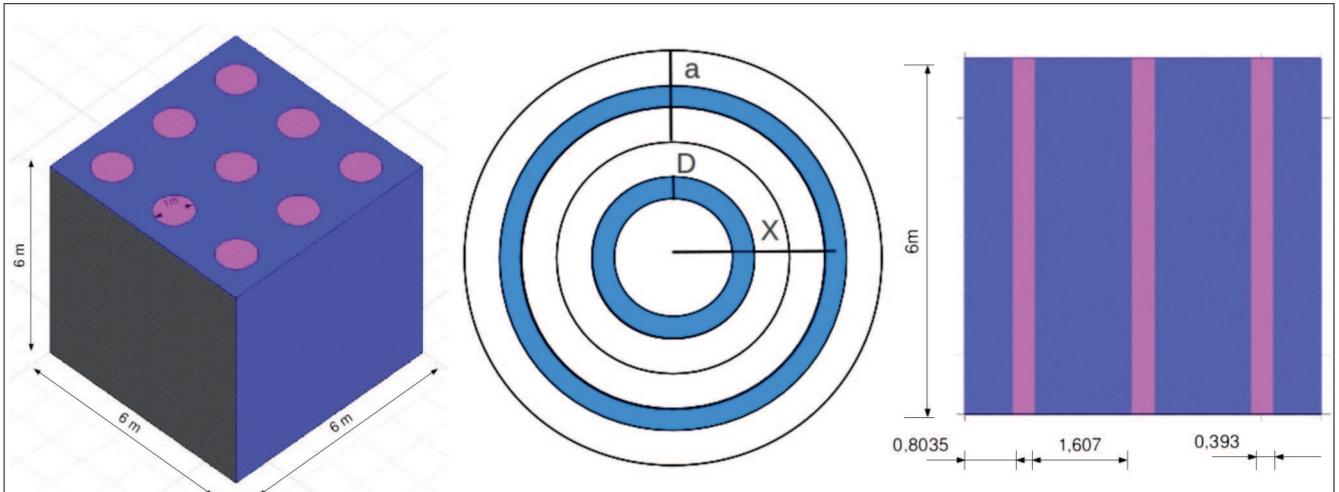


Bild 17: Skizzen der Berechnungsmodelle
 Figure 17: Sketches of the calculation models

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
42°	6 · 10 ³ kPa	0,6	0,758	1,063	1,223	0,22	1,9

Tabelle 5: Parameter des von Wolffersdorff Stoffmodells
 Table 5: Parameters of the von Wolffersdorff constitutive model

φ_c	λ	κ	N	r
26,1°	0,086	0,018	0,9894	0,33

Tabelle 6: Parameter des Masin Stoffmodells
 Table 6: Parameters of the Masin constitutive model

Das Materialverhalten wurde mit hypoplastischen Stoffmodellen nach von Wolffersdorff (Schottersäulen) und nach Masin (Boden) modelliert. Die dafür notwendigen Parameter wurden anhand von Laborversuchen bestimmt. Die so ermittelten Parameter sind in den Tabellen 5 und 6 aufgeführt.

In dem numerischen Modell wird mit Gravitation gerechnet. Für beide Materialien wird eine Wichte γ von 18,5 kN/m² angenommen. Die Anfangsspannungen ergeben sich aus dem geostatischen Anfangsspannungszustand, wobei aus numerischen Gründen mit einer zusätzlichen Oberflächenlast $p_0 = 1$ kPa gerechnet wurde:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + p_0$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

Die Variable z stellt dabei die Tiefe unter Geländeoberkante dar. Die beiden verwendeten Stoffmodelle nutzen zusätzlich zur Spannung die zustandsvariable Porenzahl. Für das Säulenmaterial wird eine konstante Porenzahl je nach gewünschter Lagerungsdichte der Säule

vorgegeben. Dies ist realistisch, da die Säule durch den Herstellungsprozess über die Tiefe annähernd konstant gelagert ist. Für den weichen Boden ergibt sich aus dem initialen Spannungszustand und der Anfangsporenzahl die Vorbelastung und damit das Überkonsolidierungsverhältnis OCR. Im Rahmen der Untersuchungen wurde von OCR = konst. ausgegangen und dieses im FE-Programm initialisiert, wodurch sich eine mit der Tiefe abnehmende Anfangsporenzahl ergibt.

5.1 Ergebnisse Results

5.1.1 Vergleich der Modelle Comparison of models

In Bild 18 sind die Änderung der Setzungen über die Auflast für alle Modelle aufgetragen. Die beiden 2D-Modelle weisen einen fast identischen Verlauf auf. Bei der 3D Berechnung entstanden etwas größere Endsetzungen. Allgemein lässt sich aber feststellen, dass der Verlauf der Setzungen sehr ähnlich ist. Schlussfolgernd lässt sich feststellen, dass bei den hier berechneten Modellen 3D Berechnungen durch 2D Berechnungen ersetzt werden können.

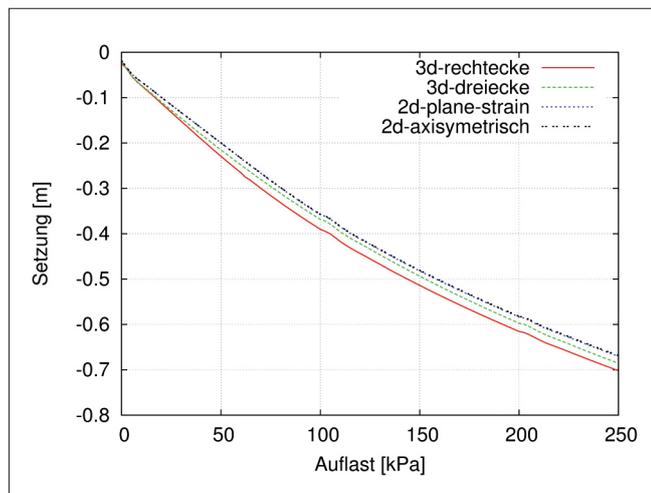


Bild 18: Last-Setzungs-Kurven der unterschiedlichen Modelle

Figure 18: Load-settlement graphs for the models

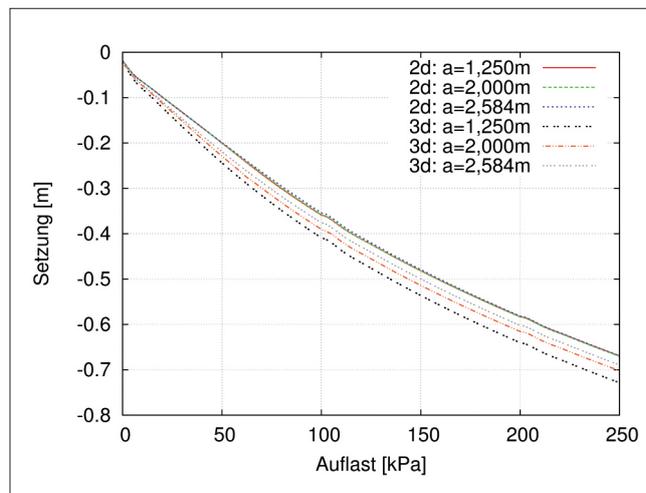


Bild 19: Last-Setzungs-Kurven für unterschiedliche Säulenabstände bei $A/A_s = 5,0$ in 2D- und 3D-Modellen

Figure 19: Load-settlement graphs for various column spacings where $A/A_s = 5,0$ in 2D and 3D models

5.1.2 Einfluss des Säulenabstandes *Influence of column spacing*

Um die Rolle des Säulenabstandes zu untersuchen, gibt es zwei Möglichkeiten. Zum einen kann der Durchmesser der Säulen konstant gehalten werden, was bei unterschiedlichen Abständen zu unterschiedlichen Flächenverhältnissen führt. Zum anderen können die Flächenverhältnisse konstant gehalten werden, dies führt allerdings zu unterschiedlichen Durchmessern der Säule. In den Tabellen 7 und 8 sind die sich ergebenden Größen bei unterschiedlichen Rastermaßen a aufgeführt.

a [m]	D [m]	A/A_s
1,25	1	2,0
2	1	5,0
2,58	1	8,5

Tabelle 7: Unterschiede in den Flächenverhältnissen bei konst. Säulendurchmesser

Table 7: Differences between the area ratios for a constant column diameter

a [m]	D [m]	A/A_s
1,25	0,63	5,0
2	1	5,0
2,58	1,30	5,0

Tabelle 8: Unterschiede in den Säulendurchmessern bei konst. Flächenverhältnissen

Table 8: Differences between the diameters of the columns for constant area ratios

Es zeigte sich, dass bei den Simulationen, in welchen der Säulendurchmesser konstant gehalten wird, die Setzungen mit steigendem Flächenverhältnis A/A_s zunehmen. Dies deckt sich auch mit den bisherigen Aussagen in der Literatur. In Bild 19 sind die Last-Setzungs-Kurven für die Simulationen gezeigt, bei welchen das Flächenverhältnis A/A_s konstant gehalten wurde. Beim 2D „plane strain“ Modell ergeben sich identische Setzungsverläufe. Beim 3D-Modell werden die Setzungen bei größeren Säulendurchmessern etwas kleiner. Im Großen und Ganzen sind die entstehenden Setzungen allerdings sehr ähnlich. Für die untersuchten Modelle ist es somit egal, ob kleine Säulen in einem engen Raster oder große Säulen in einem weiten Raster eingesetzt werden. Bei einem konstanten Flächenverhältnis ergeben sich ähnliche Setzungen.

5.1.3 Einfluss der Säulensteifigkeit und des Säulendurchmessers *Influence of the column stiffness and diameter*

In der Praxis wird die Zugabemenge des Schotters, gerade in weichen Materialien, meist begrenzt. Das heißt der Rüttler wird, auch wenn die maximale Dichte noch nicht erreicht wurde, weiter hoch gezogen und ein weiterer Abschnitt der Säule aufgebaut. Somit entstehen in weichen Böden zwar Säulen mit großem Durchmesser, aber nicht unbedingt mit dicht gelagertem Schotter. Um diesen Effekt zu untersuchen, wurden verschie-

dene Simulationen mit unterschiedlichen Durchmessern von Schottersäulen und Dichten des Schotters durchgeführt. Bei den Berechnungen wurde die Masse des Schotters konstant gehalten. Somit ergab sich bei einem größeren Durchmesser eine kleinere Dichte. Die Dichte wurde in den Berechnungen durch die Porenzahl berücksichtigt. In Tabelle 9 sind die Eingangswerte für drei verschiedene Simulationen angegeben. Durch die unterschiedlichen Porenzahlen ergibt sich auch ein Unterschied in der Steifigkeit des Säulenmaterials. Aus kleineren Porenzahlen folgt eine größere Steifigkeit.

A/A_s	D [m]	a [m]	e
5,0	1,00	2	0,78
4,7	1,04	2	0,93
4,4	1,08	2	1,06

Tabelle 9: Eingangswerte für Simulationen mit unterschiedlichen Schotterdichten und Säulendurchmessern
 Table 9: *Input values for simulations with different gravel densities and column diameters*

In Bild 20 sind die Last-Setzungs-Kurven für Simulationen mit dem 3D-Modell dargestellt. Der Einfluss des Flächenverhältnisses ist in den Berechnungsergebnissen vernachlässigbar, wobei die Variation von A/A_s nur in einem kleinen Bereich stattgefunden hat. Werden allerdings die Simulationen bei gleichen Flächenverhältnissen und verschiedenen Porenzahlen verglichen, werden die Setzungen bei steigender Porenzahl (geringerer Dichte) deutlich größer. Es ist somit klar zu sehen, dass eine kleine Änderung der Porenzahl zu einer deutlichen Änderung der Säulensteifigkeit führt.

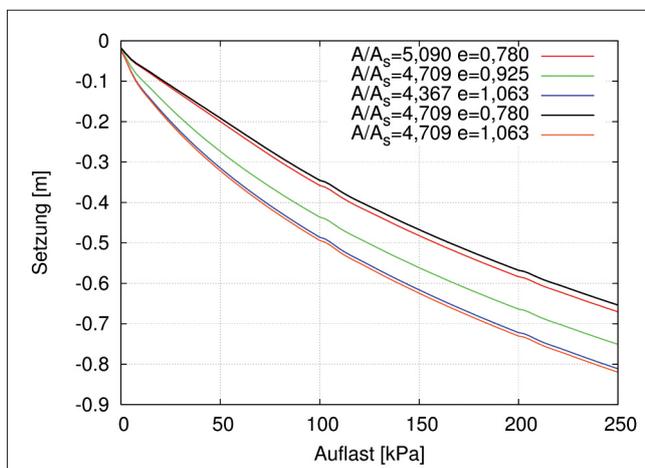


Bild 20: Last-Setzungs-Kurven für Simulationen mit unterschiedlichen Werten von e und A/A_s
 Figure 20: *Load-settlement graphs for simulations with different values of e and A/A_s*

6 Zusammenfassung Summary

Bei den durchgeführten Modellversuchen zur Säuleninstallation zeigte sich, dass es bereits während der Installation zu einer Ausbauchung um den oberen Dreiteilspunkt herum kommt. Dieses Verformungsbild ändert sich auch unter gleichmäßigen Flächenlasten nicht signifikant.

Die Last-Setzungs-Kurven der Versuche konnten qualitativ recht gut in den als gekoppelte Berechnungen durchgeführten Finiten-Element-Nachrechnungen nachvollzogen werden. Um eine bessere Übereinstimmung zu erzielen, wurden Anpassungen der Anfangsporenzahl des umgebenden Bodens durchgeführt.

Bei weiteren Berechnungen mit der FEM zeigte sich, dass die ermittelten Setzungen einer Säulengruppe in den 2D-Modellen identisch mit denen des 3D-Modells sind. Bei konstantem Flächenverhältnis A/A_s ergeben die Berechnungen mit dem 2D „plane strain“ Modell mit verschiedenen Säulenabständen und Säulendurchmessern kaum unterschiedliche Setzungen. Beim 3D-Modell zeigt sich: Je größer der Durchmesser, desto weniger Setzungen treten auf. Es konnte auch gezeigt werden, dass der Einfluss der Dichte des Säulenmaterials auf die Setzung sehr groß sein kann.

7 Literaturverzeichnis References

Kirsch, F. (2003): Experimentelle und numerische Untersuchung zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen. Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Diss.

Kirsch, K., Sondermann W. (2001): Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, 6. Auflage, S. 1-53.

Masin, D. (2005): A hypoplastic constitutive model for clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29(4), 311–336.

Priebe, H. (1976): Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, 53(5), 160–162.

Priebe, H. (1978): Zur Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, 55(8), 281–284.

Priebe, H. (1995): Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen. Die Bautechnik, 72(3), 183–191.

Tochnog Professional Version 5.2 (2009). URL: <http://www.feat.nl>.

Von Wolffersdorff, P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1(4), 251–271.

Ergebnisse axial-zyklischer Belastungsversuche unter Schwell- und Wechsellasten an Mikropfählen in Ton

Results of Field Tests on Micropiles in Clay under Axial Cyclic Loading (One-Way and Two-Way)

Dipl.-Ing. Jennifer Baumbach, Zentrum Geotechnik, TU München

Mikropfähle sind auf Grund ihres Einsatzes als Rückverankerungselemente oder Gründungselemente unter Windenergieanlagen häufig veränderlichen Einwirkungen durch z. B. Grundwasserschwankungen, Wind oder Wellenschlag ausgesetzt. Durch zwei Forschungsvorhaben am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München, von denen das zweite durch die Bundesanstalt für Wasserbau initiiert und finanziert wurde, sollten die Kenntnisse über das Last- und Verschiebungsverhalten von Mikropfählen in Ton unter veränderlichen Einwirkungen erweitert werden. Dazu wurden Feldversuche mit axial-zyklischen Zugschwell- und Wechsellasten mit einer Zyklanzahl von bis zu 80.000 durchgeführt. Untersucht wurden das Verschiebungsverhalten und die Lastabtragung der Kräfte über die Pfahltiefe mit zunehmender Zyklanzahl. Darüber hinaus wurde die Pfahltragfähigkeit im Vergleich zum charakteristischen Pfahlwiderstand unter rein statischer Belastung untersucht. Im folgenden Beitrag werden die Durchführung der statischen und zyklischen Pfahlversuche beschrieben und ausgewählte Ergebnisse der zyklischen Versuche vorgestellt.

Due to their use as anchorage systems or foundation elements of wind turbines, micropiles are often exposed to variable loads e. g. changing groundwater levels, wind or wave impacts. Two research projects at the Zentrum Geotechnik of the Technische Universität München – one of which was initiated and sponsored by the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW) – should help to expand our knowledge of the load-displacement behaviour of micropiles in clay under variable loads. For this purpose, field pile tests were carried out. The variable loads were simulated as axial one-way and two-way cyclic loads with up to 80,000 load cycles. The displacement behaviour and the load transfer along the pile shaft with an increasing

number of load cycles were examined. In addition, the pile capacity under cyclic loads was compared to the characteristic pile resistance under static loads. In the following article the test setup for the static and cyclic pile tests is described and selected results of the cyclic tests are presented.

1 Einleitung *Introduction*

Als Mikropfähle werden nach DIN EN 14199 („Ausführung von besonderen technischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinem Durchmesser (Mikropfähle)“) im Bohrverfahren hergestellte Pfähle mit einem Schaftdurchmesser bis 300 mm oder im Verdrängungsverfahren hergestellte Pfähle mit Querschnittsabmessungen bis 150 mm bezeichnet. Klassische Einsatzgebiete von Mikropfählen sind Nachgründungen im Bestand unter beengten Platzverhältnissen, die vertikale Rückverankerung von Baugrubensohlen oder Bodenplatten gegen Auftrieb oder die horizontale Verankerung von Spundwänden im Hafengebäudebau. In letzter Zeit werden Mikropfähle oder Mikropfahlgruppen auch verstärkt als Gründungen von Windenergieanlagen oder Stützen im Verkehrswegebau eingesetzt. Während bei Nachgründungen von Gebäuden die auf die Mikropfähle einwirkenden Lasten in der Regel statisch sind, kommt es beispielsweise bei der Rückverankerung von Bodenplatten und Spundwänden oder der Gründung von Windenergieanlagen häufig zu veränderlichen Einwirkungen. Veränderliche Einwirkungen können z. B. aus schwankenden Grundwasserständen, Wind- und Wellenbelastung oder Überfahrten von Fahrzeugen resultieren. Sie variieren hinsichtlich ihrer Belastungsrichtung (axial oder quer zum Pfahl), ihrer Belastungsart (Schwell- oder Wechselbelastung), ihrer Lastamplitude

und ihrer Frequenz. Bei Pfahlversuchen im Rahmen von Forschungsvorhaben werden diese unterschiedlichen veränderlichen Einwirkungen in der Regel durch eine sinusförmige zyklische Belastung simuliert.

Seit den 1970er Jahren wurden die Auswirkungen zyklischer Einwirkungen auf das Verschiebungsverhalten und die Tragfähigkeit von Pfählen in einer Reihe von Forschungsarbeiten untersucht (u. a. Chan/Hanna, 1980; Kraft et al., 1981; Gruber et al., 1985, Schwarz, 2002). Dabei war die Belastungsrichtung stets axial zum Pfahl, was auch der in der Regel vorhandenen Beanspruchung von Mikropfählen entspricht. Die überwiegende Anzahl der zyklischen Versuche im Maßstab 1:1 oder im Modellmaßstab wurde dabei in Sand durchgeführt.

Die Datenbasis zu Versuchen mit Mikropfählen in bindigen Böden ist hingegen deutlich geringer. Am Norwegian Geotechnical Institute in Oslo wurden Versuchsreihen mit axialer zyklischer Belastung an Mikropfählen im Maßstab 1:1 in einem breiig-weichen und einem halbfesten Ton durchgeführt (Karlsrud/Haugen, 1986; Karlsrud et al., 1992). Von Lehane et al. (2003) wurden zwei einzelne Mikropfähle in einem breiig-weichen Ton zyklisch belastet. Neben diesen großmaßstäblichen Versuchen existiert noch eine Reihe von kleinmaßstäblichen Modellversuchen (u. a. Poulos, 1981; Narasimha/Prasad, 1992; Prasad/Narasimha, 1994; McManus et al., 1994).

Die Ergebnisse aller Untersuchungen zeigen übereinstimmend, dass unter einer zyklischen Einwirkung akkumulierende Pfahlverschiebungen auftreten und die Tragfähigkeit eines Pfahles gegenüber einem Pfahl unter einer statischen Last in gleicher Größenordnung deutlich verringert sein kann. In der Regel wirken sich Wechsellasten ungünstiger auf das Trag- und Verschiebungsverhalten aus als Schwelllasten. Außerdem gibt es Hinweise darauf, dass Mikropfähle in bindigen Böden auf Grund der Plastizität des Bodens unempfindlicher auf zyklische Belastungen reagieren als in nicht-bindigen Böden (Malkus, 2000; Kempfert, 2009).

Bei den bisher in der Literatur vorliegenden Forschungsarbeiten zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial-zyklischer Belastung in bindigen Böden liegt die erreichte Zyklenzahl meist deutlich unter 10.000 Zyklen, sodass Aussagen über die Langzeittragfähigkeit nur begrenzt möglich sind. Darüber hinaus wurde in ei-

nigen Fällen der charakteristische Pfahlwiderstand unter einer statischen Einwirkung gar nicht oder erst nach einer zyklischen Belastung bestimmt, sodass Aussagen über eine Reduzierung der Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung nicht möglich sind. Teilweise wurden die Pfähle vor der zyklischen Belastung bereits statisch bis zum charakteristischen Pfahlwiderstand belastet, sodass die Verschiebungen unter zyklischer Belastung unserer Auffassung nach nicht mehr als repräsentativ angesehen werden können.

Ziel der am Zentrum Geotechnik der TU München durchgeführten Forschungsvorhaben war es, den Kenntnisstand zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Mikropfählen in bindigen Böden zu erweitern und den Einfluss von Wechsel- und Schwellbelastungen auf die Pfahlverschiebungen und die Pfahltragfähigkeit auch für große Zyklenzahlen (>50.000) systematisch zu untersuchen, um dadurch eine Datenbasis für die Beschreibung des Verschiebungsverhaltens und die Entwicklung von Bemessungsmodellen in der Praxis zu schaffen. Hierzu wurden zyklische Versuche an Mikropfählen im Maßstab 1:1 in einem mittelplastischen Ton steifer Konsistenz durchgeführt. Im ersten Forschungsvorhaben (im Folgenden als Versuchsreihe 1 bezeichnet) wurde die Auswirkung von Zugschwelllasten auf das Tragverhalten untersucht. Die Ergebnisse dieser Versuche wurden bereits in Baumbach (2010) veröffentlicht. Im zweiten, durch die Bundesanstalt für Wasserbau beauftragten Forschungsvorhaben (im Folgenden als Versuchsreihe 2 bezeichnet) wurde die Auswirkung von Wechsellasten untersucht. Bei diesen Versuchen wechselt die Belastung zwischen Zug und Druck, wobei die betragsmäßig höhere Last im Zugbereich liegt. Die Versuche sind noch nicht vollständig abgeschlossen, und die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind bisher nicht veröffentlicht.

2 Versuchsfeld und Herstellung der Mikropfähle

Test site and pile installation

Das Versuchsgelände liegt im Randbereich einer Tongrube der Fa. Erlus AG in Mundlfing/Niederbayern. Geologisch gesehen handelt es sich bei dem im Versuchsgelände anstehenden Boden um einen Löß, ein äolisches Sediment, das während der trockeneren Perioden einer Eiszeit abgelagert wurde (Jerz, 1993). Durch

Entkalkung entstand ein gelbbrauner Lößlehm. Nach DIN 18196 bzw. DIN EN ISO 14688-1 handelt es sich um einen überwiegend mittelplastischen, teilweise leicht plastischen Ton meist steifer Konsistenz. Der Tonanteil der Proben liegt zwischen 17% und 22%, der Feinsandanteil zwischen 7% und 20%.

Für die Versuchsreihe 1 (Schwellbelastung) wurden acht Mikropfähle und für die Versuchsreihe 2 (Wechselbelastung) 15 Mikropfähle (jeweils 1 Testpfahl und 2 Reaktionspfähle) hergestellt. Um bei allen Pfählen möglichst identische zylindrische Pfahlgeometrien zu erzeugen, wurden die Pfahlbohrungen als verrohrte Bohrungen mit Innenschnecke ausgeführt. Der Durchmesser der Außenverrohrung betrug 152 mm und die Pfahllänge 4,2 m. Als Tragglied wurde ein GEWI-Stahl mit einem Durchmesser von 50 mm verwendet. Das Bohrloch wurde mit Zementsuspension verfüllt und mit geringem Druck (<5 bar) verpresst. Eine Nachverpressung wurde nicht durchgeführt.

3 Belastungseinrichtung und Messtechnik

Loading equipment and instrumentation

Alle statischen und zyklischen Pfahlversuche wurden als kraftgesteuerte Versuche durchgeführt. Die Lastaufbringung erfolgte hydraulisch mit einem speziell für zyklische Langzeitversuche abgedichteten Hohlkolbenzylinder. Das Anfahren der einzelnen Laststufen erfolgte bei den statischen Pfahlprobebelastungen manuell, während einer Laststufe wurde die Last über einen rechnergestützten Regelkreis konstant gehalten. Bei den zyklischen Pfahlversuchen erfolgte die gesamte Versuchssteuerung rechnergestützt. In Bild 1 und Bild 2 ist exemplarisch der Versuchsaufbau mit Widerlager, Lastbrücke und Belastungseinrichtung für die Versuche der Versuchsreihe 1 (Schwellbelastung) dargestellt.

Die Pfahlkopfverschiebungen wurden während der Versuche über zwei induktive Wegaufnehmer knapp über Geländeoberfläche (GOF) erfasst. Vor Beginn und nach Abschluss des Versuchs wurde zusätzlich die Höhenlage des Pfahlkopfes mittels Feinnivellement bestimmt. Zur Erfassung der Verteilung des Längskraftverlaufs über die Pfahltiefe wurden an den Traggliedern auf einer Länge von 3,0 m im Abstand von 0,75 m jeweils

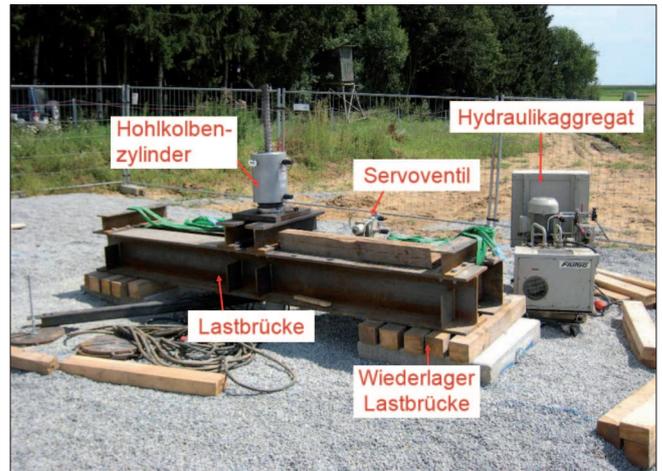


Bild 1: Versuchsaufbau
Figure 1: Test setup

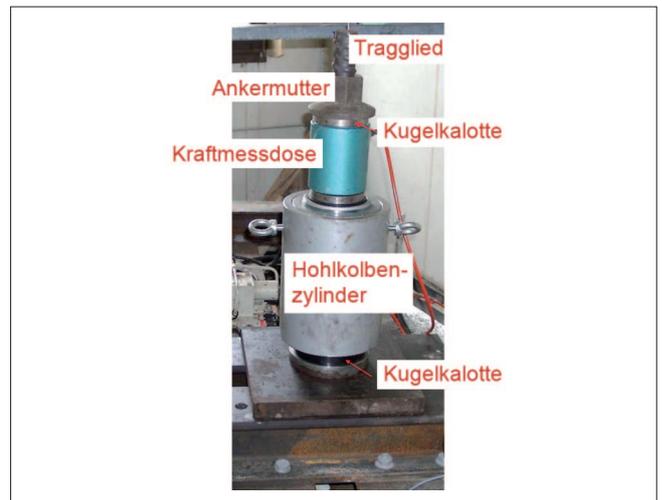


Bild 2: Detail Versuchsaufbau
Figure 2: Detail of test setup

fünf Messstellen mit Dehnmessstreifen (DMS) bestückt (siehe Bild 3). Die DMS wurden als Vollbrückenschaltung ausgeführt, um evtl. auftretende Biegebeanspruchungen im Tragglied während der Versuche zu kompensieren. Die DMS wurden gegen Nässe und Beanspruchungen während des Transports und des Einbaus geschützt (Silikonschutzschicht, Überdeckung mit Kautschuk, Ummantelung mit Walzblei oder Schrumpfschlauch). Die Datenerfassung für die beiden induktiven Wegaufnehmer, das Kraftsignal sowie die fünf mit DMS bestückten Messstellen erfolgte rechnergestützt. Die Messfrequenz betrug 2 Hz.

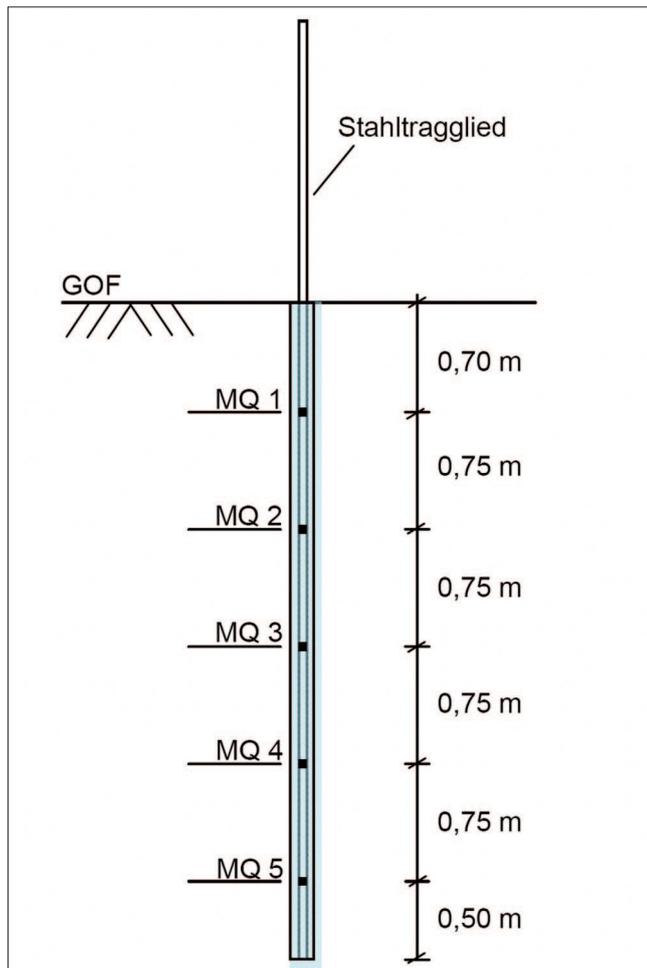


Bild 3: Anordnung der DMS zur Erfassung der Pfahlängskraft

Figure 3: Strain gauges on load bearing element

4 Statische Referenzversuche Static pile tests

An drei Pfählen der Versuchsreihe 1 und an einem Reaktionspfahl der Versuchsreihe 2 wurden statische Probelastungen auf Zug durchgeführt. Bei der Versuchsreihe 2 wurde zusätzlich an einem Pfahl eine statische Probelastung auf Druck durchgeführt. In Tabelle 1 sind die Pfahlwiderstände für unterschiedliche Versagenskriterien dargestellt. Zum einen wird eine Gesamtverschiebung des Pfahlkopfes von $s_g = 0,1 \cdot D$ als Versagenskriterium analog zu Bohrpfählen definiert. Bei einem Pfahldurchmesser von ca. 150 mm entspricht dies einer Gesamtverschiebung von 15 mm. Zum anderen wird in Anlehnung an Ankerprüfungen ein Versagenskriterium anhand des Kriechmaßes bei Lastkonstanthaltung festgelegt. Für Anker liegt das zulässige Kriechmaß bei 2 mm, bei verpressten Mikropfählen wird

in der Literatur (siehe z.B. Schwarz, 2002) häufig ein Kriechmaß von 1 mm als maximal zulässig angegeben.

Auf Grund der in Tabelle 1 ermittelten Einzelpfahlwiderstände wurde als charakteristischer Herauszieh-widerstand der Pfähle unter statischer Belastung ein Wert von $R_{t,k} = 80$ kN festgelegt und als Referenztragfähigkeit sowohl bei der Auswertung der Zugschwellversuche als auch der Wechsellastversuche zu Grunde gelegt. Der Pfahlwiderstand bei Druckbelastung ist zwar deutlich höher, es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass bei Wechselbelastung der geringere Pfahlwiderstand in Zugrichtung maßgebend wird.

Versagenskriterium	Pfahl-widerstand	$R_{m,i}$ [kN]		
		Pfahl F / B / E (Zug) (1. Versuchsreihe)	Pfahl 1 (Zug)	Pfahl Z (Druck)
$s_g = 15$ mm		94,8 / 88,5 / 83,3	89,5	140,0
$k_s \leq 1,0$ mm		80,4 / 77,6	73,5	111,0
$k_s \leq 2,0$ mm		81,5 / 80,4	77,5	125,0

Tabelle 1: Pfahlwiderstände bei statischer Belastung

Table 1: Pile capacity under static loading

5 Zyklische Pfahlversuche Cyclic pile tests

5.1 Definitionen Definitions

Die Beschreibung von zyklischen Einwirkungen auf Mikropfähle erfolgt in der Literatur meist über die Angabe des mittleren Lastniveaus F_{mittel} und der zyklischen Lastamplitude F'_{zykl} (siehe Bild 4).

Jeder kraftgesteuerte zyklische Versuch kann in so genannten Interaktionsdiagrammen als ein Punkt dargestellt werden (siehe Bild 5). Dabei wird auf der Abszisse das Verhältnis des mittleren Lastniveaus F_{mittel} zum charakteristischen Pfahlwiderstand unter statischer Einwirkung R_k angetragen und auf der Ordinate das Verhältnis der zyklischen Lastamplitude F'_{zykl} zum charakteristischen Pfahlwiderstand unter statischer Einwirkung R_k . Die Diagonale von links unten nach rechts oben stellt dabei die Grenze zwischen Schwell- und Wechsellasten dar. Versuche unterhalb dieser Diagonale sind Schwelllastversuche, Versuche oberhalb Wechsellastversuche. Die rot dargestellte Diagonale

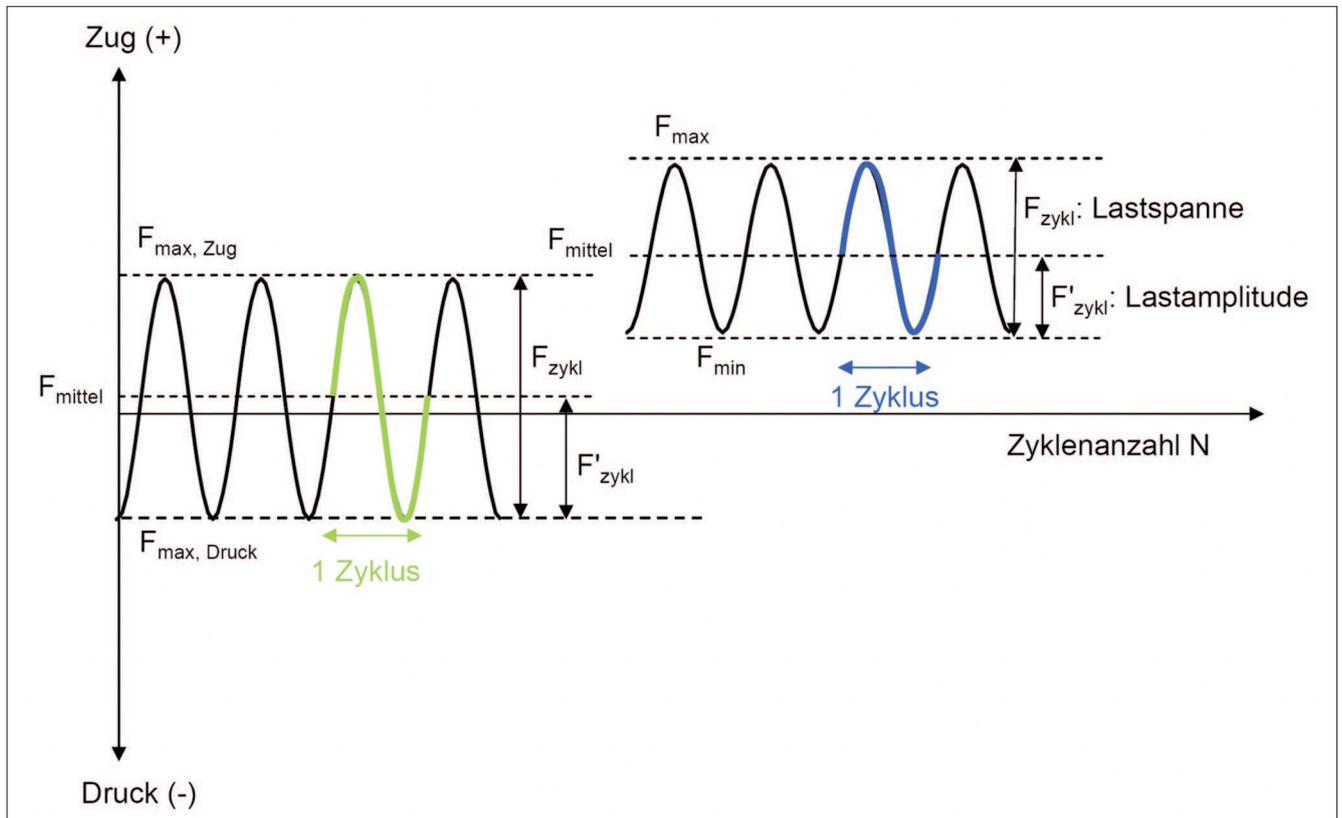


Bild 4: Definitionen Einwirkungen bei zyklischer Belastung (links: Wechselloast, rechts: Zugschwelllast)
 Figure 4: Definitions of cyclic loads (left: two-way cyclic loading, right: one-way cyclic loading (tension))

von links oben nach rechts unten gibt die Kombinationen von mittlerem Lastniveau und zyklischer Lastamplitude an, die überhaupt möglich sind, ohne dass der

charakteristische Pfahlwiderstand unter statischer Einwirkung überschritten wird.

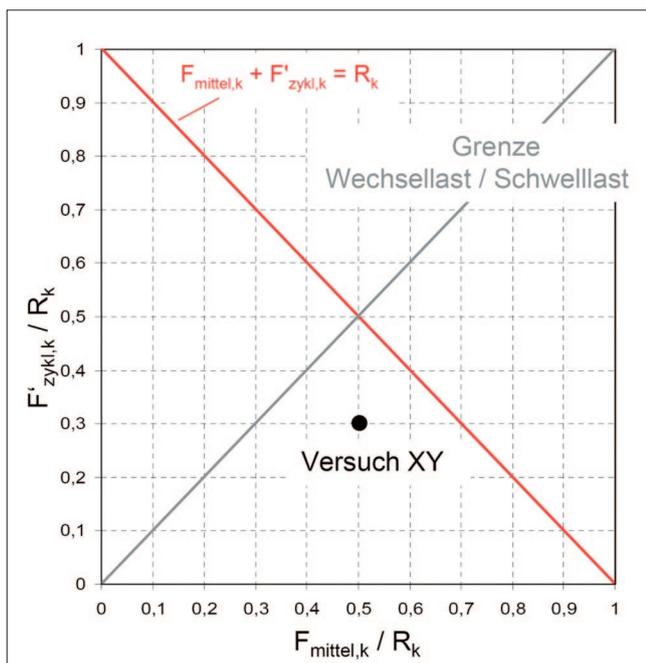


Bild 5: Zyklisches Interaktionsdiagramm
 Figure 5: Cyclic interaction diagram

Die während eines Zyklus auftretende maximale Verschiebungsdifferenz wird als Verschiebungsspanne s_{zykl} und der Mittelwert der Verschiebungsspanne als mittlere Verschiebung s_{mittel} bezeichnet (siehe Bild 6).

Im Rahmen der Versuchsreihe 1 wurden insgesamt sechs zyklische Zugschwellversuche an statisch nicht

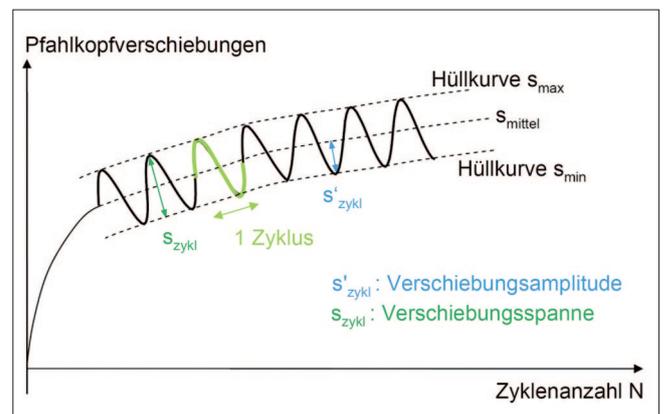


Bild 6: Definitionen Verschiebungen
 Figure 6: Definitions of displacements

vorbelasteten Pfählen und ein Zugschwellversuch an einem statisch bereits bis zum Erreichen des Versagenskriteriums von 15 mm belasteten Pfahl durchgeführt. Im Rahmen der Versuchsreihe 2 wurden insgesamt sechs zyklische Wechsellastversuche an statisch nicht vorbelasteten Pfählen und zwei Wechsellastversuche an einem statisch bereits bis zum Erreichen des Versagenskriteriums von 15 mm belasteten Pfahl durchgeführt. Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der zyklischen Versuche ohne vorherige statische Belastung vorgestellt.

Bei allen Versuchen wurde eine Vorlast von +5 kN (Zug) aufgebracht, sodass ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Kraftmessdose und Belastungseinrichtung und der Kontakt zwischen den Wegaufnehmern und dem Pfahl sichergestellt waren. Die Vorlaststufe wurde einige Minuten konstant gehalten, anschließend wurde die Last bis zum jeweiligen mittleren Lastniveau F_{mittel} gesteigert. Die Belastungsgeschwindigkeit lag bei $v = 0,04$ kN/s. Diese Laststufe wurde wiederum für einige Minuten konstant gehalten, bevor der Pfahl zyklisch belastet wurde. Der Verlauf der zyklischen Belastung entsprach einer Sinusfunktion, die Dauer eines Lastzy-

klus betrug 60 s (Frequenz 0,017 Hz). Während eines zyklischen Versuchs wurden das mittlere Lastniveau und die Lastamplitude konstant gehalten. In Bild 7 ist exemplarisch der Versuchsablauf eines Zugschwellversuchs dargestellt.

Auf Grund der großen Datenmengen, die sich während der zyklischen Versuche bei insgesamt acht Messkanälen (Kraft, 2x Weg, 5x DMS) und einer Messfrequenz von 2 Hz ergaben, wurden zur Versuchsauswertung mit Hilfe eines am Zentrum Geotechnik entwickelten Auswerteprogramms jeweils nur die Maximal- und Minimalwerte jedes Messkanals pro Zyklus herausgefiltert. Für die Auswertung der Verschiebungen wurde der Mittelwert aus den Werten der beiden Wegaufnehmer gebildet.

Als Versagenskriterium für die zyklischen Versuche wurde analog zu den statischen Pfahlprobelastungen eine mittlere Pfahlkopfverschiebung von $s_g = 0,1 \cdot D = 15$ mm festgelegt. Als zusätzliches Versagenskriterium wurde eine Verschiebungsspanne innerhalb eines Lastzyklus s_{zykl} von mehr als 15 mm definiert.

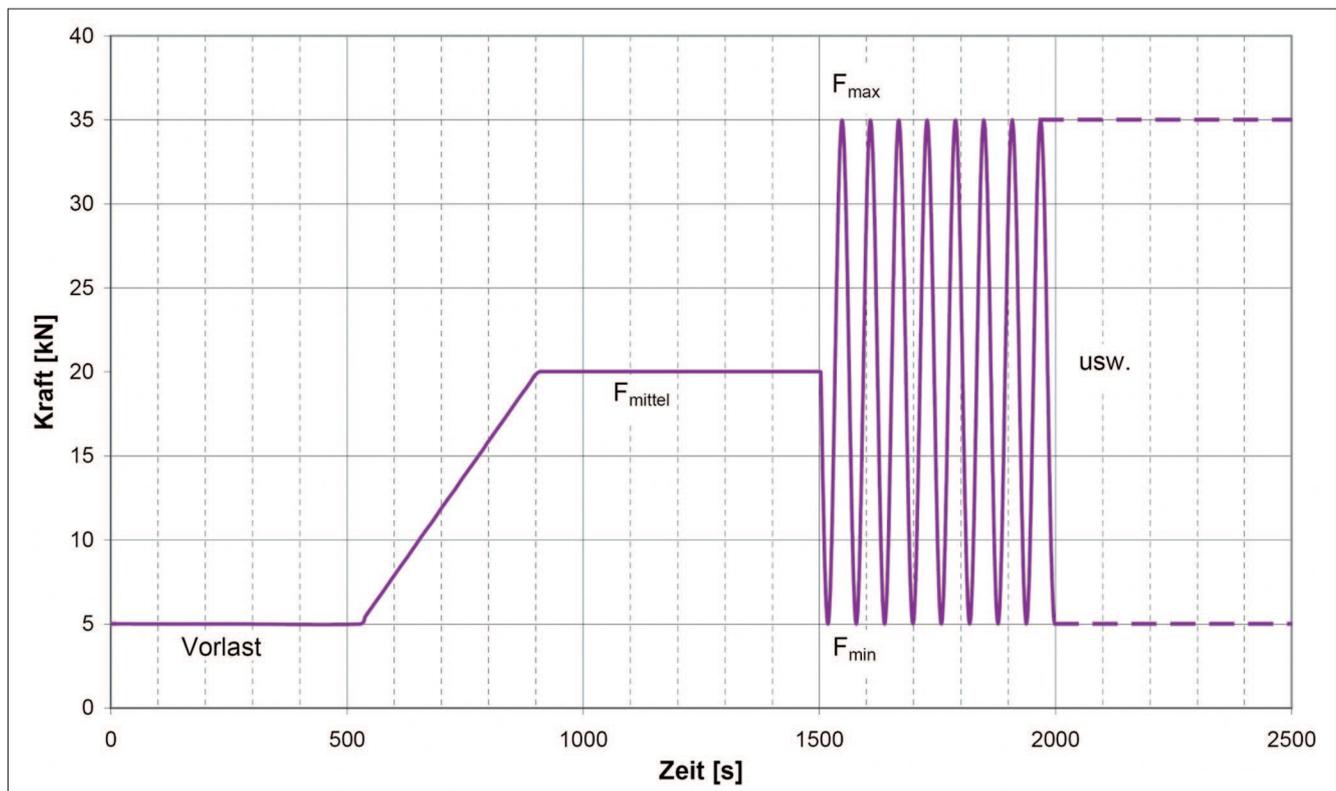


Bild 7: Versuchsablauf zyklischer Pfahlversuch (Pfahl A – Belastung 1)
Figure 7: Test procedure for cyclic pile tests (e.g. Pile A – load 1)

5.2 Versuchsreihe 1 – Zugschwellversuche *Test series 1 – One-way cyclic loading (tension)*

In Tabelle 2 sind die Versuchsdaten der einzelnen Zugschwellversuche in der chronologischen Reihenfolge der Versuchsdurchführung zusammengefasst.

In Bild 8 sind die Versuche im Interaktionsdiagramm bezogen auf den in den statischen Pfahlprobelastungen ermittelten charakteristischen Herauszieh-widerstand von $R_{t;k} = 80$ kN dargestellt.

Ausgehend von einem Verhältnis des mittleren Last-niveaus zum charakteristischen Herauszieh-widerstand von $F_{mittel} / R_{t;k} = 0,25$ und einem Verhältnis der Last-amplitude zum charakteristischen Herauszieh-widerstand von $F'_{zykl} / R_{t;k} = 0,19$ (Pfahl A – Belastung 1) wurde zu-nächst das mittlere Lastniveau bis auf ein Verhältnis von $F_{mittel} / R_{t;k} = 0,63$ gesteigert (Pfahl A – Belastung 2).

Ausgehend von diesem Lastniveau wurde die Last-amplitude bei den Pfählen H, D und G bis auf ein Ver-hältnis von $F'_{zykl} / R_{t;k} = 0,56$ (Pfahl G) erhöht.

Bei Pfahl C wurde im Vergleich zu Pfahl D das Ver-hältnis des mittleren Lastniveaus zum charakter-istischen Herauszieh-widerstand $F_{mittel} / R_{t;k} = 0,63$ auf $F_{mittel} / R_{t;k} = 0,50$ reduziert, das Verhältnis der Last-amplitude zum charakteristischen Herauszieh-widerstand von $F'_{zykl} / R_{t;k} = 0,44$ wurde beibehalten.

Versuchsdaten Pfahl	Lastbild				Zyklusanzahl N [-]
	F_{mittel} [kN]	F_{max} [kN]	F_{min} [kN]	F'_{zykl} [kN]	
A (Belastung 1)	20	35	5	15	55.687
A (Belastung 2)	50	65	35	15	28.316
H	50	75	25	25	83.975
G	50	95	5	45	2.947
D	50	85	15	35	57.115
C	40	75	5	35	53.953

Tabelle 2: Übersicht zyklische Zugschwellversuche mit Angabe der im Versuch erreichten Zyklusanzahl N
Table 2: One-way cyclic load tests showing the number of cycles N in the test

5.3 Versuchsreihe 2 – Wechsellastversuche *Test series 2 – Two-way cyclic loading*

In Tabelle 3 sind die Versuchsdaten der einzelnen Wechsellastversuche in der chronologischen Reihenfolge der Versuchsdurchführung zusammengefasst. Zugbelastungen sind positiv (+) definiert, Druckbelastungen negativ (-).

In Bild 8 sind die Versuche im Interaktionsdiagramm bezogen auf den in den statischen Pfahlprobelastungen ermittelten charakteristischen Herauszieh-widerstand von $R_{t;k} = 80$ kN dargestellt. Bei einem Verhältnis des mittleren Lastniveaus zum charakter-istischen Herauszieh-widerstand von $F_{mittel} / R_{t;k} = 0,06$ wurde in drei Versuchen (Pfahl W – Belastung 1, Pfahl X, Pfahl W – Belastung 2) die zyklische Last-amplitude gesteigert. Das Verhältnis der Last-amplitude zum charakteristischen Herauszieh-widerstand wurde von $F'_{zykl} / R_{t;k} = 0,19$ bis auf $F'_{zykl} / R_{t;k} = 0,44$ gesteigert. Für das Verhältnis von $F_{mittel} / R_{t;k} = 0,19$ wurden die Ver-hältnisse $F'_{zykl} / R_{t;k} = 0,31$ und $F'_{zykl} / R_{t;k} = 0,44$ untersucht.

Versuchsdaten Pfahl	Lastbild				Zyklusanzahl N [-]
	F_{mittel} [kN]	$F_{max,Zug}$ [kN]	$F_{max,Druck}$ [kN]	F'_{zykl} [kN]	
W – Belastung 1	+5	+20	-10	15	58.030
W – Belastung 2	+5	+40	-30	35	3.177
X	+5	+30	-20	25	39.919
V – Belastung 1	+15	+40	-10	25	51.681
V – Belastung 2	+15	+50	-20	35	16.172
V – Belastung 2-2	+15	+50	-20	35	18.315

Tabelle 3: Übersicht zyklische Wechsellastversuche mit Angabe der im Versuch erreichten Zyklusanzahl N
Table 3: Two-way cyclic load tests showing the number of cycles N in the test

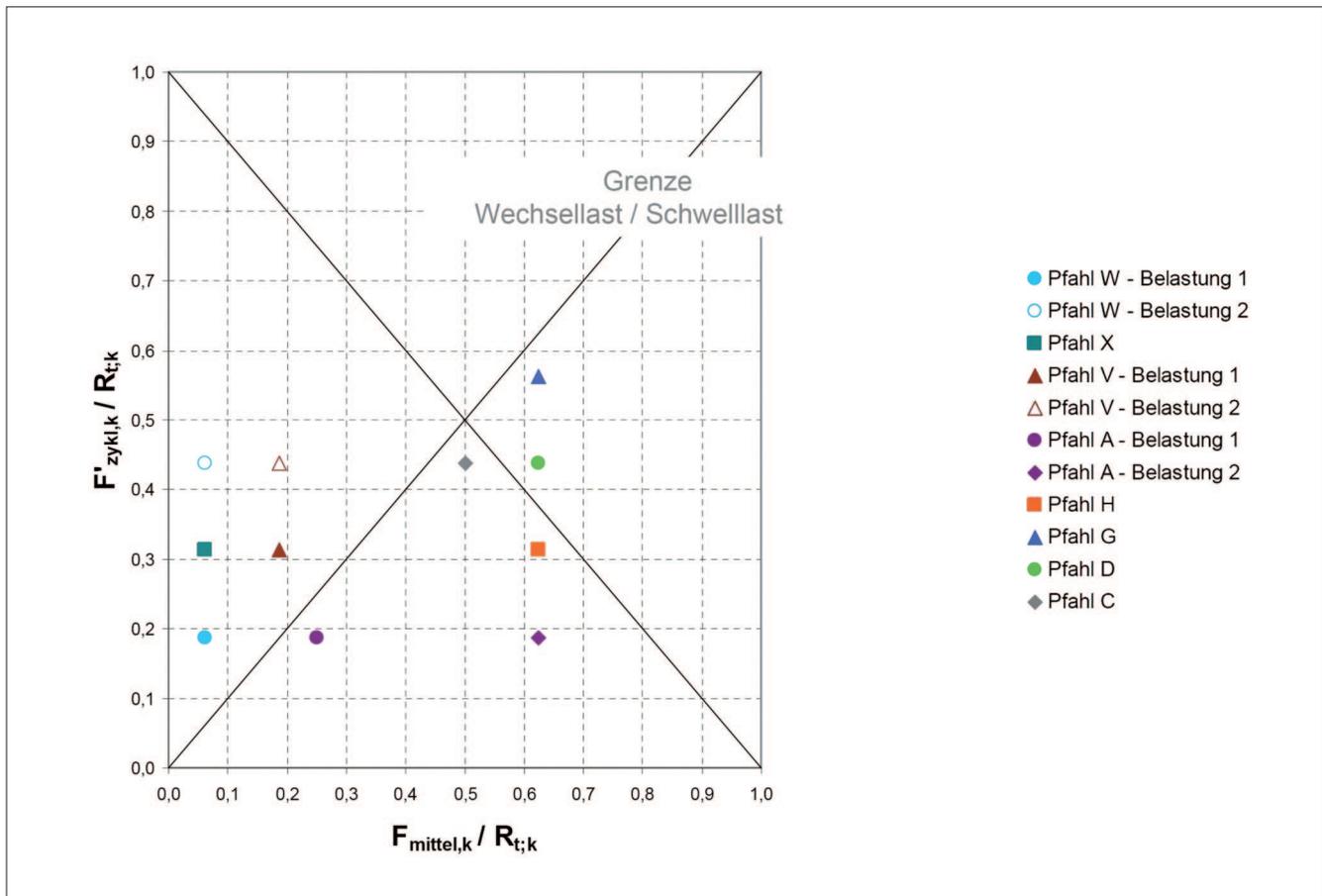


Bild 8: Darstellung der zyklischen Pfahlversuche der Versuchsreihen 1 und 2 im Interaktionsdiagramm
 Figure 8: Cyclic interaction diagram with one-way and two-way cyclic load tests

6 Versuchsergebnisse Test results

6.1 Zugschwellversuche One-way cyclic load tests

In Tabelle 4 sind die mittleren Pfahlverschiebungen nach Erreichen des mittleren Lastniveaus (s_{mittel} bei $N = 0$), die Pfahlverschiebungen nach der maximalen Zyklanzahl (s_{mittel} bei N_{max}) sowie der aus der zyklischen Belastung resultierende Anteil der mittleren Pfahlverschiebung ($\Delta s_{\text{zykl}} = s_{\text{mittel}}(N_{\text{max}}) - s_{\text{mittel}}(N = 0)$) angegeben. In der letzten Spalte der Tabelle ist die Zyklanzahl angegeben, für die die mittlere Pfahlverschiebung den Wert des Versagenskriteriums von $s_g = 15 \text{ mm}$ erreicht.

In Bild 9 sind die mittleren Pfahlkopfverschiebungen für die Pfähle A und H über die Zyklanzahl im linearen Maßstab dargestellt. Die Verschiebungen nehmen mit der Zyklanzahl insgesamt zu. Die Schwankungen

im Kurvenverlauf sind auf Temperatureinflüsse an der Messbrücke infolge von Sonneneinstrahlung auf den Versuchscontainer zurückzuführen und sind auf Grund der insgesamt sehr geringen Verschiebungen von wenigen Millimetern deutlich zu erkennen. Die Extremwerte treten ca. alle 12 Stunden auf und korrespondieren mit den maximalen und minimalen Tages- und Nachttemperaturen, die mit Hilfe einer Wetterstation erfasst wurden.

Bis ca. 10.000 Zyklen scheinen die Verschiebungen sich jeweils einer horizontalen Asymptote anzunähern. Ab ca. 10.000 Zyklen nehmen die Verschiebungen jedoch in allen drei Versuchen wieder stärker zu. Die Verschiebungen für Zyklanzahlen von mehr als 10.000 Zyklen können gut durch eine Gerade angenähert werden und die Steigung der Geraden liegt bei allen drei Versuchen bei ca. $1 \cdot 10^{-5}$ (siehe Trendlinien in Bild 9). Bei linearer Extrapolation der gemessenen Pfahlkopfverschiebungen würden mittlere Verschiebungen von mehr als 15 mm bei allen drei Versuchen erst bei Zy-

Pfahl	F_{mittel} [kN]	F'_{zykl} [kN]	s_{mittel} bei $N = 0$ [mm]	s_{mittel} (bei N_{max}) [mm]	$\Delta s_{\text{zykl}} = s_{\text{mittel}}(N = 0) - s_{\text{mittel}}(N_{\text{max}})$ [mm]	Zyklusanzahl N bei $s_{\text{mittel}} = 15 \text{ mm}$ [-]
A (Belastung 1)	20	15	0,11	0,99 (55.687)	0,88	$> 10^6$ *)
A (Belastung 2)	50	15	0,28	1,11 (28.316)	0,83	$> 10^6$ *)
H	50	25	0,38	2,68 (83.975)	2,30	$> 10^6$ *)
G	50	45	0,40	53,76 (2.947)	53,36	≈ 160
D	50	35	0,38	71,95 (57.115)	71,57	≈ 2.200
C	40	35	0,25	20,60 (53.953)	20,35	≈ 34.400

Tabelle 4: Pfahlkopfverschiebungen *) Zyklusanzahl aus Verschiebungen in Bild 9 extrapoliert.
 Table 4: Pile head displacements *) Number of load cycles extrapolated from the pile head displacements shown in Figure 9 of cycles N in the test

klenzahlen von deutlich mehr als einer Million Lastzyklen auf ($N \approx 1,4 \cdot 10^6$) auftreten.

In Bild 10 sind die Pfahlverschiebungen für die Zug-schwellversuche der Pfähle G, D und C im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Im Gegensatz zu den Versuchen an den Pfählen A und H sind die mittleren Verschiebungen deutlich größer und liegen bei Zyklen-

anzahlen von mehr als 10.000 Zyklen bei allen drei Versuchen im Zentimeterbereich. Das Versagenskriterium einer zulässigen Pfahlkopfhebung von $s_g = 15 \text{ mm}$ wird bei Pfahl G nach ca. 160 Lastzyklen, bei Pfahl D nach ca. 2.200 Lastzyklen und bei Pfahl C nach ca. 34.400 Lastzyklen überschritten. Diese über-log-lineare Verschiebungszunahme wird in der Literatur als „zyklisches (schrittweises) Versagen“ bezeichnet.

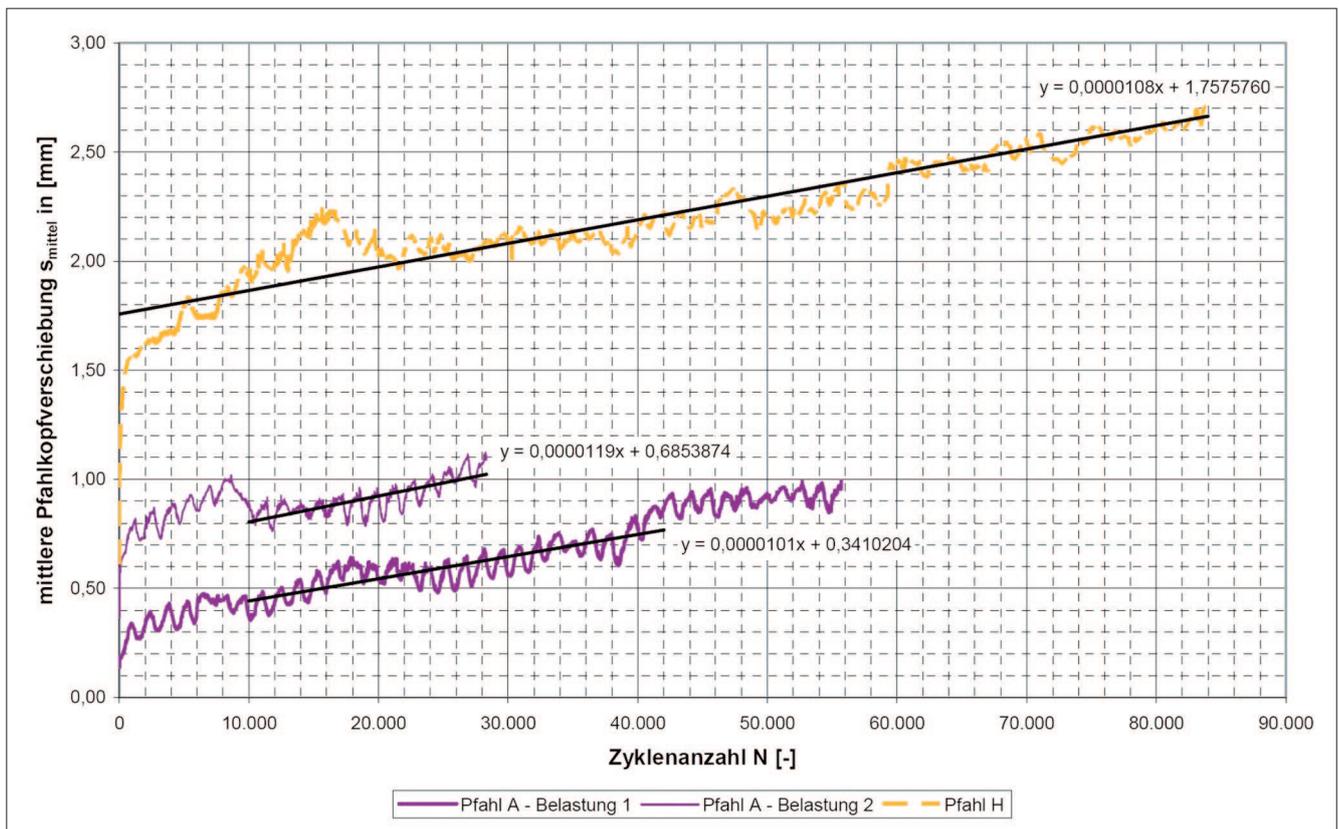


Bild 9: Mittlere Pfahlkopfhebungen (Pfähle A und H)
 Figure 9: Mean pile head displacements (Piles A and H)

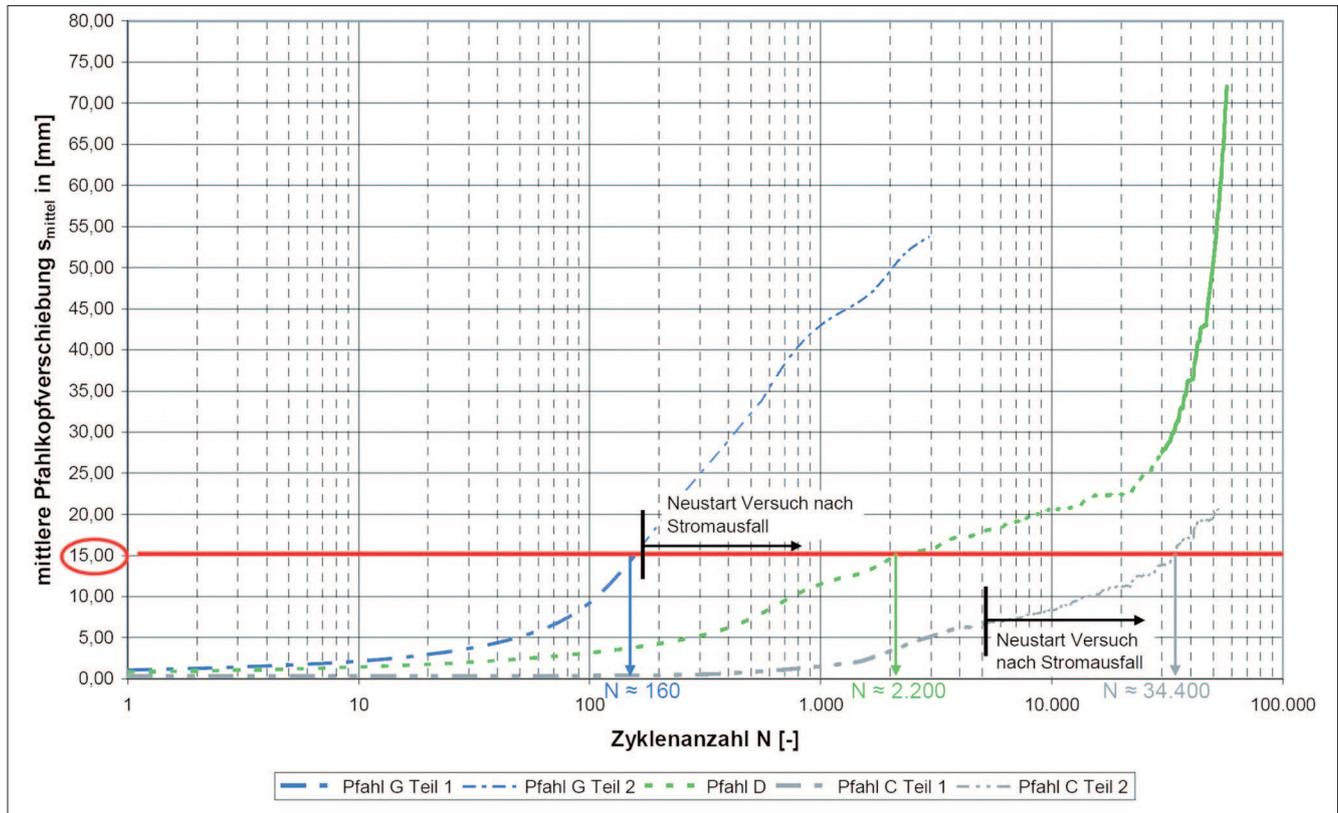


Bild 10: Mittlere Pfahlkopfverschiebungen im halblogarithmischen Maßstab (Pfähle G, D und C)
 Figure 10: Mean pile head displacements on a semilogarithmic scale (Piles G, D and C)

In Tabelle 5 sind die über die Zyklusanzahl gemittelten Verschiebungsamplituden für die Zugschwellversuche angegeben.

Die Verschiebungsamplituden s'_{zykl} bleiben während eines Versuchs bei allen Versuchen annähernd konstant. Die Verschiebungsamplituden von Pfahl A–Belastung 1 und Pfahl A–Belastung 2 sind bei gleicher Lastamplitude von $F'_{zykl} = 15$ kN trotz des Unterschiedes im Belastungsniveau von $F_{mittel} = 20$ kN zu $F_{mittel} = 50$ kN annähernd gleich groß. Auch die Verschiebungsamplituden von Pfahl C und D sind bei gleicher Lastamplitude von $F'_{zykl} = 35$ kN und unterschiedlichen Lastniveaus von $F_{mittel} = 40$ kN zu $F_{mittel} = 50$ kN ähnlich groß. Daraus kann geschlossen werden, dass die Größe der Verschiebungsamplitude überwiegend von der Größe der gewählten zyklischen Lastspanne abhängt und nahezu unabhängig vom mittleren Belastungsniveau ist. Bei Steigerung der Lastamplitude und gleichem Lastniveau (Pfähle A–Belastung 2, Pfahl H, Pfahl D und Pfahl G) nehmen die Verschiebungsamplituden überproportional zu. Eine Vergrößerung der Lastamplitude z. B. um den Faktor 3 (Pfahl A–Belastung 2 und Pfahl G) bewirkt einen Anstieg der Verschiebungsamplitude um

ca. den Faktor 5. In Bild 11 ist die Verschiebungsamplitude in Abhängigkeit von der Lastamplitude dargestellt. Für die durchgeführten Zugschwellversuche kann die Abhängigkeit mit Hilfe einer Potenzfunktion dargestellt werden.

Pfahl	F_{mittel} [kN]	F'_{zykl} [kN]	s'_{zykl} [mm]
A (Belastung 1)	20	15	0,083
A (Belastung 2)	50	15	0,085
H	50	25	0,185
G	50	45	0,431
D	50	35	0,266
C	40	35	0,281

Tabelle 5: Verschiebungsamplituden Zugschwellversuche
 Table 5: Displacement amplitudes in one-way cyclic load tests

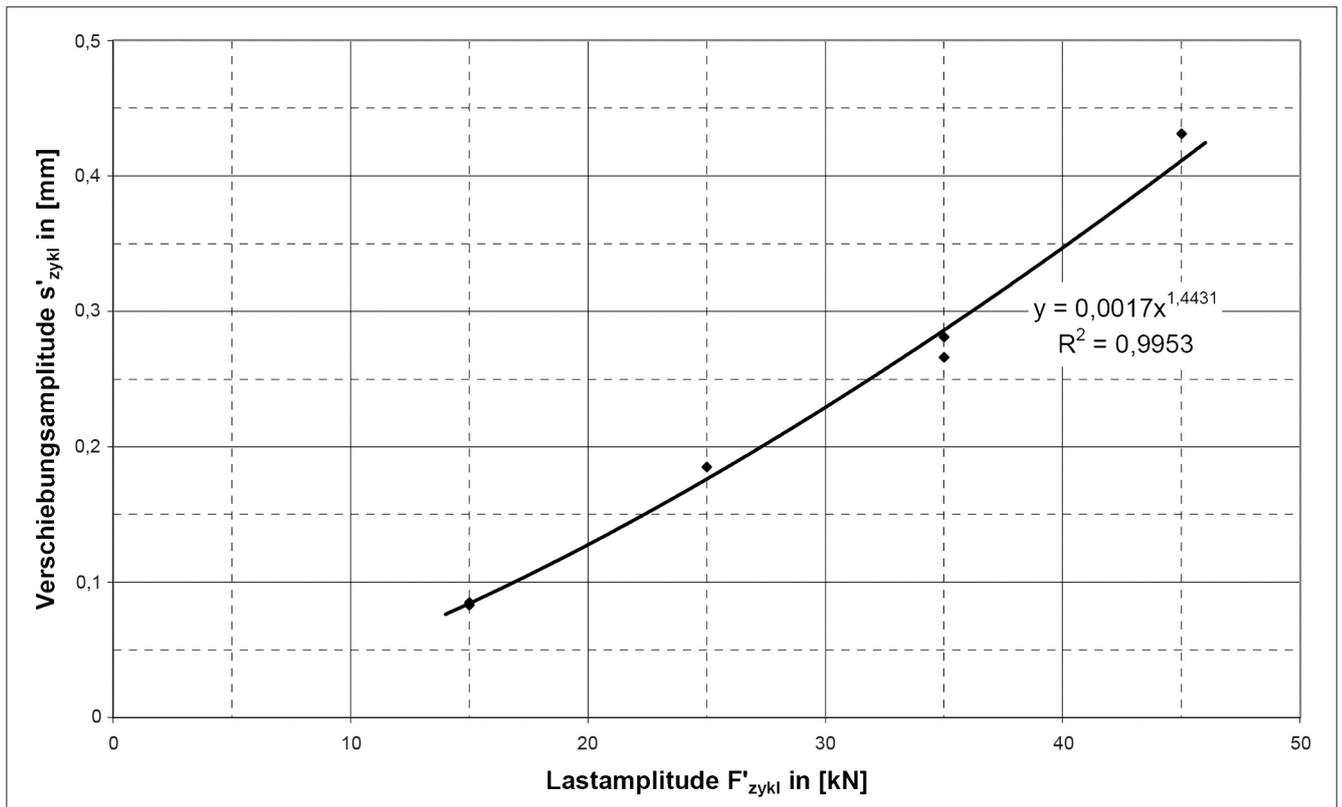


Bild 11: Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude von der Lastamplitude
 Figure 11: Load amplitude vs. displacement amplitude

6.2 Wechsellastversuche

Two-way cyclic load tests

In Tabelle 6 sind die mittleren Pfahlverschiebungen nach Erreichen des mittleren Lastniveaus (s_{mittel} bei $N = 0$), die Pfahlverschiebungen nach der maximalen Zyklenanzahl (s_{mittel} bei N_{max}) sowie der aus der zyklischen Belastung resultierende Anteil der mittleren Pfahlverschiebung (Δs_{zykl}) angegeben. In der letzten Spalte der Tabelle ist die Zyklenanzahl angegeben, für die die mittlere Pfahlverschiebung den Wert des Versagenskriteriums von $s_g = 15$ mm oder die Verschiebungsspanne innerhalb eines Zyklus einen Wert von $s_{\text{zykl}} = 15$ mm erreicht.

In Bild 12 sind die mittleren Pfahlkopfverschiebungen für Pfahl W–Belastung 1, Pfahl X und Pfahl V–Belastung 1 über die Zyklenanzahl im linearen Maßstab dargestellt. Mit zunehmender Zyklenanzahl nehmen die mittleren Pfahlkopfverschiebungen zu. Bei Pfahl W–Belastung 1 ist insgesamt eine leichte Pfahlsetzung festzustellen, bei den beiden anderen Versuchen eine Pfahlhebung. Die Verschiebungen können durch Geraden angenähert werden, die Steigungen der Geraden liegen zwischen ca. $9 \cdot 10^{-6}$ und $2 \cdot 10^{-5}$. Bei linearer Extrapolation

der gemessenen Pfahlkopfverschiebungen würden mittlere Verschiebungen von mehr als 15 mm bei Pfahl W–Belastung 1 und Pfahl X erst bei Zyklenzahlen von deutlich mehr als einer Million Lastzyklen auftreten, bei Pfahl V–Belastung 1 bei ca. $N = 7 \cdot 10^5$.

In Bild 13 sind die Pfahlverschiebungen für Pfahl W–Belastung 2, Pfahl V–Belastung 2 und Pfahl V–Belastung 2-2 im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Bei allen drei Versuchen tritt ein „zyklisches (schrittweises) Versagen“ mit einer über-log-linearen Zunahme der Verschiebungen auf. Das Versagenskriterium einer zulässigen Pfahlkopfverschiebung von $s_g = 15$ mm wird bei Pfahl W–Belastung 2 nach ca. 2.800 Lastzyklen, bei Pfahl V–Belastung 2 nach ca. 18.800 Lastzyklen (extrapoliert) und bei Pfahl V–Belastung 2-2 nach ca. 16.750 Lastzyklen überschritten.

Anders als bei den Schwelllastversuchen bleiben die Verschiebungsamplituden s'_{zykl} bei den Wechsellastversuchen während eines Versuchs nicht konstant. Bei den Versuchen Pfahl W–Belastung 1, Pfahl X und Pfahl V–Belastung 1 nehmen die Verschiebungsamplituden mit der Zyklenanzahl linear zu (siehe Bild 14).

Pfahl	F_{mittel} [kN]	F'_{zykl} [kN]	s_{mittel} bei $N = 0$ [mm]	s_{mittel} (bei N_{max}) [mm]	$\Delta s_{\text{zykl}} = s_{\text{mittel}} (N = 0) - s_{\text{mittel}} (N_{\text{max}})$ [mm]	Zyklenanzahl N bei 1. $s_{\text{mittel}} = 15$ mm 2. $s_{\text{zykl}} = 15$ mm [-]
W – Belastung 1	+5	15	0,02	-0,39 (58.030)	-0,41	1.: $> 10^{6**}$ 2.: $> 10^7 *$
W – Belastung 2	+5	35	0,03	29,0 (3.177)	28,97	1.: ≈ 2.805 2.: 518
X	+5	25	0,01	0,19 (39.919)	0,18	1.: $> 10^{6**}$ 2.: $> 7 \cdot 10^{6**}$
V – Belastung 1	+15	25	0,06	1,36 (51.681)	1,30	1.: $> 7 \cdot 10^{5**}$ 2.: $> 2 \cdot 10^{6**}$
V – Belastung 2	+15	35	0,27	13,38 (16.172)	13,11	1.: $\approx 18.800 *$ 2.: keine Angabe möglich
V – Belastung 2-2	+15	35	0,06	16,38 (18.315)	16,32	1.: ≈ 16.750 2.: keine Angabe möglich

Tabelle 6: Pfahlkopfverschiebungen (Pfahlkopfhebung (+), Pfahlkopfsenkung (-))
*) Zyklenzahl aus Verschiebungen extrapoliert **) Abschätzung

Table 6: Pile head displacements (uplift (+), settlement (-))
*) Number of load cycles extrapolated **) Estimated

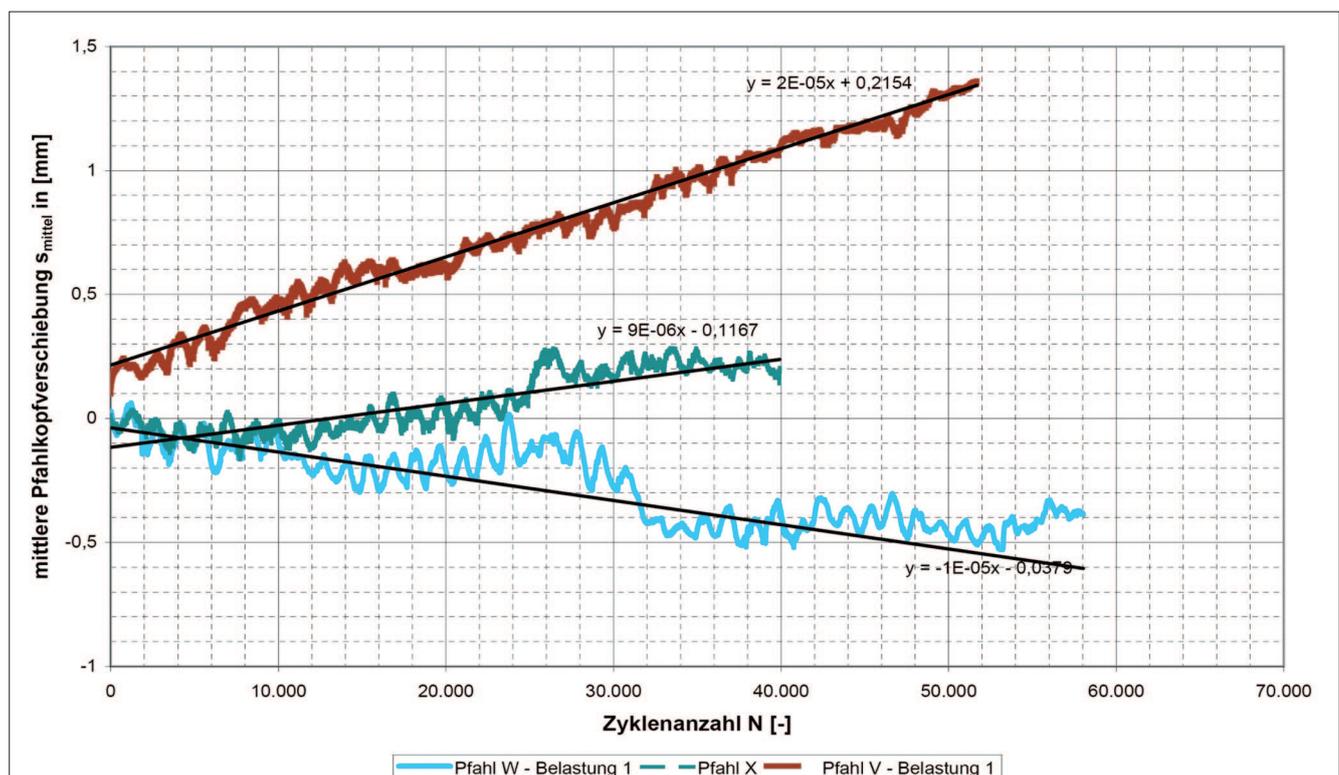


Bild 12: Mittlere Pfahlkopfverschiebungen (Pfahl W–Belastung 1, Pfahl X, Pfahl V–Belastung 1)
Figure 12: Mean pile head displacements (Pile W–load 1, Pile X, Pile V–load 1)

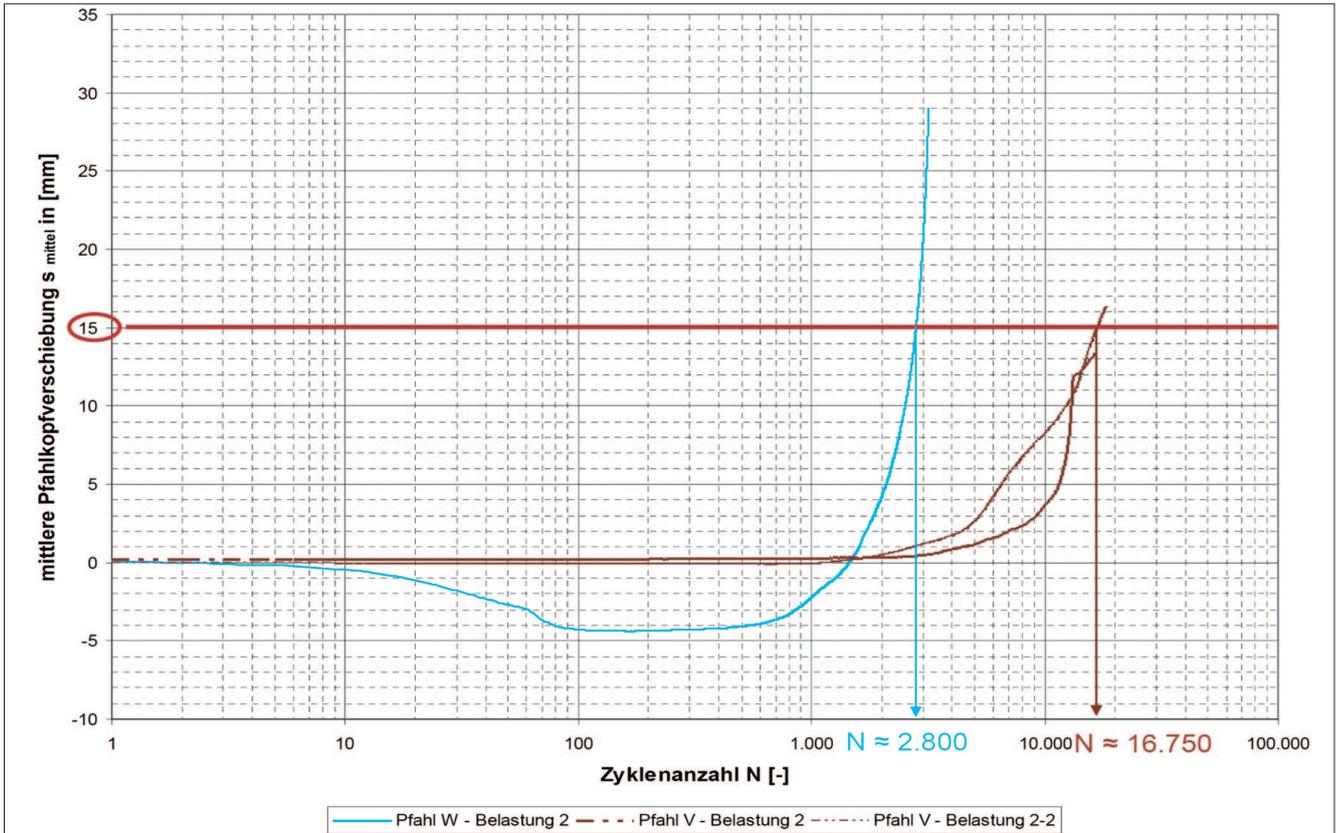


Bild 13: Mittlere Pfahlkopfverschiebungen im halblogarithmischen Maßstab (Pfahl W–Belastung 2, Pfahl V–Belastung 2, Pfahl V–Belastung 2-2)

Figure 13: Mean pile head displacements on a semi-logarithmic scale (Pile W–load 2, Pile V–load 2, Pile V–load 2-2)

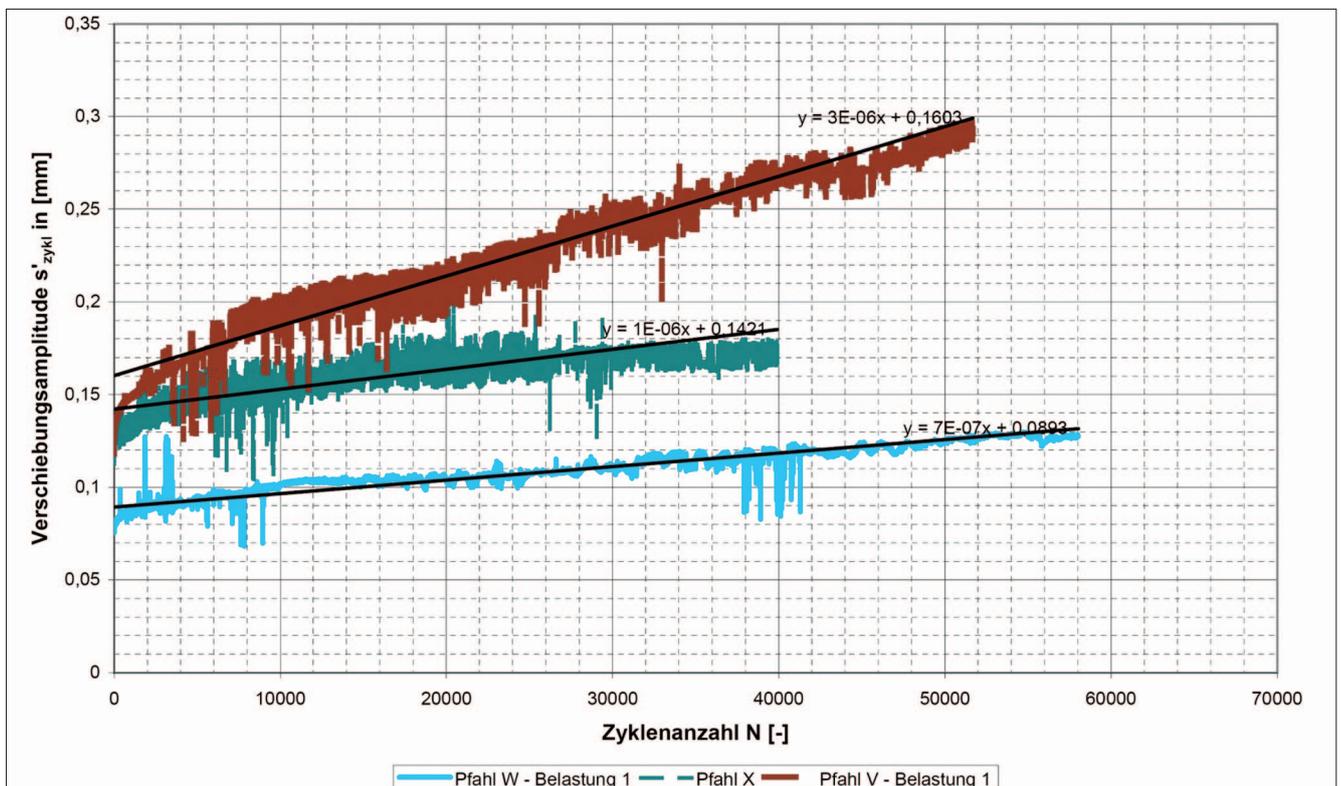


Bild 14: Mittlere Verschiebungsamplitude (Pfahl W–Belastung 1, Pfahl X, Pfahl V–Belastung 1)

Figure 14: Mean displacement amplitude (Pile W–load 1, Pile X, Pile V–load 1)

Bei Annäherung der Zunahme der Verschiebungsamplituden mittels einer Geraden, liegen die Steigungen zwischen $7 \cdot 10^{-7}$ und $3 \cdot 10^{-6}$.

Bei Versuch Pfahl W–Belastung 2 (siehe Bild 15) steigt die Verschiebungsamplitude innerhalb von 100 Zyklen linear von ca. 0,3 mm auf ca. 6,5 mm an. Danach ist die Zunahme der Verschiebungsamplitude geringer. Bei ca. 518 Zyklen liegt die Verschiebungsamplitude bereits bei 7,5 mm und die Verschiebungsspanne während eines Zyklus übersteigt den als Versagen definierten Wert von 15 mm.

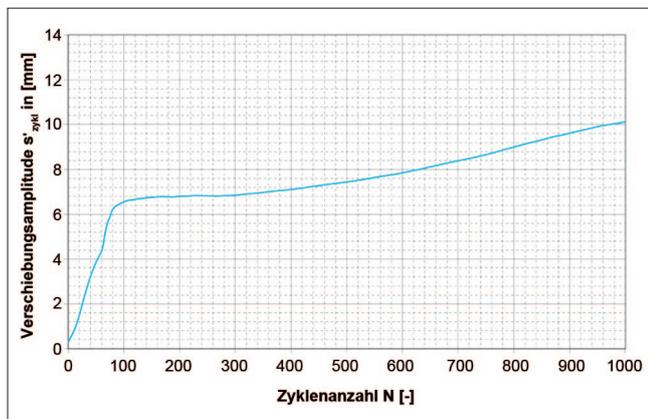


Bild 15: Mittlere Verschiebungsamplitude (Pfahl W–Belastung 2)

Figure 15: Mean displacement amplitude (Pile W–load 2)

In Bild 16 sind die Verschiebungsamplituden für Pfahl V–Belastung 2 und Belastung 2-2 dargestellt. Bei Pfahl V–Belastung 2 steigen die Verschiebungsamplituden bis ca. $N = 11.000$ deutlich an, danach nehmen sie wieder bis auf das Niveau bei ca. 1.000 Zyklen ab, und steigen danach wieder leicht an. Ab ca. 11.000 Zyklen verringert sich auch die Zunahme der mittleren Pfahlkopfverschiebungen. Bei Auswertung des Verlaufs der Längskraft im Pfahl, auf welche in diesem Beitrag nicht näher eingegangen wird, ist zu erkennen, dass bei diesem Versuch ab ca. 11.000 Zyklen eine sprunghafte Lastumlagerung zur Pfahltiefe hin stattfindet und somit tiefere Pfahlabschnitte verstärkt zur Lastabtragung herangezogen werden. Bei Pfahl V–Belastung 2-2 bleiben die Verschiebungsamplituden ab ca. 2.000 Zyklen annähernd konstant und liegen in der Größenordnung der Verschiebungsamplituden von Pfahl V–Belastung 2 nach der Lastumlagerung zur Pfahltiefe hin.

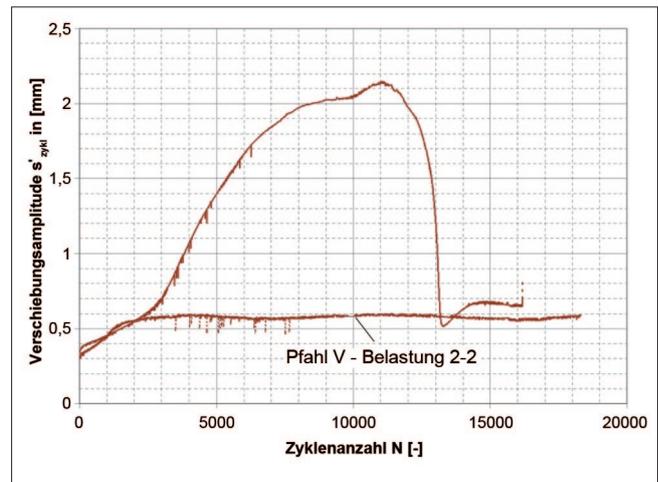


Bild 16: Mittlere Verschiebungsamplitude (Pfahl V–Belastung 2, Pfahl V–Belastung 2-2)

Figure 16: Mean displacement amplitude (Pile V–load 2 and Pile V–load 2-2)

7 Pfahltragfähigkeit Pile capacity

7.1 Statische Belastung Static loads

Nach DIN EN 1997-1: 2009 in Kombination mit DIN 1054: 2010 ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Nachweis zu führen, dass der Bemessungswert der Einwirkungen kleiner ist als der Bemessungswert des Pfahlwiderstands:

$$F_{c,d} \text{ bzw. } F_{t,d} \leq R_d \quad (\text{Gl. 7.1})$$

mit

- $F_{c,d}$ Bemessungswert der axialen Druckbelastung
- $F_{t,d}$ Bemessungswert der axialen Zugbelastung
- R_d Bemessungswert des Pfahlwiderstands

In der Regel wird bei Mikropfählen auch für auf Druck belastete Pfähle bei der Bemessung für den charakteristischen Pfahlwiderstand der charakteristische Herauszieh Widerstand des Pfahles $R_{t,k}$ angesetzt und ein wirkender Pfahlspitzenwiderstand nicht berücksichtigt. Der Bemessungswert des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich nach DIN EN 1997-1: 2009 in Kombination mit DIN 1054: 2010 zu:

$$R_d = \frac{R_{t,k}}{(\gamma_t \text{ bzw. } \gamma_{s,t}) \cdot \eta_M} \quad (\text{Gl. 7.2})$$

mit	
$R_{t,k}$	charakteristischer Wert des Herauszieh- widerstands
γ_t bzw. $\gamma_{s,t}$	Teilsicherheitsbeiwert für Pfahlwiderstände (Druck bzw. Zug)
η_M	Modellfaktor (nur bei Zugpfählen)

Der Modellfaktor η_M ist für auf Zug belastete Mikropfähle zu 1,25 definiert. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_t bzw. $\gamma_{s,t}$ ist zu 1,10 (Druckpfähle) bzw. 1,15 (Zugpfähle) festgelegt. Der Bemessungswert der Beanspruchungen ergibt sich zu für Druckpfähle zu

$$F_{c,d} = F_{G,k} \cdot \gamma_G + F_{c,Q,rep} \cdot \gamma_Q \quad (\text{Gl. 7.3})$$

und für Zugpfähle zu

$$F_{t,d} = F_{t,G,k} \cdot \gamma_G + F_{t,Q,rep} \cdot \gamma_Q - F_{c,G,k} \cdot \gamma_{G,inf} \quad (\text{Gl. 7.4})$$

mit	
$F_{c,d}$	Bemessungswert der axialen Druckbelastung
$F_{t,d}$	Bemessungswert der axialen Zugbelastung
$F_{G,k}$	charakteristischer Wert der Druckbeanspruchung infolge von ungünstigen ständigen Einwirkungen
$F_{c,Q,rep}$	charakteristischer bzw. repräsentativer Wert der Druckbeanspruchung infolge von ungünstigen veränderlichen Einwirkungen
$F_{t,G,k}$	charakteristischer Wert der Zugbeanspruchung infolge von ungünstigen ständigen Einwirkungen
$F_{t,Q,rep}$	charakteristischer bzw. repräsentativer Wert der Zugbeanspruchung infolge von ungünstigen ver- änderlichen Einwirkungen
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Einwir- kung im Grenzzustand GEO-2
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für eine ungünstige verän- derliche Einwirkung im Grenzzustand GEO-2
$\gamma_{G,inf}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine günstige ständige Einwirkung im Grenzzustand GEO-2

7.2 Zyklische Belastung

Cyclic loads

Vorschläge zur Nachweisführung für axial zyklisch belastete Pfähle finden sich in DIN EN 1997-1:2009 nicht, es wird jedoch auf die Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle verwiesen. In der aktuellen Ausgabe (EA-Pfähle, 2012) sind in Anhang D verschiedene Ansätze zur Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähig-

keit und der Gebrauchstauglichkeit beschrieben. Die EA-Pfähle (2012) enthält den Hinweis, dass ein stark verändertes Tragverhalten unter zyklischer Belastung auftreten kann, sobald die zyklische Lastamplitude größer als 10 % des charakteristischen Pfahlwiderstands unter statischer Belastung ist.

Im Folgenden wird der Fall angenommen, dass das mittlere Belastungsniveau während eines zyklischen Versuchs einer ständigen Einwirkung entspricht und die zyklische Lastamplitude einer veränderlichen Einwirkung. Der Nachweis wird für die permanente Bemessungssituation BS-P geführt, sodass gilt: $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$. Als charakteristischer Pfahlwiderstand wird der in den statischen Probelastungen ermittelte charakteristische Herauszieh- und -widerstand von $R_{t,k} = 80$ kN angesetzt.

In Bild 17 ist rot hinterlegt der Bereich möglicher Lastkombinationen dargestellt, für den der Nachweis nach Gleichung 7.1 für die permanente Bemessungssituation BS-P unter der Annahme, dass das mittlere Belastungsniveau während eines zyklischen Versuchs einer ständigen Einwirkung und die zyklische Lastamplitude einer veränderlichen Einwirkung entspricht, noch erfüllt ist. Die gestrichelte Linie bei $F'_{zykl}/R_{t,k} = 0,1$ markiert die Grenze, unterhalb der nach EA-Pfähle (2012) nicht mit einer Verschlechterung des Tragverhaltens auf Grund zyklischer Einwirkungen zu rechnen ist.

Bei allen Versuchen, die innerhalb des roten Bereichs liegen (Pfahl A – Belastung 1, Pfahl W – Belastung 1 und Pfahl X), lagen die Pfahlverschiebungen bei der maximal untersuchten Zyklenzahl, die zwischen $N = 4 \cdot 10^4$ und $N = 6 \cdot 10^4$ lagen, bei unter 1 mm. Durch Extrapolation aus den Verschiebungsverläufen konnten Zyklenzahlen von mehr als $N = 1.000.000$ abgeschätzt werden, bis die Verschiebungen das Versagenskriterium einer Pfahlverschiebung oder einer Verschiebungsspanne von mehr als 15 mm überschreiten würden. Für diese untersuchten Lastkombinationen, für die der Nachweis nach Gleichung 7.1 erfüllt ist, ist somit nicht mit einem Versagen auf Grund zyklischer Einwirkungen zu rechnen.

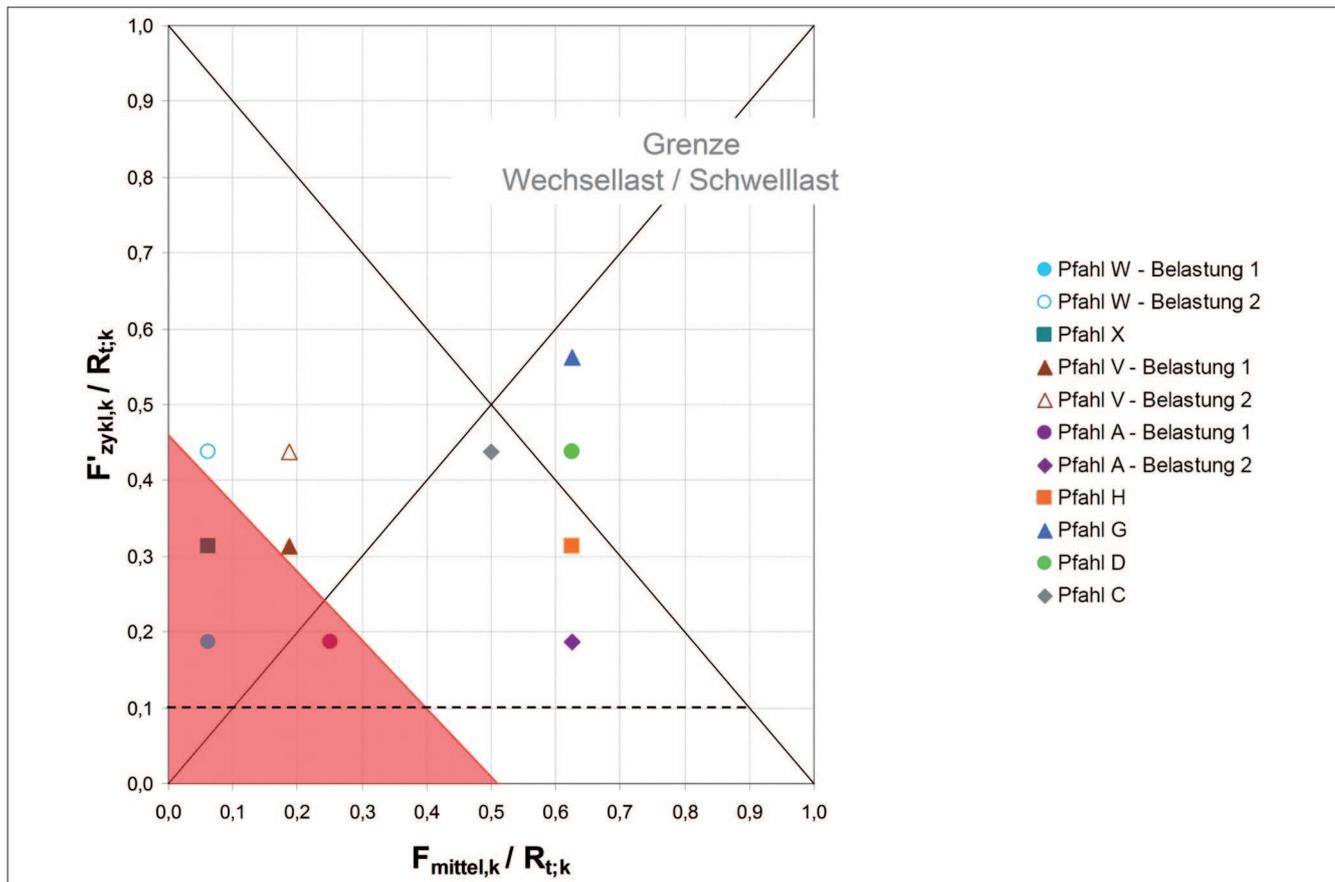


Bild 17: Interaktionsdiagramm (rot hinterlegt: Zulässige Lastkombinationen beim Nachweis nach DIN EN 1997-1:2009 in Kombination mit DIN 1054:2010, BS-P)

Figure 17: Interaction diagram (red: possible load combinations according to EN 1997-1:2009 in combination with DIN 1054:2010, BS-P)

8 Zusammenfassung Summary

An Mikropfählen in einem leicht bis mittelplastischen Ton überwiegend steifer Konsistenz wurden im Rahmen von zwei Forschungsvorhaben axial-zyklische Zugschwell- und Wechsellastversuche durchgeführt. Variiert wurden dabei das mittlere Lastniveau sowie die Lastamplitude.

Bei den Zugschwellversuchen blieben die Verschiebungsamplituden während eines Versuchs konstant. Bei Steigerung der Lastamplitude nahmen die Verschiebungsamplituden überproportional zu. Die Größe der Verschiebungsamplitude war dabei nahezu unabhängig vom mittleren Lastniveau. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei den durchgeführten Versuchen unter axial-zyklischer Schwellbelastung ein Versagen ausschließlich auf Grund einer Akkumulation der Pfahlkopfhebungen definiert werden kann.

Bei den Wechsellastversuchen nahmen die Verschiebungsamplituden während eines Versuchs in der Regel zu. Bei den Pfahlversuchen Pfahl W–Belastung 1, Pfahl X und Pfahl V–Belastung 1 mit insgesamt sehr geringen Pfahlverschiebungen von weniger als 2 mm nahmen die Verschiebungsamplituden linear zu. Bei den anderen Versuchen mit Pfahlverschiebungen im Zentimeterbereich war die Entwicklung der Verschiebungsamplitude von Versuch zu Versuch sehr unterschiedlich.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass ein Pfahlversagen sowohl auf Grund der Akkumulation der Pfahlverschiebungen ($s_{mittel} > 15 \text{ mm}$) als auch auf Grund einer Verschiebungsspanne während eines Zyklus von mehr als 15 mm auftreten kann.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass für eine maximale mittlere Belastung von ca. 60 % des Pfahlwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Lastamplituden bis

zu 30% dieses Pfahlwiderstands (Pfahl A und Pfahl H sowie Pfahl W–Belastung 1 und Pfahl X und Pfahl V–Belastung 1) Zyklenanzahlen bis zu ca. $N=1.000.000$ möglich sind, ohne dass die Pfahlkopfverschiebungen einen Wert von 10% des Pfahldurchmessers (= 15 mm) überschreiten oder die Verschiebungsspanne pro Zyklus einen Wert von 15 mm übersteigt.

Unter Berücksichtigung der nach EC 7 und DIN 1054: 2010 zulässigen Lastkombinationen bei der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für die untersuchten Pfähle unter Zugschwellbelastung keine zusätzliche Abminderung der Tragfähigkeit auf Grund einer zyklischen Einwirkung erforderlich.

Bei Wechsellasten und Lastamplituden bis zu 30% des charakteristischen Herausziehwidestands sind ebenfalls Zyklenzahlen bis zu ca. $N = 1.000.000$ möglich, ohne dass ein Pfahlversagen auftritt. Bei höheren Amplituden ist auf Grund des Versuchsergebnisses bei Pfahl W–Belastung 2 davon auszugehen, dass ein Versagen bei deutlich unter $N = 1.000.000$ zu erwarten ist. Bei Wechsellasten mit Amplituden von mehr als 30% des charakteristischen Herausziehwidestands muss somit die zulässige Anzahl an Lastwechseln begrenzt werden oder der charakteristische Pfahlwiderstand abgemindert werden. Zur genaueren Festlegung entsprechender Grenzwerte sind noch weitere Untersuchungen nötig.

An dieser Stelle wird betont, dass die für die durchgeführten Versuche getroffenen Aussagen zu möglichen Zyklenzahlen auf der Annahme beruhen, dass die Pfahlkopfverschiebungen einen Wert von 10% des Pfahldurchmessers (= 15 mm) und die Verschiebungsspanne pro Zyklus einen Wert von 15 mm nicht übersteigen.

In diesem Beitrag werden erste Aussagen zu Pfahlverschiebungen und Verschiebungsamplituden in Abhängigkeit vom mittleren Lastniveau, von der Lastamplitude und der Zyklenanzahl getroffen. Diese sollen in der noch andauernden Versuchsauswertung weiter präzisiert werden und durch Aussagen z.B. zu Verschiebungsraten und zur Entwicklung der Mantelreibung ergänzt und mit in der Literatur vorliegenden Ergebnissen verglichen werden. Ziel der Forschung ist es, für bindige Böden mindestens steifer Konsistenz analytisch-empirische Ansätze zu entwickeln, um die

Pfahlverschiebungen unter axial-zyklischer Belastung prognostizieren und evtl. notwendige Abminderungen der Pfahltragfähigkeit unter statischer Belastung festlegen zu können.

9 Literatur References

Baumbach, J. (2010): Schlussbericht zum Forschungsvorhaben ZP-52-5-11.48.1-1273/07: Axial zyklisch belastete Mikropfähle in bindigen Böden. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

Chan, S.F., Hanna, T.H. (1980): Repeated loading on single piles in sand. Proceedings ASCE, Vol. 106, No. GT 2, pp. 171-188.

EA-Pfähle (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.), Ernst & Sohn Verlage, Berlin.

Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P. (1985): Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle. Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, Heft 5.

Jerz, H. (1993): Geologie von Bayern, II. Das Eiszeitalter in Bayern. E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Stuttgart.

Karlsrud, K., Haugen, T. (1986): Behaviour of Piles in Clay under Cyclic Axial Loading – Results of Field Model Tests. Publication Nr. 166, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Karlsrud, K. et al. (1992): NGI's pile tests at Tilbrook and Pentre – Review of testing procedures and results. Publication Nr. 188, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Kempfert, H.-G. (2009): Pfahlgründungen, Grundbau-Taschenbuch, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke, Kapitel 3.2. 7. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Kraft et al. (1981): Pile Load Tests: Cyclic Loads and Varying Load Rates. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT1, January, New York, pp. 1-19.

Lehane, B. M., Jardine, R. J., McCabe, B. A. (2003): Pile group tension cyclic loading: Field test programme at Kinnegar N.Ireland. Research Report 101, Health and Safety Executive.

Malkus, J. (2000): Untersuchung des Bodenverhaltens im Kontaktbereich von zyklisch axial belasteten Pfählen und Ankern. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, Heft 24.

Narasimha Rao, S., Prasad, Y. (1992): Behaviour of a Helical Anchor under Vertical Repetitive Loading. Marine Geotechnology, Vol. 10, pp. 203 – 228.

Poulos, H. G. (1981): Cyclic Axial Response of Single Pile. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. 1, January, New York, pp. 41 – 58.

Prasad, Y., Narasimha Rao, S. (1994): Experimental Studies on Foundations of Compliant Structures – II. Under Cyclic Loading. Ocean Engineering, Vol. 21, No. 1, pp. 15 – 27.

Schwarz, P. (2002): Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung. Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, Heft 33.

Proberammungen und Probelastungen von Spundwänden am DEK-Nord

Driving Tests and Load Tests on Sheet Pile Walls on the DEK (north)

Dipl.-Ing. Katharina Bergholz, Dr.-Ing. Markus Herten, Bundesanstalt für Wasserbau

Im Zuge von Ausbau- und Instandsetzungsmaßnahmen am Dortmund-Ems-Kanal (DEK) sollen drei Spundwand-schleusen sowie eine Vielzahl von Uferwänden und Baugrubenverbauten in Spundwandbauweise errichtet werden. Um den Erfolg bautechnischer Verfahren einschätzen und Bauteilwiderstände festlegen zu können, wurden im Jahr 2011 Proberammungen sowie Probelastungen an Verpressankern, Mikroverpress-pfählen und Spundbohlen durchgeführt. Der Umfang der Proberammungen und die Rückschlüsse auf die Rammbarkeit der quartären und tertiären Sedimente (unterschiedlich dicht gelagerte Sande, Geschiebemergel, Tonmergelstein) werden präsentiert. Außerdem kamen Zug- und Druckversuche an Doppelbohlen zur Ausführung, um die vertikale Tragfähigkeit in Form von Mantelreibung und Spitzendruck zu bestimmen. Vergleichende dynamische Probelastungen haben eine gute Übereinstimmung gezeigt. Es wurde beobachtet, dass die Mantelreibung bei Zug geringer ist als unter Druckbelastung. Unterschiedliche Erklärungsansätze für dieses Phänomen werden angeführt. Darüber hinaus wird ein Vergleich der ermittelten Tragfähigkeiten mit Ergebnissen vorhandener Bemessungsverfahren angestellt.

As part of the extension and repair work on the Dortmund-Ems canal (DEK) it is planned to construct three sheet pile locks and install numerous bank walls and construction pit walls using the sheet piling method. In order to assess the success of building methods and to define structural component resistances, sheet pile driving tests and load tests on ground anchors, tension piles and sheet piles were carried out in the year 2011. The extent of the driving test programme and the conclusions on the drivability of the quaternary and tertiary sediments (sands of different compactness, glacial till, clayey marlstone) are presented. Axial compression

and pull-out tests were performed on double sheet piles in order to determine the vertical load bearing capacity in terms of skin friction and base resistance. Comparative dynamic load tests produced similar results. The shaft capacity in tension was shown to be inferior to that under static compressive loading. Different approaches are used to explain this phenomenon. In addition, the bearing capacities achieved are compared with the results of existing design methods.

1 Einleitung *Introduction*

1.1 Veranlassung *Motivation*

Der Dortmund-Ems-Kanal (DEK) ist die rund 270 km lange Bundeswasserstraße zwischen dem Dortmunder Stadthafen (Nordrhein-Westfalen) und Papenburg/Ems (Niedersachsen) und verbindet damit das östliche Ruhrgebiet mit dem Seehafen Emden. Die zum Teil rund 100 Jahre alten Anlagen und die Anforderungen der modernen Güterschifffahrt machen die Durchführung von Instandsetzungs- bzw. Ausbaumaßnahmen am DEK erforderlich. Im Zuge dessen plant das Wasserstraßen-Neubauamt (WNA) Datteln im Bereich der DEK-Nordstrecke (von der Mündung des Mittellandkanals bis Papenburg/Ems) den Neubau von fünf Schleusen mit Hubhöhen von 3,4 m bis 8,1 m. Vorgesehen sind der Bau von zwei Schleusen in Massivbauweise mit Sparbecken (Gleesen, Bevergern) und drei Spundwand-schleusen (Venhaus, Hesselte, Rodde) sowie die Errichtung einer Vielzahl von Uferwänden und Baugrubenverbauten in Spundwandbauweise. Um für die Entwurfsplanung erforderliche Bauteilwiderstände festlegen und den Erfolg bautechnischer Verfahren

besser einschätzen zu können, wurden im Jahr 2011 an drei der fünf Schleusenstandorte Proberammungen und Probelastungen durchgeführt.

Im Zuge der Proberammungen wurde die Rammbarkeit der in der Vorplanung ermittelten Spundwandprofile untersucht und die Eignung verschiedener Einbringhilfen geprüft. Für die Rückverankerung der späteren Baugrubenwände bzw. die Auftriebssicherung der Unterwasserbetonsohlen wurde die äußere Tragfähigkeit von Verpressankern (Litzenanker) und Mikroverpresspfählen (Gewi-Pfähle) anhand von Zugversuchen ermittelt. Ergänzt wurde das Programm durch statische und dynamische Probelastungen an Spundwandprofilen zur Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit.

1.2 Geologische Randbedingungen

Geological conditions

Am südlichen Rand des norddeutschen Tieflands gelegen, bedecken Ablagerungen des Quartärs fast durchgängig die älteren geologischen Schichten und bestimmen so weitestgehend die heutige Morphologie des DEK-Nord. Die Lockergesteine des Quartärs haben ihren Ursprung vornehmlich in den Eiszeiten des Pleistozäns. Im Übergang zum Holozän wurden diese Ablagerungen flächenhaft von Flugsanden überdeckt. Folglich wird der Baugrund geprägt durch unterschiedlich dicht gelagerte Sande, Geschiebemergel als Hinterlassenschaft der glazialen Grundmoräne sowie das an der Quartärbasis anstehende sedimentäre Festgestein der Kreidezeit.

Bild 1 zeigt vereinfachte Baugrundschnitte von den drei untersuchten Standorten Bevergern, Venhaus und Gleesen. Neben den Verläufen der Baugrundsichtung sind die jeweils ausgeführten Maßnahmen in jedem Schnitt symbolhaft in ihrer Lage mit Höhenbezug angedeutet.

2 Zugversuche an Ankern und Pfählen

Pull-out tests on anchors and piles

Um die Herauszieh Widerstände von Verankerungselementen im anstehenden Baugrund zu ermitteln, sind an den drei Standorten Zugversuche an Litzenankern und Mikroverpresspfählen durchgeführt worden. In planungsrelevanten Schichten wurden mindestens drei

Verpressanker mit neun Litzen ($\varnothing 0,6''$) und 5 m bzw. 9 m Verpresskörperlänge hergestellt, nach den Vorgaben der DIN 4125 oberhalb der planmäßigen Krafteinleitungsstrecke freigespült und in diesem Bereich zusätzlich mit Bentonit verfüllt. In Anlehnung an DIN 4128 wurden auch Mikroverpresspfähle mit GEWIs ($\varnothing 75$ mm) hergestellt, allerdings sind diese wie die Anker mit begrenzter Krafteinleitungsstrecke (3 m, 6 m und 12 m) und bentonitverfüllter freier „Pfahllänge“ ausgebildet worden, um den Herauszieh Widerstand in einer ausgewählten Schicht prüfen zu können. Aus diesem Grund sind die Pfähle in Bild 1 als „vertikale Anker“ dargestellt und sind auch als solche geprüft worden. Im Folgenden werden sie jedoch als Pfähle bezeichnet.

Im Anschluss an die Herstellung wurden die Anker und Pfähle bis zum Bruch belastet. Um den Einfluss von sich häufig wiederholenden nicht dynamischen Lasten auf das Tragverhalten, insbesondere die Gebrauchstauglichkeit, zu untersuchen, wurden an zwei von jeweils drei baugleichen Ankern bzw. Pfählen Schwelllastversuche nach DIN 4125 (20 Zyklen zwischen dem 0,5-fachen und 1,0-fachen der Gebrauchslast) durchgeführt, bevor auch diese Verankerungselemente schrittweise bis zum Versagen gezogen wurden.

Die im Rahmen der Vorgutachten abgeschätzten Tragfähigkeiten wurden durch die Zugversuche meistens übertroffen oder zumindest bestätigt. Die Bruchlast für einen Pfahl im Tonmergelstein von Venhaus beispielsweise konnte bei einer Mindestverankerungslänge im Fels von 4 m von 800 kN auf 1800 kN angehoben werden. Die Schwelllastversuche haben gezeigt, dass der Effekt der Be- und Entlastungszyklen im Hinblick auf die eingetretenen Verformungen bei den Ankern deutlich stärker ist als bei den Pfählen.

3 Proberammungen

Sheet pile driving tests

3.1 Zielstellung

Objective

Die Proberammungen hatten unter anderem zum Ziel, die Rammbarkeit der anstehenden Böden im Vorfeld der weiteren Schleusenplanung zu untersuchen. Im Fokus der Untersuchungen standen die sehr dicht gelagerten

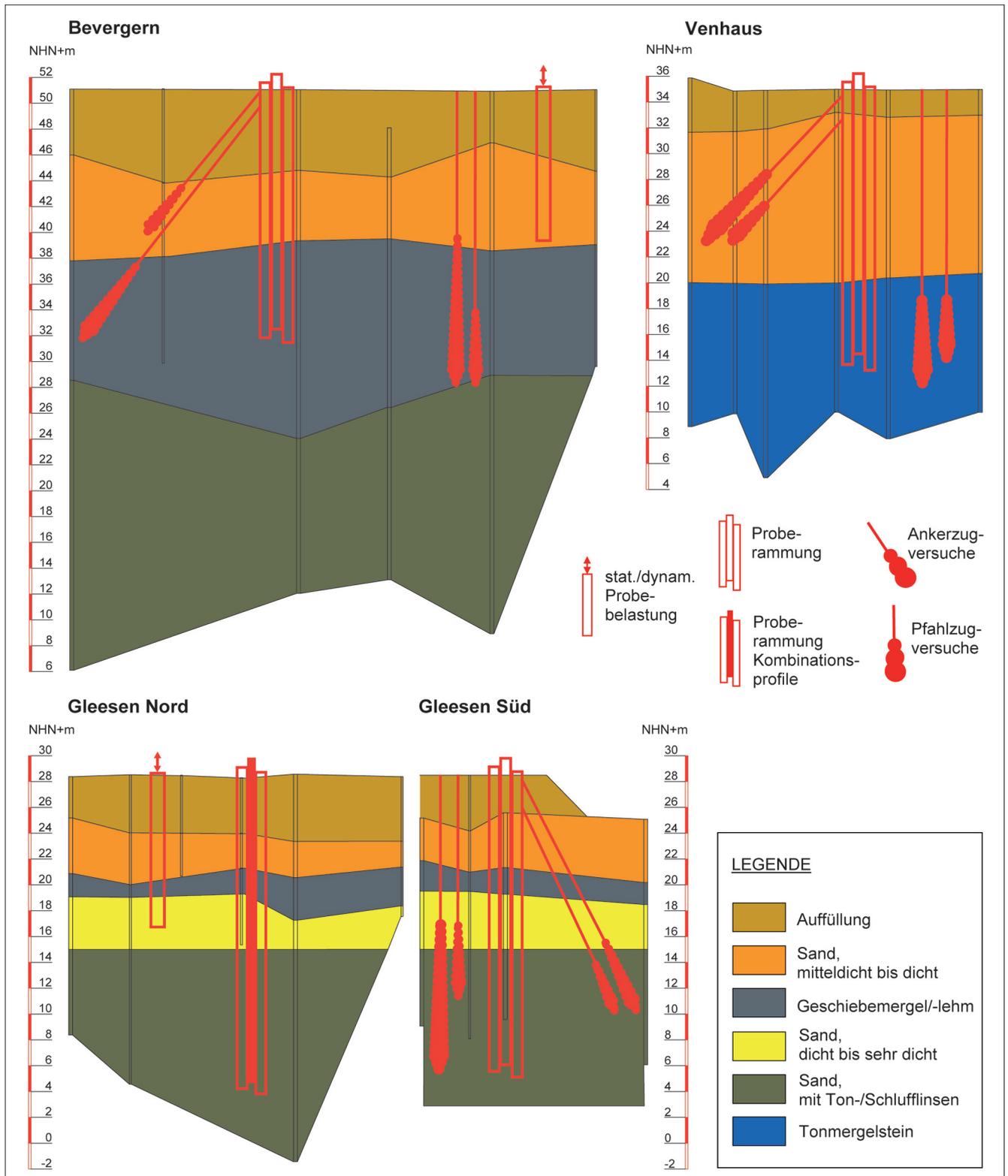


Bild 1: Baugrundschnitte von Bevergern, Venhaus und Gleesen
 Figure 1: Ground cross sections of Bevergern, Venhaus and Gleesen

Sande in Gleesen, der in Bevergern und Gleesen vorhandene, erfahrungsgemäß mit Steinen und Blöcken durchsetzte Geschiebemergel sowie der in Venhaus in relativ geringer Tiefe anstehende Tonmergelstein. Auf

Grund der Ähnlichkeit der Baugrundverhältnisse an den Standorten Hesselte und Rodde wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse der drei untersuchten Schleusenstandorte übertragen werden können.

3.2 Durchführung

Realisation

Unter Einsatz verschiedener Rammhilfen (Lockerungsbohrungen, Niederdruckspülung, Hochdruckvorschneidetechnik) wurden die im Zuge der Entwurfsplanung ermittelten Profilklassen schlagend mit einem Hydraulikrammbär (IHC S70) bzw. vibrierend mit einem Hochfrequenzrüttler (MS 32 HFV) eingebracht. So wurden zum einen leichte bis mittelschwere Profile (PU 12, PU 18, PU 22) für spätere Uferspundwände und Sparbeckenbaugrubenwände gerammt und zum anderen die Rammbarkeit des schweren Profils AZ 46 für den Einsatz als Baugrubenspundwand für die Schleusenhäupter bzw. als Kammerspundwand für die Spundwand-schleusen getestet. Zusätzlich wurden Kombina-

tionsprofile (HZ 1080M-A-12 + AZ 18) gerammt, deren Verwendung als Baugrubenspundwand im Falle der Schleusen mit den größten Hubhöhen (Gleesen und Bevergern) in Betracht gezogen wird. Die Längen der einzubringenden Bohlen variierten zwischen 12 m und 25 m.

Tabelle 1 liefert eine Übersicht über die an den drei Standorten geramten Spundwandprofile, die angewendeten Rammverfahren und Einbringhilfen sowie die erzielten Rammerfolge. Letztere werden in Venhaus quantifiziert als Eindringtiefe in den Tonmergelstein, in Bevergern und Gleesen in Form der erzielten Einbringtiefe im Verhältnis zur Profillänge.

	Rammverfahren	Einbringhilfe				Einbringtiefe	Bemerkung
		ohne	LB	NDS	HVT		
Gleesen						[% der Profillänge]	
PU 12	schlagend	x	x	x	x	70...100 %	Tragbohlen tlw. aus der Achse, daher keine Schlosstreue, z. T. Schlosssprengung
PU 12	vibrierend	x	x	x	x	85...100 %	
AZ 46	schlagend		x	x	x	100 %	
HZ 1080M-A-12	schlagend	x		x	x	100 %	
HZ 1080M-A-12	vibrierend	x		x	x	100 %	
AZ 18	schlagend	x		x	x	40...80 %	
AZ 18	vibrierend	x		x	x	50...80 %	
Bevergern						[% der Profillänge]	
PU 22	schlagend	x	x	x	x	95...100 %	zum Großteil verfahrensbedingte Abweichungen
PU 22	vibrierend	x	x	x	x	95...100 %	
AZ 46	schlagend	x				100 %	
AZ 46	vibrierend	x				95...100 %	
Venhaus						[m im TMeSt]	
PU 18	schlagend	x	x	x	x	1,5...2,9 m	
PU 18	vibrierend	x	x	x	x	0,6...5,7 m	
AZ 46	schlagend	x		x	x	1,9...3,5 m	
AZ 46	vibrierend	x		x	x	0,5...3,75 m	

LB ... Lockerungsbohrung NDS ... Niederdruckspülung HVT ... Hochdruckvorschneidetechnik

Tabelle 1: Ergebnisse der Proberammungen am DEK-Nord
 Table 1: Results of the sheet pile driving tests on DEK (north)

3.3 Auswertung

Evaluation

Die an allen Standorten unter der Auffüllung anstehenden mitteldicht bis dicht gelagerten Fein- bis Mittelsande stellten hinsichtlich der Rammpbarkeit keine Probleme dar. Der Einsatz der Einbringhilfen hatte in den oberen Sanden keinen nennenswerten Einfluss auf den Rammvorgang und liefert damit keinen zusätzlichen Nutzen. Auch die beiden Rammverfahren unterschieden sich lediglich im Hinblick auf die Zeit – mit einem Faktor von im Mittel 3 bis 6 ist die Vibrationsrammung der schlagenden Rammung in den oberen Sanden zeitmäßig überlegen. Die darunter folgenden Baugrundsichten müssen stärker differenziert werden.

Trotz des in Bevergern vorhandenen Geschiebemergels verlief die Proberammung ohne Komplikationen – unabhängig vom Einbringverfahren und ohne spürbaren Einfluss der Einbringhilfen.

Im Tonmergelstein von Venhaus schlagen sich die Unterschiede der beiden Verfahren neben dem Zeitaufwand in den Eindringtiefen nieder. Während mit der

schlagenden Rammung eine Mindesteindringtiefe von 1,5 m zuverlässig eingehalten werden konnte, wurden die größten Eindringtiefen (bis zu 5,7 m mit HVT) mit Hilfe des Rüttlers erzielt. Die Schwankungsbreite des Rammerfolgs im Falle der Vibrationsrammung ist jedoch deutlich größer, sodass eine Mindesteindringung nicht gesichert ist. In Bezug auf die Einbringhilfen konnte im Tonmergelstein lediglich bei der HVT eine Verbesserung der Rammpbarkeit verzeichnet werden.

Der in Gleesen anstehende Geschiebemergel und die darunter folgenden dicht bis sehr dicht gelagerten feinsandigen Mittelsande sind als schwer rammpbar einzustufen. Der Rammvorgang musste in mehreren Fällen wegen Kopfverformungen und/oder ausbleibendem Rammfortschritt vorzeitig abgebrochen werden, sodass der Rammerfolg der leichteren Profile teilweise nur auf 70% bzw. 85% beziffert werden konnte. Hierbei wurden mit dem Rüttler tendenziell bessere Ergebnisse erzielt als mit dem Rammhären. Bei der Rammung der schwereren AZ-Profile hingegen konnten alle Spundbohlen (schlagend) auf volle Tiefe gebracht werden. Die Einbringhilfen zeigten, wie an den anderen beiden Standorten, nur begrenzt Wirkung. Dabei lieferte die

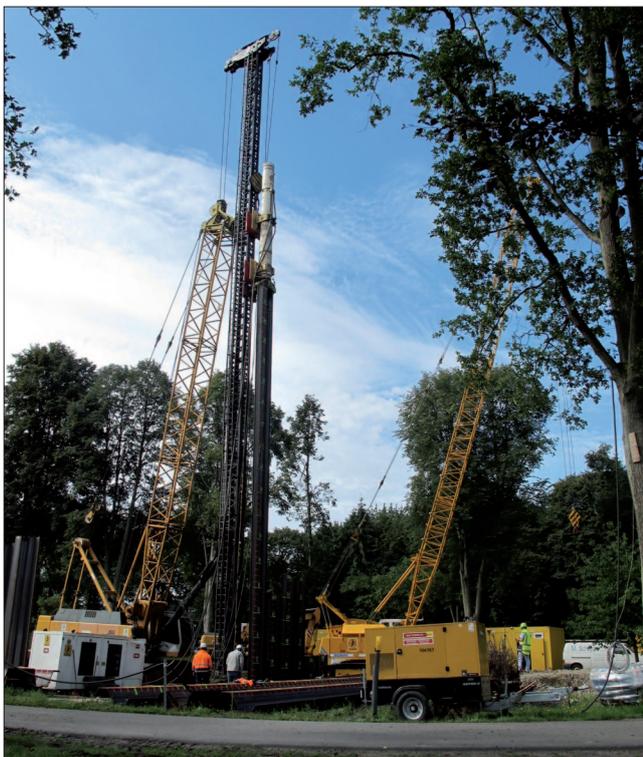


Bild 2: Proberammungen in Venhaus; gezogene Zwischenbohle der kombinierten Spundwand in Gleesen (Quelle: WNA Datteln)

Figure 2: Sheet pile driving tests in Venhaus; pulled-out intermediate pile of the combined sheet pile wall in Gleesen (photo courtesy of WNA Datteln)

Niederdruckspülung geringfügig bessere Ergebnisse als die HVT.

Schwierigkeiten traten insbesondere bei der in Gleesen herzustellenden Spundwand aus Kombinationsprofilen auf. Die Tragbohlen (HZ 1080M-A-12) konnten unabhängig von Einbringverfahren und -hilfen eingerammt werden. Allerdings war auf Grund von Schiefstellungen einiger Tragbohlen ein einwandfreies Einstellen der Zwischenbohlen (AZ 18) zum Teil nicht mehr möglich. Ähnlich wie im Falle der leichten Profile ist das Einbringen der Füllbohlen zusätzlich durch den dicht gelagerten Baugrund bzw. im Geschiebemergel eingelagerte Rammhindernisse stark beeinträchtigt worden (siehe Bild 2 rechts), sodass die mittlere Einbringtiefe nur knapp 60% der Profillänge betrug. Auch in diesem Fall spielten Einbringverfahren und -hilfen keine Rolle. Von der Planung einer kombinierten Spundwand ohne das Vorbohren der Spundwandtrasse wurde unter den gegebenen Voraussetzungen abgeraten.

4 Probelastungen von Doppelbohlen

Load tests on double sheet piles

4.1 Durchführung und Ergebnisse

Realisation and results

Neben der Rammpbarkeit der Böden sollte auch die Frage nach der Sicherheit gegen Versagen durch Versinken der Spundwand im Baugrund (DIN 1054, Versinken von Bauteilen) beantwortet werden. Zu diesem Zweck sind an den Standorten Gleesen und Bevergern jeweils drei 12 m lange Doppelbohlen des Typs PU 12 schlagend, ohne Einbringhilfen eingebracht und geprüft worden. Zur Bestimmung der vertikalen Tragfähigkeit als Summe von Mantelreibung und Spitzendruck sind die Spundwandprofile sowohl statisch als auch dynamisch auf Druck belastet worden. Um ohne aufwendige Instrumentierung der Spundbohlen den Mantelwiderstand isoliert ermitteln zu können, wurden außerdem Zugversuche ausgeführt. Die Versuchsaufbauten zur Durchführung der Probelastungen sind auf Bild 3 dargestellt.

Zur unbeeinflussten Ermittlung der Tragfähigkeiten wurden an je einer der drei Doppelbohlen eines Standorts zuerst ein statischer Druckversuch, ein statischer Zug-

versuch bzw. eine dynamische Probelastung durchgeführt. Dies erfolgte an beiden Standorten etwa drei bis fünf Wochen nach Rammung der Spundprofile. Im Anschluss (einige Tage bis mehrere Wochen später) wurden weitere Versuche eines jeweils anderen Typs ausgeführt. Die Versuchsabfolgen der entsprechenden Doppelbohlen sowie die gemessenen Widerstände sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Es sei angemerkt, dass die Probelastungen an einer Doppelbohle immer in der Reihenfolge statisch Druck – statisch Zug – dynamisch ausgeführt worden sind, soweit die jeweiligen Versuche Teil des Belastungs-



Bild 3: Aufbauten für die statischen Zugversuche (oben) und die dynamischen Probelastungen (unten, Quelle: WNA Datteln)

Figure 3: Abutments for the static pull-out tests (above) and the dynamic load tests (bottom, photo courtesy of WNA Datteln)

Doppelbohlen-Nr.	statisch		dynamisch		
	Druck [kN]	Zug [kN]	Spitzenwiderstand [kN]	Mantelreibung [kN]	Gesamtragfähigkeit [kN]
Bevergern					
BEV 701	—	800 02.08.	100	1100	1200 13.10.
BEV 702	1950 04.08.	500 12.10.	150	1250	1400 13.10.
BEV 703	—	—	200	1700	1900 25.07.
	—	—	200	2100	2300 13.10.
Gleesen					
GLE 501	3300 05.10.	1200 10.10.	150	1350	1500 01.10.
GLE 502	—	1400 06.10.	300	1800	2100 11.10.
GLE 503	—	—	350	2850	3200 11.10.

Fettdruck ... jeweils erster Versuch an einer Doppelbohle
25.07. ... Datum der Versuchsdurchführung

Tabelle 2: Ergebnisse der Probelastungen an Doppelbohlen
Table 2: Results of the load tests on the double sheet piles

programms waren. An der Doppelbohle BEV 703 in Bevergern sind zwei dynamische Probelastungen mit einem zeitlichen Abstand von knapp 12 Wochen durchgeführt worden. Der erste Versuch erfolgte noch vor Ausführung des ersten statischen Druckversuchs an der Nachbarbohle BEV 702, sodass eine Kalibrierung der Messergebnisse der dynamischen Probelastung am statischen Druckversuch ausgeschlossen werden konnte. Auf Grund organisatorischer Zwänge konnte diese Reihenfolge bei den Probelastungen in Gleesen nicht realisiert werden.

Die Ergebnisse der jeweils ersten dynamischen und statischen Druckversuche zeigen mit nur etwa 3% Abweichung an beiden Standorten eine sehr gute Übereinstimmung.

Die Auswertung der dynamischen Probelastungen mit Hilfe der CAPWAP-Methode teilt die vertikale Tragfähigkeit an beiden Standorten in einem durchschnittlichen Verhältnis von 9:1 auf in Mantelreibung und Spitzendruck. Es sei angemerkt, dass es sich bei den angegebenen Tragfähigkeiten um das Ergebnis einer Simulations- bzw. Modellanalyse (CAPWAP) handelt, bei der die Lastverteilung entlang der Bohle in 2-Meter-Abschnitten errechnet wurde. Eine präzise Trennung zwischen Spitzendruck und dem letzten Mantelreibungselement ist dabei nicht möglich. Den Ergebnissen der Analysen nach zu urteilen entfallen etwa 70% bis 80%

der Kraft des letzten 2-Meter-Intervalls auf die Mantelreibung, womit sich in den meisten Fällen eine mit der Tiefe kontinuierlich zunehmende Mantelreibungsverteilung ergibt; der Rest entspricht dem Spitzendruck.

An den Ergebnissen der beiden zeitlich versetzt ausgeführten dynamischen Probelastungen an der Doppelbohle BEV 703 lässt sich der Effekt des „Anwachsens“ der Spundwand beobachten: Während der erste Versuch bereits eine Woche nach Einbringen der Doppelbohle durchgeführt wurde, stieg die Tragfähigkeit beim zweiten Versuch nach einer Ruhezeit von ca. drei Monaten von 1900 kN auf 2300 kN an, sodass ein Zuwachs von rund 20% verzeichnet werden konnte.

Der Vergleich aufeinanderfolgender Probelastungen zeigt, dass die Tragfähigkeiten der Spundbohlen durch Umkehr der Belastungsrichtung herabgesetzt wurden. Diese Tatsache liegt darin begründet, dass die Mantelreibung nach einer Richtungsumkehr der einwirkenden Kraft stark absinken kann. Dies betrifft sowohl statisch auf Zug belastete Doppelbohlen mit vorangegangenen Druckversuch sowie statisch auf Zug geprüfte Doppelbohlen mit anschließender dynamischer Probelastung.

Die im Hinblick auf die statischen Zugversuche von diesem Effekt nicht betroffenen Doppelbohlen BEV 701 und GLE 502 weisen jedoch darauf hin, dass sich die Mantelreibung bei Zugbeanspruchung auf weniger als die

Hälfte des anhand der dynamischen Probelastungen prognostizierten Wertes beläuft (47% bzw. 49%). Folglich führt die Bestimmung des Mantelreibungsanteils der vertikalen Tragfähigkeit mit Hilfe des Zugversuches nicht zum Ziel. Es wird angenommen, dass für den Unterschied der Mantelreibung bei Zugbelastung gegenüber der bei Druckbelastung andere Mechanismen verantwortlich sind. Auf diese Fragestellung wird in Kapitel 4.3 noch näher eingegangen.

Um eine Vergleichbarkeit zu gewährleisten, werden im Folgenden nur die jeweils ersten statischen und dynamischen Probelastungen betrachtet, bei denen eine Beeinflussung der Ergebnisse durch vorangegangene Versuche nicht zu befürchten ist. Die zugehörigen Messwerte sind in Tabelle 2 fettgedruckt.

4.2 Vergleich mit vorhandenen Verfahren zur Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit

Comparison with existing methods of determining the vertical bearing capacity

Um die vertikale Tragfähigkeit von Spundwänden zu prognostizieren, stellen statische und dynamische Probelastungen zweifelsohne die zuverlässigste Methode dar. Zur Abschätzung des Grenzwiderstands ist in der Literatur eine Vielzahl von Verfahren zu finden, die sich in den meisten Fällen auf Rammpfähle beziehen, oft aber dennoch mit Hilfe von Anpassungsfaktoren auf Spundwände angewendet werden. Die für Handrechnungen geeigneten und daher am weitesten verbreiteten Methoden können differenziert werden in empirische, erdstatische und dynamische Tragfähigkeitsformeln, denen in unterschiedlichem Maße bodenmechanische und physikalische Theorien zu Grunde liegen.

Um die Aussagekraft solcher Methoden in Bezug auf die gegebenen Randbedingungen einschätzen zu können, wurden die aus den Probelastungen hervorgegangenen Ergebnisse mit einigen ausgewählten Prognoseverfahren verglichen. Das Resultat dieser Nachrechnung ist in Tabelle 3 dargestellt.

Es sei erwähnt, dass zur Ermittlung des Spitzendrucks die umrissene Spundbohlenfläche angesetzt worden ist, soweit das Verfahren nicht explizit den Stahlquerschnitt oder eine anderweitig definierte Aufstandsfläche

forderte. Somit wird analog zu den Rammpfählen eine gewisse Pfropfenbildung unterhalb der Spundbohlenspitze vorausgesetzt. Zudem beziehen sich alle Tragfähigkeiten auf die Geometrie der geprüften Doppelbohle des Typs PU 12. Die angegebenen Grenzlaster beziehen sich daher nicht auf einen Meter Spundwand, sondern auf die Doppelbohle mit einer Breite von 1,2 m.

Zur größten Gruppe, den **empirischen Methoden**, zählen insbesondere all diejenigen Verfahren, die die Tragfähigkeit mit Hilfe von Korrelationen aus einfachen Feld- und Laborversuchen ableiten. Hier lassen sich beispielsweise die von EAB, EAU (einschließlich des Jahresberichts von 2009) und EAP vorgeschlagenen Ansätze zur Abschätzung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand von Spundwänden bzw. Verdrängungspfählen einordnen. Auch die aus der niederländischen Norm NEN 6743-1:2006 sowie der französischen Bemessungsvorschrift Fascicule 62-V in den Anhang des EC 7-2 integrierten Methoden zur Ermittlung des Widerstands von axial belasteten Pfählen gehören zu den empirischen Verfahren. Alle genannten sowie die weiteren drei in Tabelle 3 aufgeführten empirischen Methoden basieren auf den mittels Drucksondierungen gemessenen Spitzendrücken der Bodenschichten, in die die Spundbohle einbindet bzw. die unter der Bohlenspitze anstehen. Durch die Definition von empirischen Korrekturbeiwerten werden die CPT-Werte entsprechend der Bodenart, der Lagerungsdichte, des Pfahltyps bzw. der Pfahlbeschaffenheit und dem Einbringverfahren abgemindert und auf die betreffenden Flächen angesetzt. Auf Grund dieser verschiedenen Einflussmöglichkeiten variieren die Ergebnisse relativ stark. Verglichen mit den Ergebnissen der Probelastungen unterschätzen jedoch alle empirischen Verfahren die vertikale Tragfähigkeit der geprüften Doppelbohlen. Die Schwankungsbreite bewegt sich zwischen etwa 25% und 75% der gemessenen Grenzlaster.

Nach Aussage aller empirischen Methoden ist der Spitzendruck, wie auch bei der Probelastung, kleiner als der Anteil der Mantelreibung. Die Aufteilung der vertikalen Tragfähigkeit in Mantelreibung und Spitzendruck schwankt jedoch zwischen 9:1 und ungefähr 1:1. Wie in Kapitel 4.1 erläutert, resultierte aus der Auswertung der dynamischen Probelastungen eine annähernd lineare Zunahme der Mantelreibung mit der Tiefe. In einigen Untersuchungen (z. B. Vesic (1975)) wurde beobachtet, dass die Mantelreibung nur bis zu einer gewis-

	Gleesen				Bevergern			
	Q _b [kN]	Q _s [kN]	Q _{ges} [kN]	Q _{ges} /Q _{ges,PB} [-]	Q _b [kN]	Q _s [kN]	Q _{ges} [kN]	Q _{ges} /Q _{ges,PB} [-]
Dyn. Probelastung	350	2850	3200		200	1700	1900	
Erdstatische Verfahren								
Bénabou, Krey (Q _b) bzw. Stas/Kulhawy, Fleming et al. (Q _s)	386	1061	1447	0,45	248	1251	1499	0,79
Dynamische Verfahren*								
RF nach Redtenbacher	—	—	4618	1,44	—	—	2633	1,39
RF nach Stern	—	—	4794	1,50	—	—	2742	1,44
RF nach Weisbach	—	—	5298	1,66	—	—	3058	1,61
Empirische Verfahren								
EAB (Radomski)	207	1395	1603	0,50	166	983	1149	0,60
EAU Jahresbericht 2009	547	—	—	—	135	—	—	—
EAP	533	1835	2368	0,74	195	731	925	0,49
Witzel	693	762	1455	0,45	280	473	753	0,40
Becker & Kempfert	252	1032	1284	0,40	92	411	503	0,26
Bustamante	811	1530	2341	0,73	185	784	969	0,51
Fascicule 62-V	811	839	1650	0,52	185	302	487	0,26
NEN 6743-1	179	1794	1972	0,62	68	1088	1155	0,61

* angegebener Wert entspricht dem dynamischen Eindringwiderstand, nicht der statischen Tragfähigkeit

Tabelle 3: Vergleich verschiedener Verfahren zur Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit

Table 3: Comparison of different methods for determining the vertical bearing capacity

sen Tiefe ansteigt und zum Pfahlfuß hin wieder abfällt. Auf die Ergebnisse der CAPWAP-Analyse übertragen, würde dies bei gleichbleibendem Gesamtwiderstand eine Umverteilung der Kraft am Bohlenfuß zu Gunsten des Spitzendrucks bedeuten. Vor diesem Hintergrund würden die zum Vergleich herangezogenen Angaben des Versuchsberichtes die Mantelreibung leicht über- und den Spitzendruck unterschätzen. Auf Grund der komplexen Wechselwirkung zwischen Spitzendruck und Mantelreibung ist eine klare Bewertung der mit empirischen Methoden ermittelten Spitzendrücke schwierig.

Einschränkend muss hinzugefügt werden, dass bei den von EAP und NEN 6743-1 empfohlenen Methoden die Anwendung auf Spundwände nicht vorgesehen ist, sodass ersatzweise die Anpassungsfaktoren für Stahl(träger)profile genutzt worden sind. Becker und Kempfert (2008) haben mit der Auswertung von Probelastungen an Spundbohlen empirische Anpassungsfaktoren ermittelt, um die Tragfähigkeiten nach EAP

auch auf Spundwände anwenden zu können. Übertragen auf die vorliegenden Randbedingungen ergeben sich allerdings noch geringere Tragfähigkeiten als für Stahlträgerprofile.

Die **dynamischen Methoden** beinhalten vor allem Rammformeln, mit denen auf der Basis der Rammdaten ein dynamischer Eindringwiderstand errechnet werden kann. Allerdings ergibt sich erst durch eine Kalibrierung an Probelastungen daraus die statische Grenzlast. Die in Tabelle 3 gelisteten Rammformeln unterscheiden sich hinsichtlich der Annahme zur Elastizität des Rammkörpers, wobei die Rammformel nach Stern mit der Voraussetzung eines unvollkommen elastischen Stoßes der Realität am nächsten kommt. Bei Ansatz dieser Rammformel beträgt der Eichfaktor n zur Ermittlung der statischen Grenzlast $Q_{stat} = n \cdot Q_{dyn}$ etwa 0,67 (Gleesen) bzw. 0,69 (Bevergern). Im Hinblick auf den ähnlich beschaffenen Baugrund stellen die nahezu identischen Faktoren ein sehr gutes Ergebnis dar.

Bei den **erdstatischen Verfahren** werden die Tragfähigkeiten auf der Grundlage der Erddrucktheorie (Mantelreibung) und einer modifizierten Grundbruchtheorie (Spitzenwiderstand) unter Annahme von Bodenkennwerten ermittelt. Nach DIN 4026 sind solche Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit (von Ramppfählen) nicht zulässig, die britische Norm (BS 8004) aber erlaubt die Ermittlung der Grenzlaster mit erdstatischen Methoden, sodass sie zum Vergleich mit aufgeführt sind. Im Falle der gewählten Verfahren nach Bénabenq bzw. Krey ergibt sich aus der effektiven vertikalen Spannung σ'_v und einem Tragfähigkeitsbeiwert N_q als Funktion des inneren Reibungswinkels der betreffenden Bodenschicht ein Spitzendruck $q_b = N_q \cdot \sigma'_v$, der dem gemessenen sehr nahe kommt. Die erdstatischen Ergebnisse für die Mantelreibung liegen jedoch deutlich unter den im Rahmen der Probelastungen ermittelten Werten. Grund für diese Abweichung ist, dass Spannungszustand und Bodenkennwerte in der Umgebung der Bohle infolge des Einrammvorgangs maßgeblich verändert werden. Es ist daher schwer, das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannung K und den Wandreibungswinkel δ für die Ermittlung der Mantelreibung $q_s = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$ korrekt zu erfassen und die Schwankungsbreite von Schätzwerten ist demnach entsprechend groß. Die in Tabelle 3 angegebenen Mantelreibungskräfte wurden mit $K = 1,25 \cdot K_0$ (nach Stas/Kulhawy (1984)) für Ramppfähle mit mittlerem Verdrängungseffekt) und $\delta = 0,9 \cdot \varphi'$ (nach Fleming et al. (1992): $0,75 \dots 1,0 \cdot \varphi'$) berechnet, unterschätzen den gemessenen Mantelwiderstand aber beträchtlich.

Bemerkenswert ist, dass dieses Verfahren durch die Berücksichtigung des Grundwassers bei der Ermittlung des Spannungszustandes für die Mantelreibung der Spundbohle in Gleesen auf Grund des höheren Grundwasserstandes einen geringeren Widerstand als für Bevergern liefert. Dies steht zum einen im Widerspruch zu den Versuchsergebnissen und bezieht zum anderen, im Gegensatz zu den empirischen Korrelationen, den Einfluss des Grundwassers mit ein. Bei den empirischen Methoden wird dieser Faktor – sicherlich auch wegen fehlender Erfahrungswerte – gänzlich vernachlässigt.

4.3 Mantelreibung bei Zugbelastung

Shaft friction under tensile loading

Der Vergleich der Zugversuche mit den Ergebnissen der dynamischen Probelastungen hat gezeigt, dass die oft getroffene vereinfachende Annahme der Gleichheit der Mantelreibung unter Zug- und Druckbelastung nicht zutrifft. Für dieses Phänomen existieren in der Literatur verschiedene Erklärungsansätze. O'Neill und Raines (1991) haben experimentell gezeigt, dass zum einen durch den Einbringvorgang und zum anderen sowohl durch Druck- als auch Zugbelastung des Pfahls der effektive Spannungszustand des umgebenden Bodens verändert wird. Aus den Messdaten ging hervor, dass die Zugbelastung eine Verringerung der effektiven vertikalen Spannungen um den Pfahl bewirkt, welche die Scherfestigkeit des Bodens herabsetzt.

De Nicola und Randolph (1993) machen für den Unterschied zwischen der Mantelreibung auf Zug bzw. Druck insbesondere die Querdehnung des Pfahls verantwortlich. Infolge der einwirkenden Zugkraft kommt es zur Verengung des Pfahldurchmessers und damit zu einer Reduzierung der Radialspannungen im Nahbereich des Pfahls. Bei einem angenommenen konstanten Reibungsbeiwert für den Kontaktbereich Stahl/Boden ($\mu = \tan \delta$) führt dies zu einer Abnahme der Reibungswiderstände. Zur Quantifizierung der Mantelreibungsreduktion bei Zugbelastung haben de Nicola und Randolph (1993) eine Formel aufgestellt, die die Querkontraktion des Pfahls, den Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden, die Schlankheit des Pfahls und das Verhältnis von Schubmodul des Bodens zu Elastizitätsmodul des Pfahls berücksichtigt. Unter den herrschenden Randbedingungen ergäbe sich für die Mantelreibung ein theoretisches Zug/Druck-Verhältnis von 0,8. Wie in Kapitel 4.1 bereits erwähnt, beläuft sich dieses den Probelastungen nach zu urteilen jedoch nur auf knapp 0,5.

Eine andere Modellvorstellung geht davon aus, dass nicht die Grenzfläche Spundbohle-Boden Ort des Versagens ist, sondern die Ausbildung eines Bruchkörpers im Boden um die Spundbohle herum für das Versagen verantwortlich ist. Diese von Quarg-Vonscheidt (2000) verfolgte Vorstellung basiert auf der Annahme, dass der Boden um einen Pfahl herum durch die Zugbelastung sein Eigengewicht auf den Pfahl umlenkt und sich so an den Pfahl anhängt (siehe Bild 4). Infolge Dilatanz entsteht ein Verspannungsbereich mit erhöhten Radi-

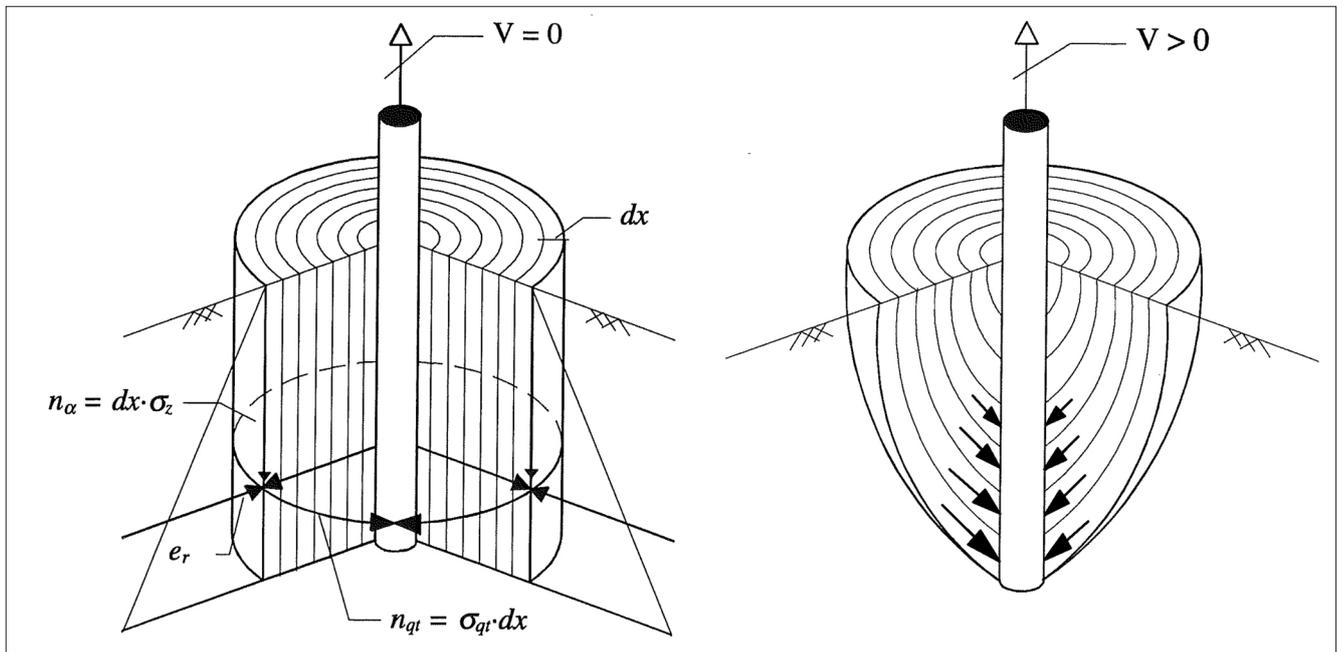


Bild 4: Schalenmodell nach Quarg-Vonscheidt (2000): Ausgangs- und Belastungszustand des Bodens in Pfahlhöhe
 Figure 4: Shell model according to Quarg-Vonscheidt (2000): initial state and loading state of the soil close to the pile

alspannungen. Mit Hilfe des Schalenmodells begrenzt Quarg-Vonscheidt (2000) diesen Verspannungsbereich auf eine maximale Schalenöffnungsweite, die den an den Pfahl angehängten Bodenkörper begrenzt. Die entsprechende Tragfähigkeit ergibt sich unter Berücksichtigung des mittleren Korndurchmessers d_{50} des (kohäsionslosen) Bodens als die Gewichtskraft des mobilisierten Bodenvolumens.

Die während der Zugversuche in Gleesen und Bevergern mittels geodätischer Messungen beobachteten

Hebungen des Bodens unmittelbar neben der Doppelbohle sprechen für einen derartigen Bruchmechanismus. In den vier in Bild 5 (links) dargestellten Punkten mit 15 cm bis 90 cm Abstand von der Spundbohle wurden die Bewegungen der Geländeoberkante in regelmäßigen Zeitintervallen eingemessen. Die Ergebnisse deuten in Gleesen auf einen Verlauf der Bruchfuge in 30 cm bis 60 cm Entfernung von der Bohlenachse hin (siehe Bild 5, rechts); in Bevergern sind die Verformungen deutlich geringer und reichen weniger weit. Für die dem Rechenmodell von Quarg-Vonscheidt (2000)

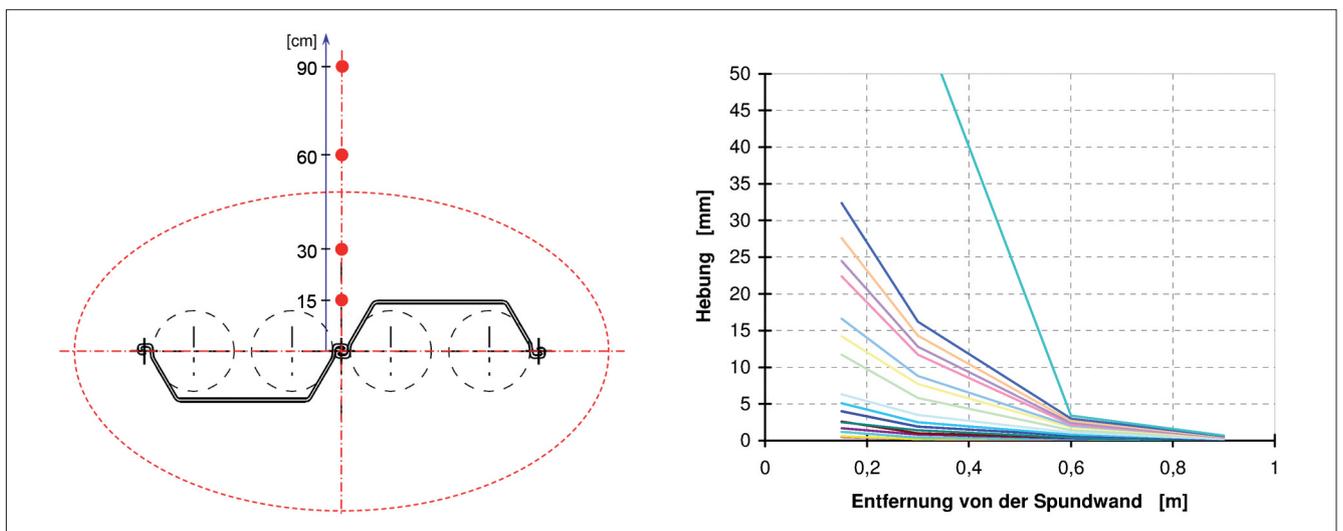


Bild 5: Messpunkte der Hebungen beim Zugversuch; Auswertung der Messungen an der Bohle GLE 502 (Hebungen mit fortschreitender Zeit)

Figure 5: Survey marks for the uplift under tensile loading; evaluation of the measurements for double sheet pile GLE 502 (uplift with advancing time)

zu Grunde liegende Vorstellung einer berandenden äußeren Bodenschale ergibt sich allerdings ein wesentlich größerer theoretischer Öffnungsradius von 1,5 m (Bevergern) bzw. 1,9 m (Gleesen). Dies kann begründet sein in der defizitären Analogie von Modellpfahl und Doppelbohle. Mit der rechnerischen Schalenöffnungsweite ergibt sich aus dem Gewicht des angehängten Bodenkörpers für die in Gleesen gezogene Doppelbohle ein Herauszieh Widerstand von ca. 1420 kN, der sehr gut mit dem Wert der Probelastung übereinstimmt. Mit einer rechnerischen Grenzzugkraft von 1160 kN für die Doppelbohle in Bevergern liegt die Tragfähigkeit zwar wie auch im Falle der Probelastungen unter dem Wert von Gleesen, allerdings ist die Abweichung zwischen Versuchsergebnis und theoretischem Zugwiderstand in Bevergern bedeutend größer.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Summary and outlook

Das umfangreiche Versuchsprogramm am DEK-Nord, bestehend aus Proberammungen und Probelastungen, diente dazu, das Trag- und Rammverhalten des Baugrunds besser einschätzen und vorhersagen zu können. Auf der Grundlage der an drei Standorten durchgeführten Proberammungen ist es möglich, eine Aussage zur Rammbarkeit der anstehenden Böden zu machen, um auf diese bei der Wahl der Bauverfahren sowie der Bauteildimensionierung entsprechend Rücksicht nehmen zu können. Die ebenfalls ausgeführten Anker- und Pfahlzugversuche ermöglichen die schichtbezogene Festlegung der Bruchlasten und eine Einschätzung des Tragverhaltens bei zyklischer Belastung.

Die außerdem durchgeführten Probelastungen an Spunddoppelbohlen stellten die Basis für die im Rahmen der Planung anzunehmenden vertikalen Tragfähigkeiten von Spundwänden dar. Die Ergebnisse der statischen und dynamischen Versuche stimmten (bei gleichen Randbedingungen) sehr gut überein. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit existierenden Verfahren zur Prognose der vertikalen Tragfähigkeit hat gezeigt, dass keine der genutzten Methoden die in situ bestimmte Grenzlast zuverlässig vorhersagen kann. Die vor allem im deutschen und europäischen Normenkontext angewendeten Verfahren, die teilweise allerdings nur zur Abschätzung von Pfahltragfähigkeiten vorgesehen sind, unterschätzen die tatsächlich über Mantelrei-

bung und Spitzendruck aufnehmbaren Kräfte. Auch die Aufteilung der Widerstände variiert stark. Alle präsentierten Verfahren liefern aber Grenzlasten, die in den vorliegenden Fällen auf der sicheren Seite liegen.

Bekannte Phänomene wie der Tragfähigkeitszuwachs mit der Zeit sowie die Reduktion der Mantelreibung bei Zugbelastung konnten mit den ausgeführten Versuchen bestätigt werden. Für letzteres wurden Erklärungsansätze angeführt und zum Teil näher beleuchtet. Zur Konkretisierung der beobachteten Tendenzen bedarf es jedoch weiterführender Untersuchungen.

Die Belastungsversuche an Ankern, Pfählen und Spundwänden haben gezeigt, dass Probelastungen ein wertvolles Hilfsmittel für eine sichere und wirtschaftliche Bestimmung von Tragfähigkeiten sind.

6 Literatur

References

Becker, P., Kempfert, H.-G. (2008): Zum Stand der vertikalen Tragfähigkeit von Spundwandprofilen aus Erfahrungswerten. *Geotechnik*, Vol. 31, No. 1, S. 35-40.

Bustamante, M.G., Gianceselli, L. (1991): Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load. *Proceedings of the 4th International conference on piling and deep foundations*, Stresa.

De Nicola, A., Randolph, M.F. (1993): Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 12, S. 1952-1973.

O'Neill, M.W., Raines, R.D. (1991): Load transfer for pipe piles in highly pressured dense sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 8, S. 1208-1226.

Quarg-Vonscheidt, J. (2000): Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und das Gruppenverhalten von Zugpfählen. Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Shaker Verlag Aachen.

Radomski, H. (1968): Untersuchungen über den Einfluss der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften. *Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der Universität Stuttgart*, Heft 10.

Vesic, A. S. (1975): Principles of pile foundation design. Soil Mechanics Series No. 38, Duke University, School of Engineering, Durham, NC.

Witzel, M. (2004): Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden. Universität Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 15.

Normen und Regelwerke

Standards and technical regulations

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (2006): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. 1. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG (2004): Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen. 10. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG (2009): Technischer Jahresbericht 2009, Teil I.

Deutsches Institut für Normung (2010): DIN EN 1997-2, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Beuth Verlag, Berlin.

Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports (1993): Cahier des clauses techniques générales, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Fascicule N° 62 – Titre V. Paris.

Nederlands Normalisatie-instituut (2006): NEN 6743-1, Geotechniek – Berekeningsmethode voor funderingen op palen – Drukpalen. Delft.

Bohrlochversuche zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit von Fels

Borehole Tests for the Evaluation of the Hydraulic Conductivity of Rock

Dr. rer. nat. Uwe Hekel, HPC AG, Rottenburg, Geschäftsbereich Geohydraulik;
Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

Die Gebirgsdurchlässigkeit ist die wichtigste Kenngröße zur Beschreibung der hydrogeologischen Eigenschaften von Festgestein. Sie ist maßgeblich für grundwasserhydraulische Berechnungen, insbesondere zur Bemessung von Wasserhaltungen bei Baumaßnahmen im felsigen Baugrund. Im Gegensatz zur Gesteinsdurchlässigkeit, die anhand von Proben im Labor bestimmt wird, erfolgt die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit mit Hilfe von Bohrlochversuchen im natürlichen Gesteinsverband. In Festgesteinen spiegelt sie damit die Durchlässigkeit von Gestein (Matrix) und Klüften wieder. Für eine zuverlässige Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit sind hydraulische Bohrlochversuche mit instationären Auswerteverfahren erforderlich. Die Versuchsdurchführung ist dabei an die zu erwartende Gebirgsdurchlässigkeit anzupassen. Die häufig noch eingesetzten Wasserdruckversuche mit stationären Auswerteverfahren sind dagegen i. A. nicht zur Erkundung der Gebirgsdurchlässigkeit geeignet.

Hydraulic conductivity is the most important parameter used to describe the hydrogeological characteristics of solid rock. It is essential for calculations of groundwater hydraulics, in particular for the design of drainage for construction work in bedrock. In contrast to the permeability of rock which is measured on samples in the laboratory, the hydraulic conductivity is determined by borehole tests performed in natural rock formations. For solid rock, it provides an indication of the porosity of the rock (matrix) and joints. Hydraulic borehole tests with transient evaluation methods are required to ensure a reliable evaluation of the hydraulic conductivity and the test procedure must be adapted to suit the anticipated condition of the rock. Water pressure tests with steady-state evaluation methods that are still frequently used are generally unsuitable for investigating hydraulic conductivity of rock.

1 Einführung *Introduction*

Die Bauwerke der deutschen Bundeswasserstraßen sind zu einem großen Teil auf Festgestein gegründet, wobei die Bauwerke (z. B. Schleusen und Wehre) teilweise bis tief unter die Felsoberfläche reichen. Werden auf Grund des Zustands der Bauwerke oder auf Grund eines Ausbaus der Wasserstraße Neu- oder Ersatzbaumaßnahmen erforderlich, werden diese zumeist unmittelbar neben und teilweise auch im Gewässer selbst durchgeführt. Das durch den Wasserstand im Gewässer beeinflusste Grundwasserpotenzial im Festgestein außerhalb der Baugrube liegt zumeist deutlich über der Baugrubensohle. Die Baumaßnahmen erfolgen i. A. innerhalb einer wasserdichten Baugrubenumschließung mit einer offenen Wasserhaltung an der Baugrubensohle, wobei teilweise zusätzlich geschlossene Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich sind (siehe z. B. Odenwald und Schwab, 2004).

Die Wasserdurchlässigkeit von Festgesteinen (Gebirgsdurchlässigkeit) wird zumeist nur in relativ geringem Maß von der Gesteinsdurchlässigkeit sondern im Wesentlichen durch die Wasserwegsamkeit der Klüfte und Trennflächen beeinflusst. In Abhängigkeit von der Gebirgsdurchlässigkeit kann ein Festgestein bei fehlender oder geringer Vernetzung des Trenn- und Klufflächensystems einen Grundwassernichtleiter oder -geringleiter, jedoch bei ausreichender Vernetzung des Trenn- und Klufflächensystems auch einen durchlässigen Kluffgrundwasserleiter darstellen. Um die für Baumaßnahmen im Festgestein erforderlichen Wasserhaltungsmaßnahmen zuverlässig dimensionieren zu können, muss die Größe und die örtliche Verteilung der Gebirgsdurchlässigkeit ermittelt werden. Dazu sind geeignete und ausreichende geohydraulische Erkundungsmaßnahmen durchzuführen. Während die Gesteinsdurchlässigkeit an-

hand von Proben im Labor bestimmt werden kann, sind zur Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit in-situ-Versuche im natürlichen Gesteinsverband erforderlich. Hierzu werden in Porengrundwasserleitern üblicherweise Grundwassermessstellen sowie Brunnen hergestellt und Pumpversuche durchgeführt. Im Festgestein werden dagegen meist in-situ-Versuche direkt im standfesten Bohrloch ausgeführt. Neben einer an die Gebirgsverhältnisse angepassten Testart ist für die Zuverlässigkeit der ermittelten Gebirgsdurchlässigkeit entscheidend, ob das Auswerteverfahren auf einer Lösung der stationären oder der instationären Strömungsgleichung basiert.

2 Grundlagen

Basic principles

2.1 Allgemeines

General

Die Grundlage für die Beschreibung von Grundwasserströmungen in Porengrundwasserleitern, die aus Lockergesteinen bestehen, stellt das Gesetz von Darcy dar, nach dem der spezifische Durchfluss durch einen Gesteinskörper linear mit der Potenzialdifferenz verknüpft ist. Besitzt ein Festgestein ein regelmäßiges, relativ feines System aus Kluft- und Trennflächen, die in ausreichendem Maße miteinander verknüpft sind, so kann die Grundwasserströmung in dem Kluftgrundwasserleiter makroskopisch wie in einem Porengrundwasserleiter betrachtet werden. Voraussetzung ist allerdings, dass wie bei einem Porengrundwasserleiter die Öffnungsweite der Strömungskanäle ausreichend groß ist, sodass der Einfluss der intermolekularen Kräfte zwischen Wasser und Gestein auf die Strömung vernachlässigt werden kann und andererseits nicht so groß ist, dass bei den zu untersuchenden Potenzialdifferenzen turbulente Strömungsverhältnisse auftreten. Diese Voraussetzungen sind bei Kluftgrundwasserleitern jedoch häufig erfüllt. Die Gültigkeitsgrenzen des Gesetzes von Darcy werden z. B. von Busch et al. (1993) detailliert beschrieben.

Die analytische Berechnung der Grundwasserströmung zu einem Brunnen bzw. zu einem Bohrloch ist nur unter Ansatz vereinfachender Annahmen möglich. Für die Berechnungen wird eine rotationssymmetrische Strömung zu einem Entnahmehrunnen hin oder von einem Schluckbrunnen weg angenommen. Für die nachstehend dar-

gestellten Strömungsberechnungen wird weiterhin von einer gespannten Grundwasserströmung in einem homogenen und isotropen Grundwasserleiter mit konstanter Mächtigkeit ausgegangen. Die Annahme einer gespannten Grundwasserströmung bedingt, dass der Grundwasserleiter durch einen Grundwassernichtleiter überdeckt wird und die Grundwasserdruckhöhe innerhalb des Grundwasserleiters stets, auch im Brunnenbereich, über der Oberfläche des Grundwasserleiters liegt. Bei den Berechnungen wird zusätzlich danach unterschieden, ob diese unter Annahme einer (quasi-) stationären (zeitlich invarianten) Strömung oder einer instationären (zeitlich veränderlichen) Strömung durchgeführt werden. Analytische Berechnungen von Grundwasserströmungen für unterschiedliche Modellannahmen und Randbedingungen mit den zugehörigen theoretischen Grundlagen werden z. B. von Odenwald et al. (2009) detailliert dargestellt.

2.2 Stationäre Grundwasserströmung zu einem Brunnen

Steady-state groundwater flow to a well

Bild 1 zeigt das rotationssymmetrische Grundwasserströmungsmodell eines gespannten Grundwasserleiters mit der Mächtigkeit M [m] und der Durchlässigkeit k [m/s]. Bei $r = 0$ befindet sich die Achse des Entnahmehrunnens mit dem Radius r_0 [m]. Dabei wird angenommen, dass die Strömungsverluste innerhalb des Brunnen (insbesondere des Brunnenfilters) vernachlässigt werden können. Aus dem Brunnen wird eine konstante Entnahmerate Q_0 [m³/s] gefördert. Der Wasserstand im Brunnen wird mit h_0 [m] bezeichnet. Im Radius R [m] von der Brunnenachse wird ein konstantes Grundwasserpotenzial H [m] angenommen.

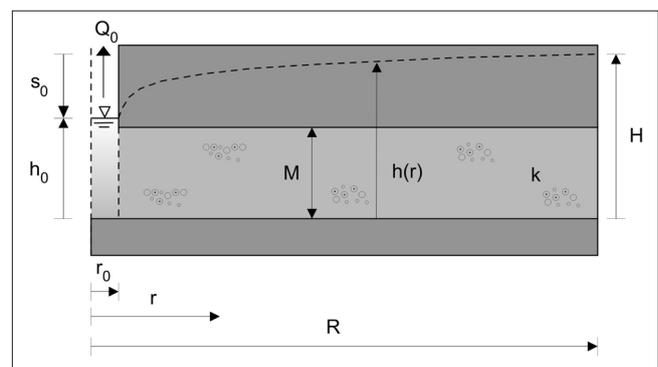


Bild 1: Rotationssymmetrische Brunnenanströmung im gespannten Grundwasserleiter
 Figure 1: Rotationally symmetrical groundwater flow to a well in a confined aquifer

Unter diesen vereinfachten Modellannahmen lässt sich die Grundwasserströmung durch folgende gewöhnliche Differenzialgleichung für das Grundwasserpotenzial h [m] in Abhängigkeit vom Radius r [m] beschreiben:

$$\frac{d^2 h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} = 0$$

Daraus ergibt sich die Absenkung $s_0 = H - h_0$ [m] im Brunnen in Abhängigkeit von der konstanten Entnahmerate Q_0 , dem Brunnenradius r_0 , der Brunnenreichweite R , ab der keine Grundwasserabsenkung angenommen wird, und der Transmissivität T [m^2/s] = $k \cdot M$ zu:

$$s_0 = H - h_0 = \frac{Q_0}{2 \cdot \pi \cdot T} \ln \frac{R}{r_0}$$

Wird die Absenkung s_0 im Brunnen in Abhängigkeit von der Entnahmerate Q_0 in einem Brunnen oder einem Bohrloch gemessen, so lassen sich daraus unter Berücksichtigung der o.g. Modellannahmen die Transmissivität T und die Durchlässigkeit k ermitteln:

$$T = \frac{Q_0}{2 \cdot \pi \cdot s_0} \ln \frac{R}{r_0} \quad k = \frac{T}{M}$$

Bei einer konstanten Entnahmerate ergibt sich theoretisch kein stationärer Zustand, sondern eine mit der Zeit zunehmende Brunnenreichweite. Die auf empirischen Untersuchungen basierenden Bestimmungsformeln für die Brunnenreichweite z. B. von Sichardt sind nur unter bestimmten Randbedingungen einsetzbar, die für gespannte Grundwasserströmungen und Kluftgrundwasserleiter nicht zutreffen. Bei konstanter Entnahmerate kann die Brunnenreichweite jedoch abgeschätzt werden (siehe Odenwald et al., 2009) mit:

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{\frac{t \cdot T}{S}}$$

Mit t [s] werden dabei die Zeit nach Beginn der Absenkung und mit S [-] der über die Mächtigkeit des Grundwasserleiters integrierte Speicherkoeffizient bezeichnet. Da die Brunnenreichweite R nur im Logarithmus in die Berechnung der Transmissivität T eingeht, beeinflussen Fehler beim Ansatz der Brunnenreichweite (z. B. infolge eines nicht zutreffenden Speicherkoeffizienten) das Ergebnis nur in relativ geringem Maß.

Die o.g. Bestimmungsgleichung für die Transmissivität ist Grundlage für Auswertung von Bohrlochversuchen, bei denen lediglich (quasi-) stationäre Grundwasserströmungsverhältnisse betrachtet werden. Die Auswertung

erfolgt dabei nur für die Zeitpunkte, für die stationäre Strömungsverhältnisse angenommen werden. Der Verlauf der Wasserdruckänderung mit der Zeit wird nicht betrachtet. Der Informationsgehalt der für die Auswertung verwendeten Messergebnisse ist relativ gering. Abweichungen von den zu Grunde gelegten Annahmen, die die Grundwasserströmung maßgeblich beeinflussen, können nahezu nicht erkannt und deshalb auch nicht in der Auswertung berücksichtigt werden. Die Bestimmung der Transmissivität bzw. der Gebirgsdurchlässigkeit durch Bohrlochversuche, bei denen auf Grund der Versuchsdurchführung nur eine Auswertung von (quasi-) stationären Strömungszuständen möglich ist, ist deshalb mit einer hohen Unsicherheit behaftet.

2.3 Instationäre Grundwasserströmung zu einem Brunnen

Transient groundwater flow to a well

Unter den in Abschnitt 2.1 beschriebenen vereinfachten Modellannahmen lässt sich die instationäre Grundwasserströmung in einem gespannten Grundwasserleiter durch die folgende partielle Differenzialgleichung für das Grundwasserpotenzial h in Abhängigkeit vom Radius r und der Zeit t beschreiben:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Diese partielle Differenzialgleichung lässt sich durch die Substitutionen:

$$u = \frac{r^2 \cdot a}{4 \cdot t} \quad \text{und} \quad a = \frac{S}{T}$$

in eine gewöhnliche, nur von u abhängige Differenzialgleichung umwandeln:

$$\frac{d^2 h}{du^2} + \left(1 + \frac{1}{u}\right) \frac{dh}{du} = 0$$

Die von Theis (1935) entwickelte Brunnengleichung für instationäre Strömungsverhältnisse ist eine Lösung dieser gewöhnlichen Differenzialgleichung für die dabei zu Grunde gelegten Rand- und Anfangsbedingungen. Betrachtet wird dabei ein unendlich ausgedehnter Grundwasserleiter mit einer zentralen Punktseke im singulären Punkt $r = 0$ (Brunnenachse) mit einer konstanten Entnahmerate Q_0 und dem von der Absenkung unbeeinflussten Grundwasserpotenzial H für $r \rightarrow \infty$ als Randbedingung sowie einem konstanten Grundwasserpo-

tenzial $h = H$ zum Zeitpunkt $t = 0$ als Anfangsbedingung. Mit diesen Anfangs- und Randbedingungen ergibt sich die Brunnengleichung als Lösung der gewöhnlichen, von u abhängigen Differenzialgleichung für die Absenkung des Grundwasserpotenzials $s(u)$ zu:

$$s(u) = H - h(u) = \frac{Q_0}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot W(u)$$

Die Brunnenfunktion $W(u)$ ist in Programmsystemen zur hydrogeologischen Auswertung von Pumpversuchen hinterlegt und ist seit langem in tabellarischer Form veröffentlicht. Die Grundlage für die Wertetabelle der $W(u)$ -Funktion ist ihre Darstellung als unendliche Reihe:

$$W(u) = -0,5772 - \ln u + \frac{u}{1 \cdot 1!} - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Auf Grundlage der Reihendarstellung hat Jacob (1940) die Brunnenfunktion von Theis vereinfacht, indem er nur die ersten beiden Summanden dieser Reihe berücksichtigte. Diese Approximation ist gerechtfertigt, wenn $u < 0,03$ (bzw. $1/u > 33$) ist, da der Fehler des Brunnenfunktionswertes in diesem Fall kleiner 1% ist. Bei kleineren betrachteten Radien und zunehmender Zeit ist das Kriterium $1/u > 33$ bereits für eine relativ kurze Pumpdauer erfüllt. Damit ergibt sich die nach Jacob angenäherte Brunnenfunktion zu:

$$W'(u) = -0,5772 - \ln u$$

In Bild 2 sind die Brunnenfunktion $W(u)$ und ihre Approximation $W'(u)$ im halblogarithmischen Maßstab in Abhängigkeit von u und $1/u$ dargestellt.

Bei einem Bohrlochversuch, bei dem nur der Wasserstand im Bohrloch mit dem Radius r_0 beobachtet wird, ergibt sich:

$$1/u = t \cdot \frac{4 \cdot T}{r_0^2 \cdot S}$$

Durch Auswertung der Wasserstandsabsenkung im Bohrloch $s(t)$ über die Pumpzeit t und Überlagerung mit der in Bild 2 dargestellten Brunnenfunktion lassen sich sowohl die Transmissivität T und daraus die Gebirgsdurchlässigkeit k als auch der Speicherkoeffizient S bestimmen. Die Auswertung von Pumpversuchen wird z.B. von Krusemann und de Ridder (1991) oder von Herth und Arndts (1994) detailliert beschrieben.

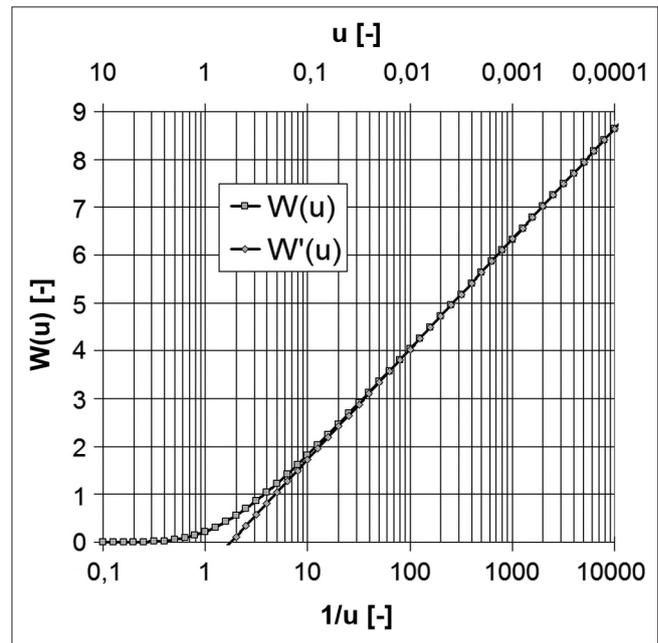


Bild 2: Brunnenfunktion $W(u)$ und ihre Approximation $W'(u)$

Figure 2: Well function $W(u)$ and its approximation $W'(u)$

Die Versuchsergebnisse von Pumpversuchen wie auch von Bohrlochversuchen, die auf instationären Messdaten basieren, haben einen deutlich höheren Informationsgehalt als die auf stationären Messungen basierenden. Insbesondere können Abweichungen zwischen dem Verlauf der gemessenen Absenkungskurve und dem der theoretischen Brunnenfunktion erkannt und interpretiert sowie bei der Auswertung berücksichtigt werden (z.B. reduzierte Bohrlochdurchlässigkeit, Zuflüsse aus angrenzenden Gewässern oder benachbarten Grundwasserstockwerken, reduzierte Zuflüsse auf Grund einer Begrenzung des Grundwasserleiters). Dabei können insbesondere Zeitabschnitte innerhalb der Versuchsdurchführung identifiziert werden, in denen die gemessene Absenkungskurve der theoretischen weitgehend entspricht und die für die Bestimmung der hydrogeologischen Parameter am besten geeignet sind. Die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit durch Bohrlochversuche, die auf einer instationären Auswertung der Versuchsergebnisse basieren, weist deshalb eine wesentlich höhere Zuverlässigkeit als von Bohrlochversuchen mit lediglich stationärer Auswertung der Versuchsergebnisse auf.

3 Hydraulischer Bohrlochversuch mit stationärem Auswerteverfahren (Wasserdruckversuch)

Hydraulic borehole test with steady-state evaluation method (water pressure test)

Traditionell wurden (und werden oft leider immer noch) Gebirgsdurchlässigkeiten im Festgestein aus Wasserdruckversuchen (WD-Tests) ermittelt. Bei WD-Tests wird in einem Bohrlochabschnitt in mehreren Druckstufen Wasser eingepresst. Der Bohrlochabschnitt kann entweder durch einen Packer und die Bohrlochsohle oder durch einen Doppelpacker begrenzt werden. Beim Versuch wird die Fließrate (Einpressrate) gemessen, die sich bei Aufbringen der einzelnen Druckstufen ergibt. Die Messungen werden jeweils so lange durchgeführt, bis sich innerhalb der einzelnen Druckstufen (quasi-)stationäre Strömungszustände einstellen.

Die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit erfolgt durch Auswertung der (quasi-)stationären Beziehung zwischen Fließrate und Wasserdruck. Die Rate-Druck-Relation ist aber neben der Gebirgsdurchlässigkeit noch von weiteren wesentlichen Einflussfaktoren abhängig, u. a. vom Kolmatierungsgrad des Bohrlochs, von Leckagen und von der Verpressdauer. Wie bereits in Abschnitt 2.2 dargestellt, weist deshalb die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit durch Bohrlochversuche mit Auswertung von lediglich stationären Strömungsverhältnissen eine hohe Unsicherheit auf.

WD-Versuche nach DIN EN ISO 22282-3 (2008) oder DGEG-Empfehlung Nr. 9 (1984) sollten daher nur zur groben Überprüfung der Dichtigkeit des Trennflächengefüges sowie zur Überprüfung von Verpressungen und dem Verhalten des Gebirges gegenüber hydraulischem Druck eingesetzt werden (siehe auch Ewert, 2004). Folgerichtig enthält DIN EN ISO 22282-3 auch den Hinweis, dass die Bestimmung von Gebirgsdurchlässigkeiten mit transienten, d. h. instationären Verfahren erfolgen soll.

4 Hydraulische Bohrlochversuche mit instationären Auswerteverfahren

Hydraulic borehole tests with transient evaluation method

4.1 Allgemeines

General

Mit instationären Auswerteverfahren können wesentliche Störeinflüsse erkannt und eliminiert werden, sodass aus den Versuchsergebnissen die Gebirgsdurchlässigkeit zuverlässig ermittelt werden kann. Dies gelingt durch eine Betrachtung der zeitlichen Druckänderung statt – wie bei den stationären Verfahren – durch die Betrachtung einer singulären Rate-Druck-Relation. Um die benötigten Informationen aus der zeitlichen Druckänderung beziehen zu können, ist beim Bohrlochversuch eine definierte Anregung erforderlich. Dies ist entweder eine konstante Rate oder ein definierter Druckimpuls. Die eingesetzte Packerausrüstung wie auch die Versuchsdauer sind dabei weitgehend gleich wie beim klassischen WD-Test, die Versuchsdurchführung ist jedoch auf die Gewinnung definierter zeitlicher Druckänderungen angepasst.

Die Versuchsart richtet sich nach der erwarteten Größenordnung der Gebirgsdurchlässigkeit, die aus Beobachtungen während des Bohrens und der Aufnahme der Bohrkerns abgeschätzt wird. Dementsprechend werden Injektionsversuche mit konstanter Rate (KRI), Slug-Tests (SLUG), Drill-Stem-Tests (DST) und Pulse-Tests (PULSE) ausgeführt.

Im offenen Bohrloch kommen dabei zur abschnittswisen Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit Einzel- oder Doppelpackersysteme zur Anwendung (Bild 3, Bild 8). Das Packersystem wird an einem Testgestänge in das Bohrloch eingebaut. Für den dichten Abschluss der Teststrecke werden die Packer hydraulisch oder mit Druckluft aufgeblasen. Mit einem Drucksensor wird der Druckverlauf in der Teststrecke kontinuierlich gemessen. Mit weiteren Drucksensoren im Bohrloch außerhalb der Teststrecke können Undichtigkeiten der Packer- bzw. Umläufigkeiten während des Versuchs erkannt werden. Nach dem Setzen der Packer wird die Packerdichtigkeit durch einen Eingießversuch in das Bohrloch überprüft. Während der Bohrlochwasserstand entsprechend ansteigt, sollte der Druck in der Packer-

strecke unbeeinflusst bleiben. Um Störeffekte zu vermeiden, sollte mit dem eigentlichen Versuch erst dann begonnen werden, wenn sich in der Teststrecke der Ruhedruck eingestellt hat.

4.2 Injektionsversuch *Injection test*

In stark durchlässigem bis durchlässigem Untergrund ($k = \text{ca. } 10^{-2} \text{ bis } 10^{-6} \text{ m/s}$) werden Injektionsversuche mit konstanter Rate (KRI) eingesetzt. Beim KRI wird Wasser mit konstanter Rate in die Teststrecke injiziert. Bild 3 zeigt das Testequipment für einen Injektionsversuch mit konstanter Rate (KRI) am Beispiel einer Einzelpackeranordnung. p_1 und p_2 sind die Wasserdrücke, die mit Drucksensoren über bzw. unter dem Packer gemessen werden. Die Injektionsrate wird i. d. R. mit einem induktiven Durchflussmesser ermittelt. Die Rate wird so bemessen, dass durch sie einerseits ein gut messbarer Druckverlauf erzeugt wird, sie andererseits aber nicht zu hoch ist, um das Aufreißen von Trennflächen zu vermeiden. I. d. R. werden Differenzdrücke von 1 – 10 m WS (0,1 bar bis 1 bar) angestrebt. Nach der Injektionsphase wird der Druckabbau in der Teststrecke gemessen. Beide Versuchsphasen werden so lange durchgeführt, bis entweder eine Druckkonstanz erreicht wird oder eine sichere instationäre Bestimmung der hydraulischen Kenngrößen möglich ist. Hierzu ist eine Feldauswertung erforderlich.

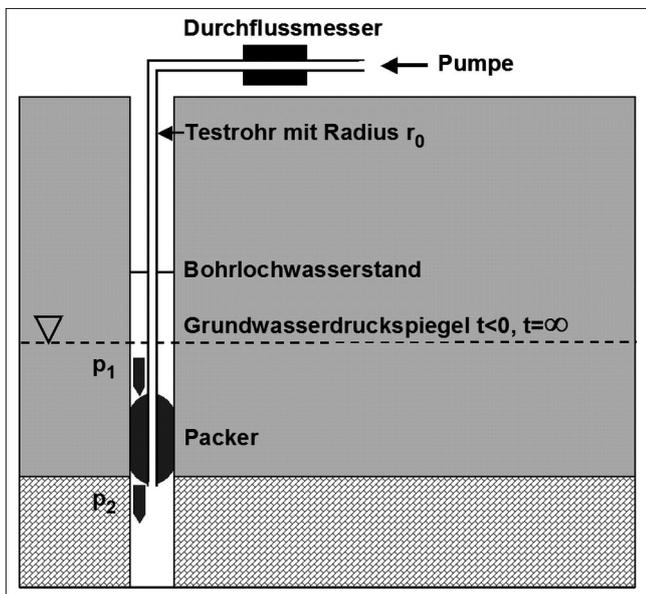


Bild 3: Injektionsversuch mit konstanter Rate (KRI)
Figure 3: Injection test at a constant rate

Die instationäre Auswertung der Injektions- und Druckabbauphase erfolgt nach dem Verfahren von Gringarten et al. (1979). Hierbei können innere Randbedingungen (bohrlochspezifische Störgrößen) und äußere Randbedingungen (hydraulische Ränder wie Stau- oder Anreicherungsgrenzen) erkannt und berücksichtigt werden. Für die einfachere Handhabung existieren Typkurvenvorlagen mit erster mathematischer Ableitung nach Bourdet et al. (1983). Die Bestimmung der Transmissivität erfolgt dabei nach:

$$T = \frac{s_D \cdot Q}{2 \pi \cdot s}$$

mit:

- T: Transmissivität des Gebirges [m^2/s]
- Q: Injektionsrate [m^3/s]
- s: Anstieg der Grundwasserdruckhöhe gegenüber der anfänglichen Ruhedruckhöhe [m]
- s_D : dimensionslose Druckhöhendifferenz aus Typkurve [-]

Die Typkurvenvorlage mit den Funktionen der dimensionslosen Druckhöhenänderungen und mit deren dimensionslosen Ableitungsfunktionen nach Bourdet et al. (1983) ist in Bild 4 dargestellt.

Bild 5 zeigt die Anwendung der Typkurven. Die doppellogarithmische Auftragung des Druckanstiegs und ihre erste mathematische Ableitung werden mit der am besten passenden Typkurve für den Druckanstieg und deren Ableitung zur Deckung gebracht. Zur einfachen

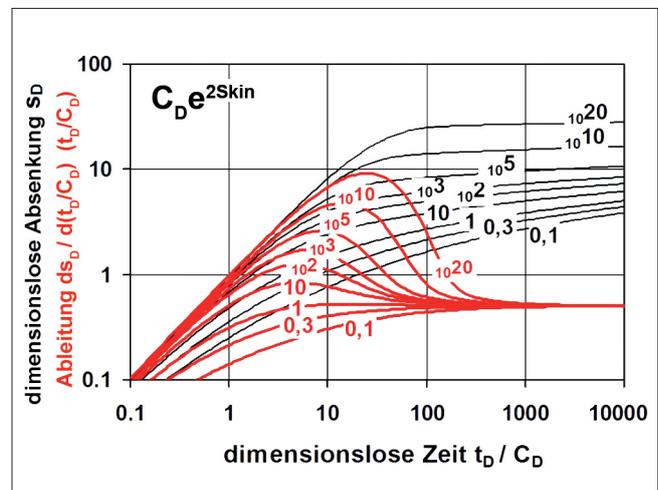


Bild 4: Typkurvenvorlage nach Bourdet et al. (1983) für Injektionsversuche (KRI)

Figure 4: Type curves according to Bourdet et al. (1983) for injection tests

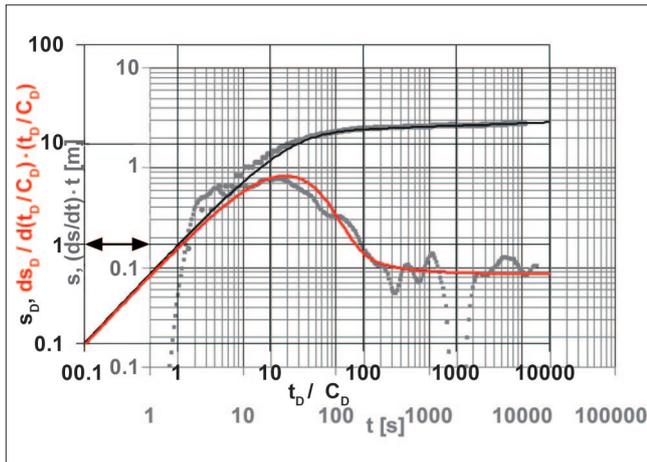


Bild 5: Handhabung der Typkurvenvorlage bei der Auswertung von Injektionsversuchen (KRI)

Figure 5: Type curve application for evaluation of injection tests

Ermittlung der Transmissivität T werden Deckungspunkte für s (Druckhöhendifferenz) und s_D (aus der zur Deckung gebrachten Typkurvenvorlage) abgelesen (hier z. B. $s = 0,2$ m und $s_D = 1$) und in die Formel für T eingesetzt. Für weitergehende Informationen wird auf Odenwald, et al. (2009) verwiesen.

Bild 6 zeigt die Messergebnisse eines Injektionsversuchs (KRI) in einer Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim. Der Injektionstest wurde in einem mit einem Einzelpacker gegen die Bohrlochsohle abgedichteten Bohrlochabschnitt durchgeführt. Von 14:20 Uhr bis ca. 15:20 Uhr wurde eine Rate von $Q = 0,05$ l/s in die abgepackte Teststrecke injiziert. Der Druckverlauf in der Teststrecke wurde in der Injektionsphase und in der Druckabbauphase

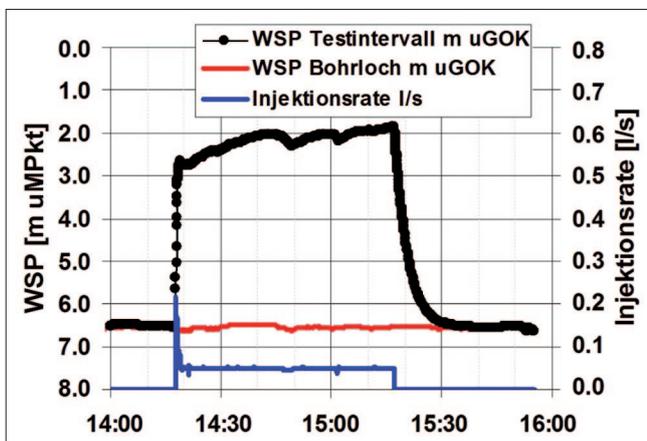


Bild 6: Messergebnisse eines Injektionstests mit konstanter Injektionsrate (KRI)

Figure 6: Measurement results of an injection test at a constant rate

kontinuierlich gemessen. Zur Kontrolle des Versuchsvorgangs wurden außerdem der Wasserstand im Bohrloch, die Injektionsrate und der Packerdruck gemessen und aufgezeichnet.

In Bild 7 sind die doppellogarithmische Auftragung des Druckverlaufs aus der Injektionsphase und die berechnete Ableitungsfunktion sowie die Anpassung an die Typkurvenvorlage nach Bourdet et al. (1983) dargestellt. Aus der ermittelten Transmissivität von $T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ kann mit Division durch die Teststreckenlänge von 1,7 m der (mittlere) Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ für den Teststreckenabschnitt berechnet werden.

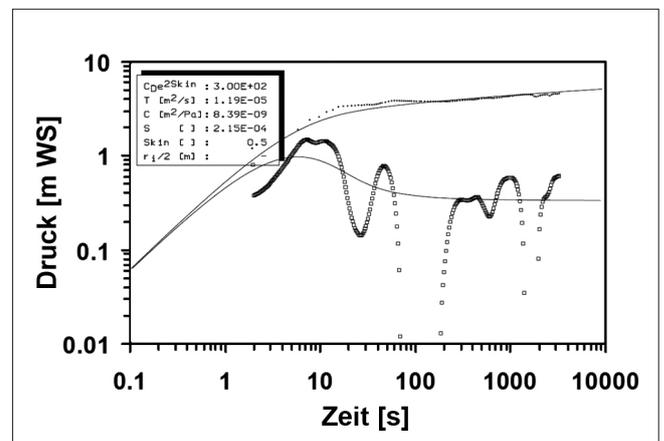


Bild 7: Auswertung des KRI mit dem Typkurvenverfahren nach Bourdet et al. (1983)

Figure 7: Evaluation of the injection test using the type curve method according to Bourdet et al. (1983)

4.3 Spezielle Bohrlochversuche (geschlossene Systeme)

Special borehole tests (closed systems)

Zur zuverlässigen Bestimmung geringer Gebirgsdurchlässigkeiten werden Bohrlochversuche mit geschlossenem System gemäß DIN EN ISO 22282-6 (2008) durchgeführt. Dies bedeutet, dass der zu prüfende Bohrlochabschnitt mit einem Packersystem abgeschlossen wird (Bild 8). Hierbei kann es sich um eine Doppelpacker- oder eine Einzelpackeranordnung handeln, mit der der Bohrlochabschnitt zwischen Packer und Bohrlochsohle getestet wird.

Für die Bohrlochversuche mit geschlossenem System wird ein Testventil benötigt, mit dem der Durchgang zwischen dem Testrohr und der Packerstrecke geöffnet und geschlossen werden kann. Mit Druckaufnehmern,

die über, zwischen und unter den Packern angeordnet sind, werden dabei die Wasserdrücke p_1 , p_2 und p_3 gemessen (Bild 8).

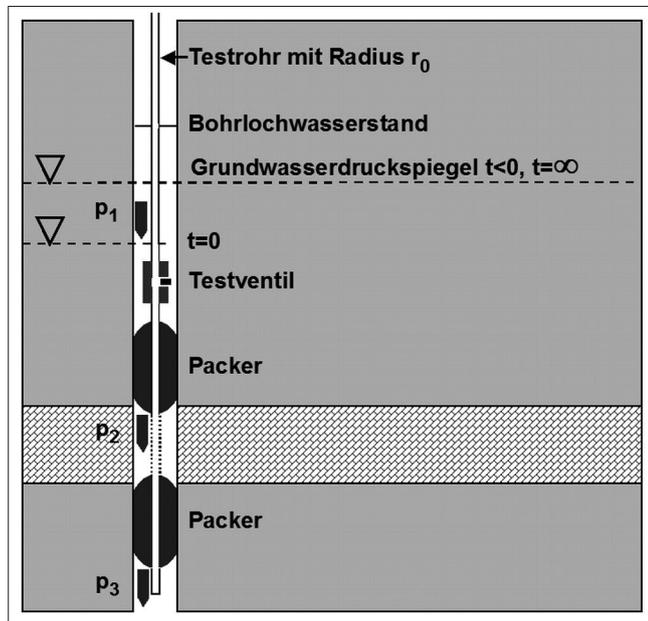


Bild 8: Bohrloch-Testequipment für Slug-, Drill-Stem- und Pulse-Tests am Beispiel einer Doppelpackeranordnung

Figure 8: Borehole test equipment for slug, drill stem and pulse tests exemplified by a double packer configuration

Bei geschlossenem Ventil wird der Wasserspiegel im Testrohr um einige Meter abgesenkt, z.B. durch Abpumpen oder Ausschöpfen von Wasser (alternativ kann auch eine Erhöhung des Testrohrwasserspiegels erfolgen). Wird das Testventil anschließend geöffnet, strömt Wasser aus dem abgepackerten Gebirgsabschnitt in das Testrohr nach, bis der Testrohrwasserspiegel den Ruhedruck des Aquifers erreicht hat (Fließphase). Je nach Schaltsequenz des Testventils und daraus resultierenden Fließ- und Schließphasen unterscheidet man die drei Testarten Slug-Test (SLUG), Drill-Stem-Test (DST) und Pulse-Test (PULSE).

4.3.1 Slug-Test Slug test

Slug-Tests kommen in durchlässigem bis schwach durchlässigem Untergrund ($k = \text{ca. } 10^{-4}$ bis 10^{-8} m/s) zur Anwendung. Der Slug-Test besteht nur aus einer Fließphase. Das Testventil bleibt geöffnet, bis durch das nachströmende Wasser der Ruhedruck des Gebirgsabschnitts erreicht ist. Die Auswertung erfolgt mit einem

instationären Lösungsverfahren, wie z. B. dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967) (Bild 9).

Die Daten der Wasserspiegelerholung werden als Quotient der Restabsenkung (bzw. Restaufhöhung) s zum Zeitpunkt t und der maximalen Absenkung (bzw. Aufhöhung) s_0 zu Versuchsbeginn ($t = 0$) in linearem Maßstab auf der y-Achse gegen die Zeit auf der x-Achse in logarithmischem Maßstab aufgetragen.

Die in gleichem Maßstab vorliegende Typkurvenschar (Bild 9) wird in x-Richtung auf die Datenkurve geschoben, bis eine Typkurve mit der Datenkurve bestmöglich übereinstimmt. Aus einem beliebigen Deckungspunkt auf den x-Achsen für den Messzeitpunkt t und den dimensionslosen Zeitpunkt t_D der gewählten Typkurve bestimmt sich die Transmissivität T zu

$$T = \frac{t_D \cdot r_0^2}{t}$$

mit:

- T: Transmissivität des Gebirges [m^2/s]
- r_0 : Bohrlochradius [m]
- t: Messzeitpunkt nach Versuchsbeginn [s]
- t_D : dimensionsloser Messzeitpunkt aus Typkurve [-]

Aus der Transmissivität ergibt sich nach Division durch die Mächtigkeit M der Teststrecke der Durchlässigkeitsbeiwert k als Mittelwert für die Teststrecke.

Um eine sicherere Auswahl der Typkurve zu ermöglichen, wird in der Praxis mit der ersten mathematischen Ableitung der Absenkkurve gearbeitet und bei der Anpassung die Ableitung der Typkurve mit der Ableitung der Datenkurve zur Deckung gebracht.

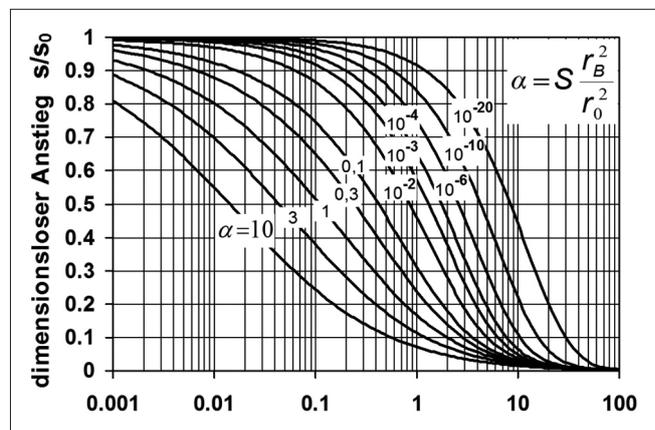


Bild 9: Typkurven nach Cooper et al. (1967) für Slug-Tests
Figure 9: Type curves according to Cooper et al. (1967) for slug tests

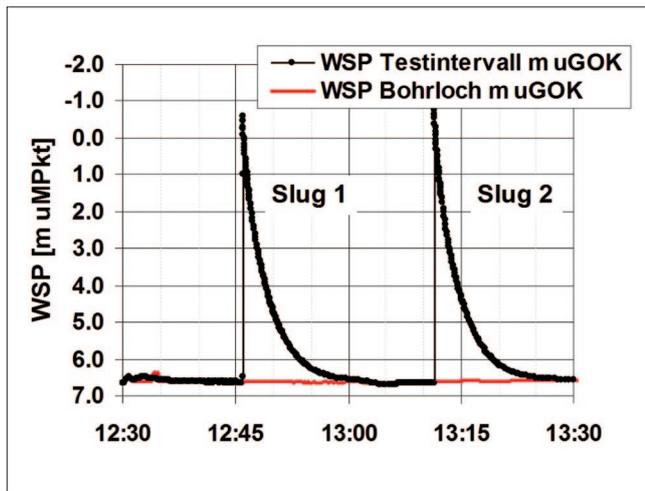


Bild 10: Messergebnisse von zwei Slug-Tests (SLUG)
 Figure 10: Measurement results of two slug tests

In Bild 10 sind die Messergebnisse von zwei Slug-Tests dargestellt, die ebenfalls in der o.g. Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim im gleichen abgepackerten Bohrlochabschnitt vor dem KRI-Test durchgeführt wurden. Durch das Öffnen des Testventils wurde ein Wasserdruckanstieg von jeweils ca. 7 m WS aufgebracht. Durch das Abströmen des Wassers aus dem Testrohr über die abgepackte Teststrecke in das Gebirge stellte sich der Ruhewasserdruck ungefähr jeweils 15 Minuten nach Öffnen des Testventils wieder ein. Auch hier wurde der Wasserdruck in der Teststrecke während den beiden Slug-Tests kontinuierlich gemessen. Ebenso wurden zur Kontrolle des Versuchsverlaufs zusätzlich der Wasserstand im Bohrloch und der Packerdruck kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet.

Bild 11 zeigt die Auswertung des zweiten Slug-Tests mit der Anpassung der Messwerte an die Typkurvenvorlage nach Cooper et al. (1967). Aufgetragen sind die Messwerte der Wasserdruckabsenkung sowie der Ableitung der Absenkkurve, die mit den Typkurven für die dimensionslose Absenkung und die Ableitung der dimensionslosen Absenkkurve zur Deckung gebracht wurden. Durch die Auswertung wurde eine Transmissivität des Festgesteins im Bereich des Testabschnitts von $T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ ermittelt. Durch Division durch die Länge der Teststrecke (1,7 m) ergibt sich ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$. Die Auswertungen des Injektionsversuches mit konstanter Injektionsrate (KRI) (siehe Abschnitt 3.2) und des in der gleichen Teststrecke durchgeführten Slug-Tests ergaben in diesem

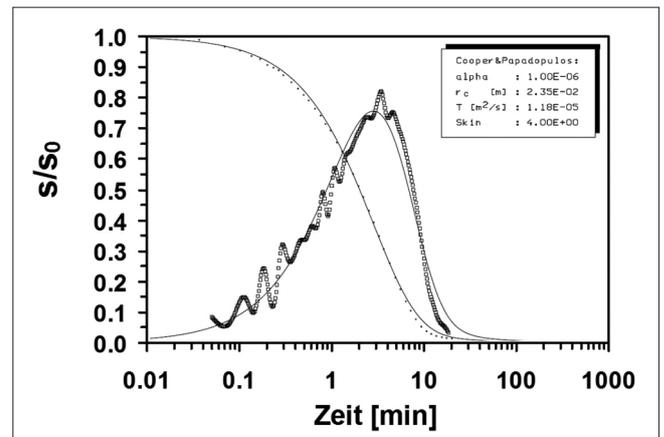


Bild 11: Auswertung des Slug-Tests mit dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967)

Figure 11: Evaluation of the slug test using the type curve method according to Cooper et al. (1967)

Fall die gleichen Ergebnisse für die Gebirgsdurchlässigkeit im Bereich der Teststrecke.

4.3.2 Pulse-Test Pulse test

Mit Pulse-Tests können Durchlässigkeiten in sehr schwach durchlässigem Untergrund ($k < 10^{-8} \text{ m/s}$) bestimmt werden. Beim Pulse-Test wird das Testventil unmittelbar nach Einstellung der maximalen Druckänderung im Testabschnitt wieder geschlossen. Die Messung erfolgt bis zum Erreichen des Ruhedruckes im Testintervall. Der Pulse-Test besteht somit nur aus einer Schließphase. Bei dieser Art der Versuchsdurchführung erfolgt kein Volumenausgleich im Testrohr, sondern lediglich ein Druckausgleich im abgeschlossenen Testabschnitt. Es werden die gleichen Auswerteverfahren wie beim Slug-Test angewendet, wobei für die Auswertung das Quadrat des Testrohrradius (als Maßzahl für den Zustromquerschnitt beim Slug-Test) beim Pulse-Test durch einen Ausdruck für die Systemkompressibilität des Testequipments ersetzt wird.

In Bild 12 sind die aufgezeichneten Messwerte während eines Pulse-Tests, der in einer anderen Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim durchgeführt wurde, dargestellt. Nach dem Setzen des Packers um 12:30 Uhr wurde um 12:56 Uhr das Testventil für wenige Sekunden geöffnet, um den aus der Wassersäule im Testrohr resultierenden Druckimpuls als Pulse-Test in die Teststrecke zu übertragen. Der sich

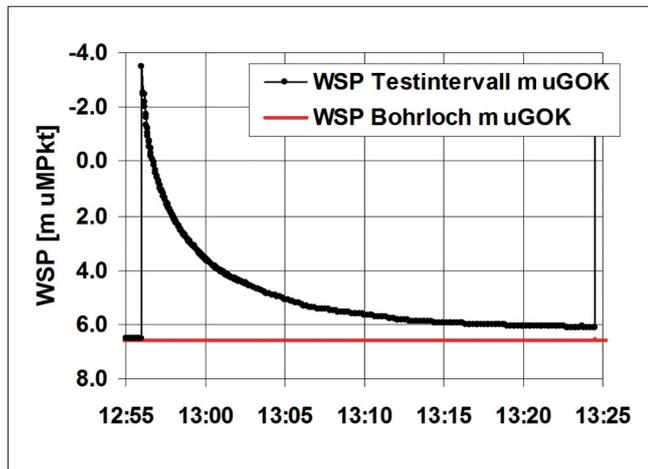


Bild 12: Messergebnisse eines Pulse-Tests (PULSE)
 Figure 12: Measurement results of a pulse test

nach dem Schließen des Testventils in der Teststrecke einstellende Druckabbau wurde bis 13:25 Uhr gemessen.

Die Auswertung des Pulse-Test ist in Bild 13 dargestellt. Die mit dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967) ermittelte Transmissivität liegt bei $6 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, woraus bei einer Teststreckenlänge von 0,9 m eine mittlere Gebirgsdurchlässigkeit im Bereich des Testabschnitts von $k = 7 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ resultiert.

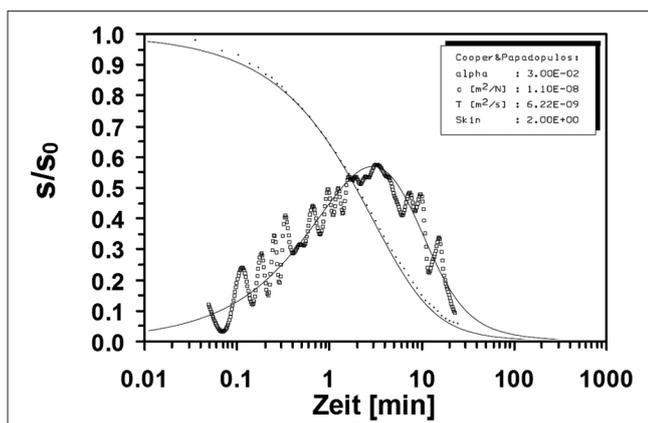


Bild 13: Auswertung des Pulse-Tests mit dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967)
 Figure 13: Evaluation of the pulse test using the type curve method according to Cooper et al. (1967)

4.3.3 Drill-Stem-Test Drill stem test

Drill-Stem-Tests eignen sich zur Durchlässigkeitsbestimmung in schwach durchlässigem Untergrund ($k = \text{ca. } 10^{-6} - 10^{-8} \text{ m/s}$). Der Drill-Stem-Test besteht aus einer

Fließ- und einer Schließphase. Das Testventil bleibt geöffnet, bis aus der Änderung Δh der Wassersäule im Testrohr mit dem Radius r_0 über die Zeit Δt eine Fließrate $Q = (\Delta h \cdot \pi \cdot r_0^2) / \Delta t$ bestimmt werden kann. Hierzu wird die anfängliche lineare Wasserdruckänderung in der Größenordnung von i. d. R. einigen cm bis wenigen dm WS (ca. 10% der maximalen Druckänderung) benötigt. Danach wird die Fließphase durch Schließen des Ventils beendet. Während der Schließphase wird die Wiedereinstellung des Ruhedrucks im Testabschnitt gemessen. Mit der ermittelten Fließrate Q kann der Druckverlauf nach Schließen des Testventils (Schließphase) wie ein Wiederanstieg nach einem Pumpversuch bzw. wie eine Druckerholung nach einem Injektionsversuch ausgewertet werden.

Bild 14 zeigt die aufgezeichneten Messwerte während eines Drill-Stem-Tests, der ebenfalls in einer weiteren Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim durchgeführt wurde. Die Messwertaufzeichnung umfasst den kurzen Messzeitraum von zwei Minuten zwischen 13:24 Uhr und 13:26 Uhr. Das Testventil wurde um 13:24:45 Uhr bei einem hydraulischen Ruhepotenzial von ca. 3 m unter Gelände geöffnet, wodurch der Wasserdruck im Testabschnitt um ca. 4 m WS angehoben wurde. Danach fließt das Wasser aus dem bis ca. 1 m über Gelände gefüllten Testrohr zunächst wie bei einem Slug-Test über die abgepackte Teststrecke ins Gebirge ab. Durch Schließen des Testventils um 13:25:01 Uhr wird die Fließphase beendet und es wird der sich danach ergebende Druckabbau bis zur Einstellung des Ruhepotenzials gemessen (Schließphase). Aus dem Testrohrradius $r_0 = 23,5 \text{ mm}$

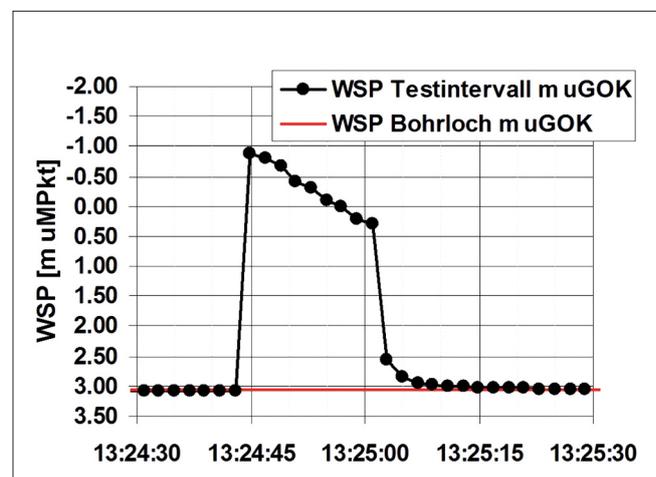


Bild 14: Messergebnisse eines Drill-Stem-Tests (DST)
 Figure 14: Measurement results of a drill stem test

und der Wasserspiegelabsenkung im Testrohr $\Delta h = \text{ca. } 1,3 \text{ m}$ während der Fließphase $\Delta t = 16 \text{ s}$ ergibt sich eine Injektionsrate $Q = 0,14 \text{ l/s}$.

In Bild 15 ist die Auswertung der Schließphase des Drill-Stem-Tests (DST) mit dem Typkurvendeckungsverfahren nach Bourdet et al. (1983) dargestellt. Die Schließphase nach dem DST wird damit wie der Wiederanstieg nach einem Pumpversuch bzw. der Druckwiederabfall nach einem KRI ausgewertet. Mit der aus der Typkurvendeckung erhaltenen Transmissivität $T = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ ergibt sich bei einer Länge der Teststrecke von 2 m eine mittlere Gebirgsdurchlässigkeit im Bereich der Teststrecke von $k = 9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.

Die ermittelte Gebirgsdurchlässigkeit liegt damit deutlich über dem Durchlässigkeitsbereich, für den der DST idealerweise das geeignete Verfahren darstellt. Dies zeigt sich hier in der sehr kurzen Versuchsdauer und dem relativ hohen Druckabfall in der Fließphase, der den üblicherweise angesetzten Anteil von ca. 10% der gesamten Druckänderung deutlich überschreitet. Auf Grund der vergleichsweise hohen Durchlässigkeit des Festgesteins im Bereich der Teststrecke ist der Druckabfall während der Schließphase bis zum Erreichen des Ruhedrucks sehr rasch, sodass nur relativ wenige Messwerte während dieses Zeitabschnittes für die Auswertung verwendet werden konnten.

Wie aus dem Beispiel ersichtlich, kann der DST mit entsprechend kurzer Fließphase jedoch auch in durchlässigerem Untergrund eingesetzt werden. Ein Nachteil

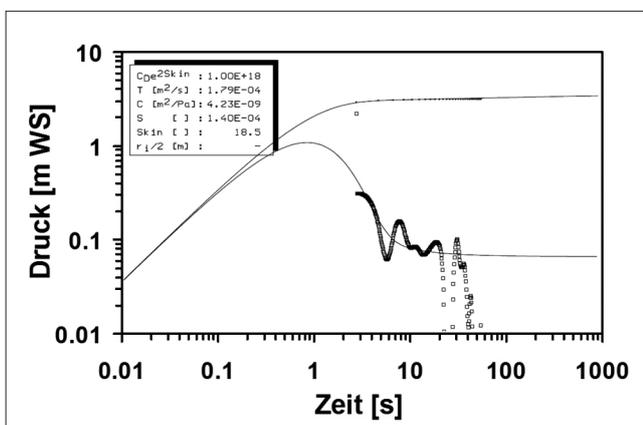


Bild 15: Auswertung des Drill-Stem-Tests (DST) mit dem Typkurvendeckungsverfahren nach Bourdet et al. (1983)

Figure 15: Evaluation of the drill stem test using the type curve method according to Bourdet et al. (1983)

der kurzen Fließphase ist jedoch, dass der Versuch nur eine geringe Reichweite um das Bohrloch erreicht. Bei einem KRI können mit entsprechend langen Injektionsphasen größere Reichweiten erzielt werden. Das Ergebnis wäre dann für ein entsprechend größeres Gebirgsvolumen repräsentativ.

Mit entsprechend langen Fließphasen können mittels DST auch Transmissivitäten von sehr schwach durchlässigem Untergrund bestimmt werden. Vorteil gegenüber dem Pulse-Test ist dabei eine größere Reichweite, Nachteil ist allerdings eine deutlich längere Testdauer.

5 Schlussfolgerungen

Conclusions

Zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit von Festgestein werden häufig Wasserdruckversuche (WD-Tests) durchgeführt. WD-Tests dienen zur Beurteilung des Verformungsverhaltens des Gebirges in Abhängigkeit vom aufgebrachtten hydraulischen Druck und der Verpressfähigkeit des Gebirges. Zur Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit sind WD-Tests jedoch nicht geeignet, da lediglich quasi-stationäre Strömungszustände ausgewertet werden, wodurch wesentliche Strömungseinflüsse nicht erkannt und deshalb bei der Auswertung auch nicht berücksichtigt werden können.

Dagegen sind Bohrlochversuche mit instationärer Auswertung der Versuchsergebnisse, durch die die wesentlichen Strömungseinflüsse erkannt, interpretiert und berücksichtigt werden können, zur zuverlässigen Ermittlung von Gebirgsdurchlässigkeiten geeignet. Die erforderlichen Versuchseinrichtungen wie auch die Versuchsdauer sind dabei weitgehend gleich wie beim klassischen WD-Test, die Versuchsdurchführung zielt jedoch auf die Gewinnung und Auswertung definierter zeitlicher Druckänderungen. Die Versuchsart richtet sich nach der zu erwartenden Größenordnung der Gebirgsdurchlässigkeit, die aus Beobachtungen während des Bohrens und der Aufnahme der Bohrkerns abzuschätzen ist. Die Auswertung der Versuche erfordert gegenüber dem WD-Test einen höheren Zeitaufwand, entsprechende EDV-gestützte Auswerterroutinen sowie insbesondere vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet der geohydraulischen Erkundung.

Um die räumliche Verteilung der Gebirgsdurchlässigkeit zuverlässig ermitteln zu können, sind die Versuche in einer ausreichenden Anzahl über den Versuchsbereich verteilter Bohrungen sowie tiefendifferenziert durchzuführen.

6 Literatur *References*

Busch, K.-F., Luckner, L., Thiemer, K. (1993): Geohydrologik. Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 3, 3. Auflage, Gebrüder Bornträger, Berlin, Stuttgart.

Bourdet, D., Whittle, T. M., Douglas, A. A., Pirard, Y. M. (1983): A new set of type curves simplifies well test analysis. World Oil (May 1983), 7 S., 10 Abb., 3 Tab.; Houston, Texas.

Cooper, H. H., Bredehoeft, J. D., Papadopoulos, I. S. (1967): Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Charge of Water. Water Resources Research, Vol. 3, No. 1, pp. 263-269.

DGEG (1984): Wasserdruckversuch in Fels – Empfehlung Nr. 9 des Arbeitskreis 19 – Versuchstechnik Fels der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.

DIN EN ISO 22282-3 (2008): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geohydraulische Versuche – Teil 3: Wasserdruckversuch im Fels. Beuth Verlag, Berlin.

DIN EN ISO 22282-4 (2008): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geohydraulische Versuche – Teil 4: Pumpversuche. Beuth Verlag, Berlin.

DIN EN ISO 22282-6 (2008): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geohydraulische Versuche – Teil 6: Wasserdurchlässigkeitsversuche im Bohrloch unter Anwendung geschlossener Systeme. Beuth Verlag, Berlin.

Ewert, F.-K. (2004): 70 Jahre Erfahrungen mit WD-Versuchen – wozu sind sie nützlich? Geotechnik 27, Nr. 1, S. 13-23.

Gringarten, A. C., Bourdet, D., Landell, P. A., Kniazeff, V. J. (1979): A comparison between different skin and wellbore storage type-curves for early-time transient analysis. Presented at the SPE-AIME 54th Annual Technical Conference and Exhibition, Society of Petroleum Engineers, SPE-8205; Las Vegas, Nevada.

Herth, W., Arndts, E. (1994): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Jacob, C. E. (1940): On the Flow of Water in an Elastic Artesian Aquifer. Transactions Amer. Geophys. Union, pp. 574-586.

Kruseman, G. P., de Ridder, N. A. (1991): Analysis and Evaluation of Pumping Test Data. Publication 47, International Institute for Land Reclamation and Improvement ILRI, Second Edition, Wageningen, The Netherlands.

Odenwald, B., Hekel, U., Thormann, H. (2009): Kap. 10: Grundwasserströmung - Grundwasserhaltung. In: Witt, K. J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, 7. überarbeitete u. aktualisierte Auflage, S. 485-654, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Odenwald, B., Schwab, R. (2004): Grundwasserhaltung beim Neubau einer Schleuse im Mittellandkanal mittels Grundwassermodellierung. Tiefbau, 116. Jahrgang, Heft 3, S. 126-128.

Theis, C. V. (1935): The Relation between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well using Groundwater Storage, Transactions Amer. Geophys. Union, pp. 519-524.

Der Einfluss eines Auflastfilters auf die Bruchmechanik beim hydraulischen Grundbruch

Influence of a Surcharge Filter on the Failure Mechanisms during Hydraulic Heave

Dipl.-Ing. Philipp Schober, Universität der Bundeswehr München;

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

Zur Verifizierung und Fortschreibung eines theoretischen, auf Grundlage numerischer Strömungsrechnungen erstellten Berechnungsansatzes zum Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter wurden zahlreiche großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Dabei wurde insbesondere der Einfluss der Dicke des Auflastfilters sowie der Einbindetiefe der Baugrubenumschließung auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch sowie den Bruchmechanismus und die Bruchkörperform untersucht. Die Ergebnisse der Modellversuche sowie erste Erkenntnisse werden vorgestellt.

Numerous full-scale model tests were performed in order to verify and further develop a theoretical calculation method based on numerical flow computations for the verification of safety against hydraulic heave in cases where a surcharge filter is installed in an excavation. The effect of the filter thickness and the embedment depth of the enclosure of the excavation pit on the safety against hydraulic heave, the failure patterns and the shape of the failure body were investigated. The results of the model tests and preliminary findings are presented.

1 Einführung *Introduction*

Der hydraulische Grundbruch war in der Vergangenheit schon oft Gegenstand von experimentellen und theoretischen Untersuchungen. Unter anderem haben sich Terzaghi (1922 und 1925), Bazant (1940), Kastner (1943), McNamee (1949), Ehß (1960), Senkto (1961), Terzaghi und Peck (1961), Müller-Kirchenbauer (1964), Davidenkoff (1970) und Knaupe (1970) mit dem hydraulischen

Grundbruch eingehend beschäftigt. Gegenstand dieser Veröffentlichungen ist der Versagensmechanismus beim hydraulischen Grundbruch in nicht bindigen Böden. In einigen der o.g. Arbeiten wurden auch Bemessungsvorschläge erarbeitet. Auf Grund der Vielzahl von Veröffentlichungen zu diesem Thema könnte man zu der Erkenntnis kommen, dass der hydraulische Grundbruch bereits ausreichend untersucht wurde und daher geeignete Bemessungsansätze für unterschiedliche Randbedingungen existieren. Dies trifft aber nur für den hydraulischen Grundbruch in homogenem Untergrund ohne baugrubenseitige Sicherung durch einen Auflastfilter zu.

Untersuchungen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter wurden bis heute jedoch lediglich von Terzaghi (1922 bzw. 1925) und Davidenkoff (1970) durchgeführt. Terzaghi (1922) untersuchte als Erster den hydraulischen Grundbruch mit baugrubenseitigem Auflastfilter an einem Modell eines Stauwerks. So schrieb er schon damals: „*Theorie und Versuche haben gezeigt, dass die durchlässige Last ein unfehlbares Mittel zur Verhütung sowohl von Erosions- als auch von Erddruck-Grundbrüchen darstellt*“. Für die Versuche zum hydraulischen Grundbruch mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter verwendete Terzaghi durchlässigen Bleischrot als Filtermaterial. Mit Hilfe dieser Versuche stellte er fest, dass auch „*geringfügige, an die passende Stelle aufgebrachte, durchlässige Lasten*“ eine außerordentliche Wirksamkeit haben. Die zum Erreichen des hydraulischen Grundbruchs erforderlichen Potenzialhöhen waren weitaus höher als die theoretisch berechneten. Nach Terzaghi (1925) muss bei einer Vergrößerung der kritischen Stauhöhe die zusätzliche Auftriebskraft durch einen Auflastfilter kompensiert werden, wobei sowohl die erforderliche Größe (Dicke) als auch die örtliche Verteilung des Auflastfilters von

den an der Auftriebsfläche wirkenden Auftriebskräften abhängt. Die Verteilung des Auflastfilters ist demnach den statischen Untersuchungen anzugleichen, wobei eine genaue Aussage über die erforderliche Breite des Auflastfilters nicht getroffen wird.

In Terzaghi und Peck (1961) wird die halbe Höhe des am Druckabbau beteiligten durchströmten Bereichs vor dem Wandfuß als maßgebende Breite des zu untersuchenden Bruchkörpers (Ersatzkörpers) angegeben. Dieser Berechnungsansatz ist auch nach den heute gängigen Regelwerken (z. B. EAU (2004) und EAB (2006)) zu verwenden. Die zahlreichen Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch ohne Auflastfilter haben gezeigt, dass bei Ansatz des vereinfachten Bruchkörpers nach Terzaghi/Peck zuverlässige Ergebnisse erzielt werden. Dies wurde auch durch eigene experimentelle Untersuchungen bestätigt.

Zum hydraulischen Grundbruch mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter gibt es jedoch nur wenige Untersuchungen, die auch keine eindeutigen Ergebnisse zum Ansatz des Bruchkörpers liefern. So wird von Terzaghi (1925) zwar beschrieben, dass ein Auflastfilter Einfluss auf die Abmessungen des Bruchkörpers hat. Dem widersprechend wird in Terzaghi und Peck (1961) aber empfohlen, auch bei Verwendung eines Auflastfilters ein Bodenprisma mit einer Breite von $t/2$ (t : Höhe des Bodenkörpers an der umströmten Wand vom Wandfuß bis zur Unterkante des Auflastfilters) als Bruchkörper anzusetzen. Wie bereits erwähnt, wird dieser Ansatz auch heute noch von den in Deutschland geltenden Regelwerken empfohlen. Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter wird daher mit einem angenommenen Bruchkörper durchgeführt, auf dessen Form und Größe weder die Potenzialdifferenz Δh noch die Dicke des Auflastfilters d_f Einfluss haben.

Ein Schadensfall bei einer Baumaßnahme an einer Bundeswasserstraße war der Anlass für die Untersuchungen von Odenwald und Herten (2008) zum Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei baugrubenseitiger Sicherung unterströmter Wände durch einen Auflastfilter. Das dabei auf Grundlage numerischer Strömungsberechnungen entwickelte Verfahren zur Ermittlung der erforderlichen Dicke eines Auflastfilters unter Berücksichtigung der unterhalb des Wandfußes wirkenden Strömung wird im Abschnitt 3 kurz dargestellt.

2 Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch

Verification of hydraulic heave

Wird innerhalb einer Baugrubenumschließung der Grundwasserstand bis auf die Baugrubensohle abgesenkt, führt diese Grundwasserabsenkung zu einer aufwärts gerichteten Strömung vom Fuß der Baugrubenumschließungswand bis zur Baugrubensohle. Wenn die dadurch verursachte Strömungskraft S die Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb G' sowie weitere mögliche stabilisierende Kräfte R' kompensiert, so resultiert daraus ein hydraulischer Grundbruch (siehe Bild 1). Dies kann zu einer raschen Flutung der Baugrube auf Grund rückschreitender Erosion unterhalb des Wandfußes sowie zu einem Einsturz der Baugrube führen.

Nach DIN 1054 (2005) und nach Handbuch Eurocode 7-1 (2011) erfolgt der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch basierend auf dem Ansatz von Terzaghi/Peck (Terzaghi und Peck, 1961) oder von Baumgart/Davidenkoff (Davidenkoff, 1970). Bei beiden Verfahren werden lediglich die Strömungskraft S und die Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb G' berücksichtigt, wobei mögliche Reibungskräfte vernachlässigt wer-

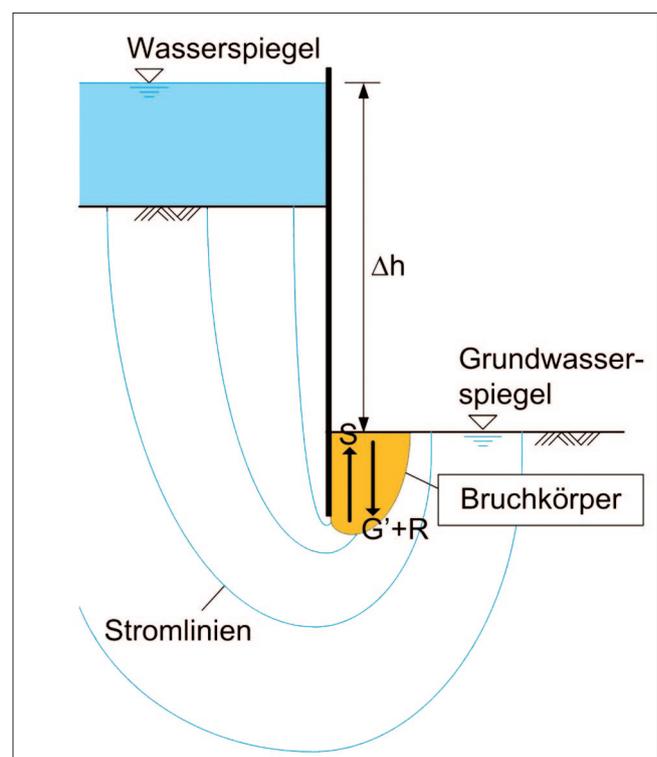


Bild 1: Hydraulischer Grundbruch an einer Baugrubenumschließungswand

Figure 1: Hydraulic heave at a wall of an excavation pit

den. Beim Berechnungsverfahren von Terzaghi/Peck wird der Bruchkörper für den Ansatz der Kräfte durch einen vereinfachten prismatischen Ersatzkörper abgebildet, an dem die Kräfte S und G' ermittelt werden. Die Höhe des Ersatzkörpers entspricht der Einbindetiefe t der Wand von deren Fuß bis zur Baugrubensohle und die Breite b der halben Einbindetiefe ($b = t/2$). Nach Baumgart-Davidenkoff wird der Nachweis für einen Ersatzkörper mit zu vernachlässigender Breite (Stromfaden), der ebenfalls von der Baugrubensohle bis zum Wandfuß reicht, geführt. Da bei einer Wandunterströmung das Grundwasserpotenzial am Wandfuß immer höher ist als das mittlere Potenzial an der Unterkante des Ersatzkörpers nach Terzaghi-Peck, liegt der Nachweis nach Baumgart-Davidenkoff gegenüber dem Nachweis nach Terzaghi-Peck stets auf der sicheren Seite.

Bei Verwendung eines Auflastfilters reicht die Höhe des nach Terzaghi-Peck für den Nachweis anzusetzenden Ersatzkörpers vom Wandfuß bis zur Oberfläche des Auflastfilters ($d = t + d_F$, mit d_F : Dicke des Auflastfilters). Die Breite des Ersatzkörpers entspricht in diesem Fall nach Terzaghi und Peck (1961) jedoch nur der halben Einbindetiefe der Wand unter der Baugrubensohle ($b = t/2$). Der Auflastfilter wird bei der Festlegung der Breite des Ersatzkörpers nicht berücksichtigt. Dies setzt voraus, dass das Filtermaterial ausreichend fein (filterstabil gegenüber dem Bodenmaterial) ist, um einen Transport von Bodenmaterial in den Filter zu verhindern, und ausreichend grob ist, um das in den Filter eintretende Wasser ohne relevanten Potenzialabbau abzuführen.

3 Nachweisverfahren unter Berücksichtigung der Strömung unterhalb des Wandfußes

Verification method taking the groundwater flow below the wall toe into consideration

Die Untersuchungen von Odenwald und Herten (2008) basieren auf numerischen Strömungsberechnungen auf Grundlage eines stationären, vertikal-ebenen Grundwassermodells (Bild 2) unter vereinfachten Modellannahmen. Diese bestehen insbesondere in den Annahmen eines Grundwasserrandpotenzials an den oberen Modellrändern beidseits der unterströmten Wand entsprechend der Höhe der Gelände- bzw.

Baugrubenoberfläche (ohne Auflastfilter), einer vernachlässigbaren Wanddicke, eines ausreichend großen Modellgebietes ohne relevanten Einfluss der weiteren Modellränder auf die maßgebende Umströmung der Wand und einer homogenen und isotropen Durchlässigkeit des Bodens im gesamten Modellgebiet. Weiterhin wurde angenommen, dass zur Sicherung gegen hydraulischen Grundbruch baugrubenseitig der Wand ein Auflastfilter mit der Dicke d_F aufgebracht ist. Dabei wurde vereinfacht das Grundwasserpotenzial auf Höhe der Unterkante des Auflastfilters als Randbedingung angesetzt. D.h. der Auflastfilter wurde als nicht durchströmt und nicht eingestaut angenommen. Dadurch hat er keinen Einfluss auf die Strömungsverhältnisse, sondern stellt lediglich eine baugrubenseitige Auflast dar.

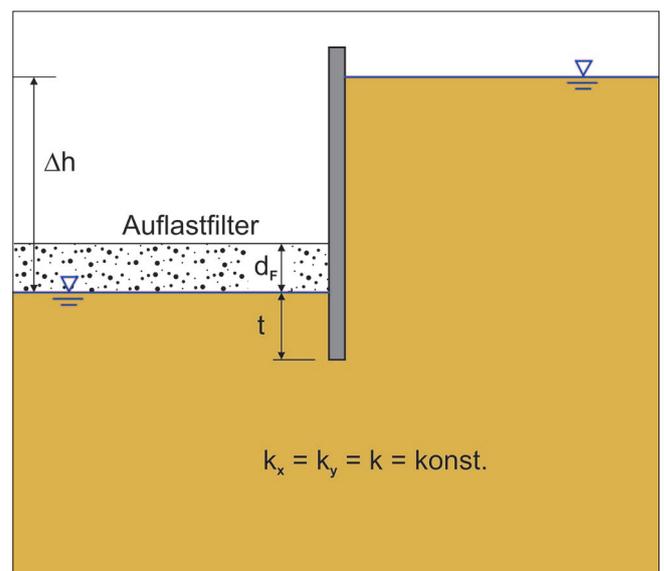


Bild 2: Vereinfachtes Strömungsmodell
Figure 2: Simplified flow model

Auf Grundlage dieser Modellannahmen ist die Grundwasserpotenzialverteilung nur abhängig von den beiden geometrischen Größen t (Einbindetiefe der Wand unter Baugrubensohle) und Δh (Grundwasserpotenzialdifferenz) und lässt sich somit in Abhängigkeit vom Verhältnis $t/\Delta h$ beschreiben.

Nach den Berechnungsansätzen von Terzaghi/Peck und Baumgart/Davidenkoff resultiert die Strömungskraft aus der Restpotenzialdifferenz Δh_r zwischen der Unterkante des Ersatzkörpers und der Baugrubensohle. Da in dem verwendeten vereinfachten Strömungsmodell die Potenzialverteilung nur vom Verhältnis der Einbindetiefe t der Wand unter der Baugrubensohle zur

Potenzialdifferenz Δh abhängt, lässt sich der Quotient aus der Restpotenzialdifferenz am Ersatzkörper und der gesamten Potenzialdifferenz $\Delta h_r/\Delta h$ als Funktion von $t/\Delta h$ darstellen (Bild 3). Da in diesen Berechnungsansätzen die Höhe des Ersatzkörpers nur bis zum Wandfuß reicht, nimmt die für die Bestimmung der Strömungskraft maßgebende Restpotenzialdifferenz mit geringer werdender Einbindetiefe der Wand bis auf Null ab. Eine aufwärts gerichtete Strömungskraft unterhalb des Wandfußes wird bei diesen Ansätzen nicht berücksichtigt.

Die Verwendung der Abhängigkeit von $\Delta h_r/\Delta h$ als Funktion von $t/\Delta h$ ermöglicht die Bestimmung der erforderlichen Dicke des Auflastfilters d_F aus der dimensionslosen Kennzahl $d_F/\Delta h \cdot \gamma_F/\gamma_W$ (γ_F : Wichte des Filtermaterials, γ_W : Wichte von Wasser) in Abhängigkeit von $t/\Delta h$ und γ'/γ_W (γ' : Wichte des Bodens unter Auftrieb). In Bild 4 ist diese funktionale Beziehung für $\gamma'/\gamma_W=1,0$ dargestellt.

Wie erwartet steigt die erforderliche Filterdicke bei konstanter Potenzialdifferenz mit abnehmender Einbindetiefe zunächst an. Bei konstanter Potenzialdifferenz nimmt die erforderliche Filterdicke jedoch nach Erreichen eines Maximums für eine bestimmte Einbindetiefe mit weiterer Reduzierung der Einbindetiefe wieder bis auf Null ab. Dies resultiert aus dem Ansatz eines von

der Baugrubensohle nur bis zur Unterkante der Wand reichenden Ersatzkörpers zur Bestimmung der Strömungskraft. Dieser nur bis zum Wandfuß reichende Ersatzkörper ist offensichtlich zur Bestimmung der maßgebenden Strömungskraft für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei Wänden mit geringer Einbindetiefe und baugrubenseitigem Auflastfilter nicht geeignet.

Um beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch die Vertikalströmung unterhalb des Wandfußes zu berücksichtigen, muss der für das Kräftegleichgewicht verwendete Ersatzkörper angepasst werden. Dazu wird der Ersatzkörper um die Tiefe Δz unterhalb des Wandfußes verlängert, bis zu der der vertikale Anteil des lokalen hydraulischen Gradienten den Grenzgradienten $i_{gr} = \gamma'/\gamma_W$ überschreitet. Unterhalb dieses Bereiches ist das spezifische Gewicht des Bodens stets größer als die aufwärtsgerichtete spezifische Strömungskraft, sodass das lokale Grenzgleichgewicht nicht überschritten wird.

Für den verlängerten, bis unter den Wandfuß reichenden Ersatzkörper lässt sich die Strömungskraft und die Gewichtskraft unter Auftrieb entsprechend der Vorgehensweise beim nicht angepassten Ersatzkörper ermitteln. Daraus kann ebenfalls die dimensionslose

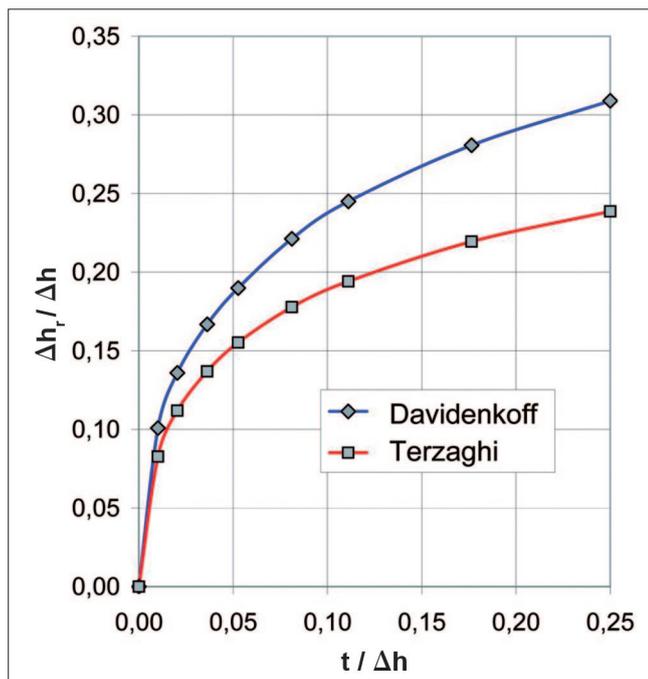


Bild 3: Restpotenzialdifferenz Δh_r am Ersatzkörper
Figure 3: Residual potential difference Δh_r at the equivalent soil block

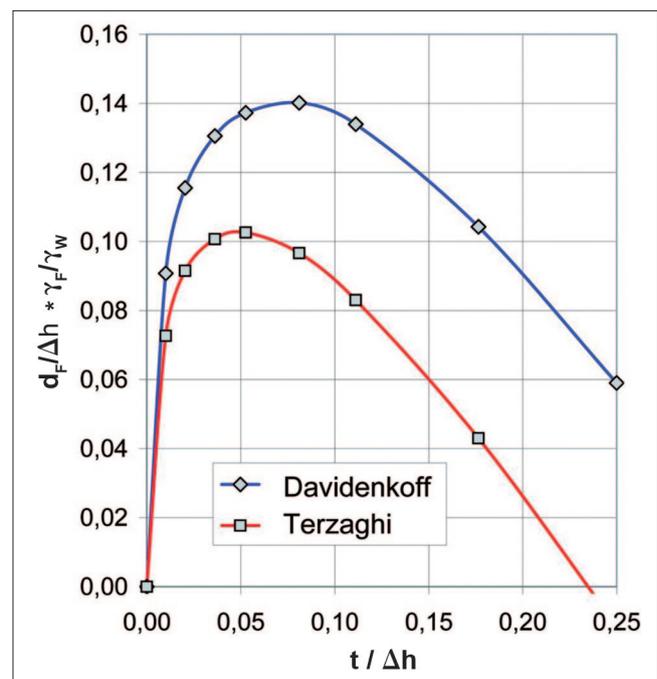


Bild 4: Erforderliche Filterhöhe d_F
Figure 4: Required filter thickness d_F

Kennzahl zur Ermittlung der erforderlichen Höhe des Auflastfilters in Abhängigkeit von $t/\Delta h$ und γ'/γ_w beschrieben werden. Dies ist in Bild 5 für $\gamma'/\gamma_w = 1,0$ in Anlehnung an den Nachweis nach Baumgart/Davidenkoff für das Kräftegleichgewicht am verlängerten Ersatzkörper mit Anpassung an die Strömungsverhältnisse unterhalb des Wandfußes sowie zum Vergleich am Ersatzkörper ohne Anpassung (ab Wandfuß) dargestellt.

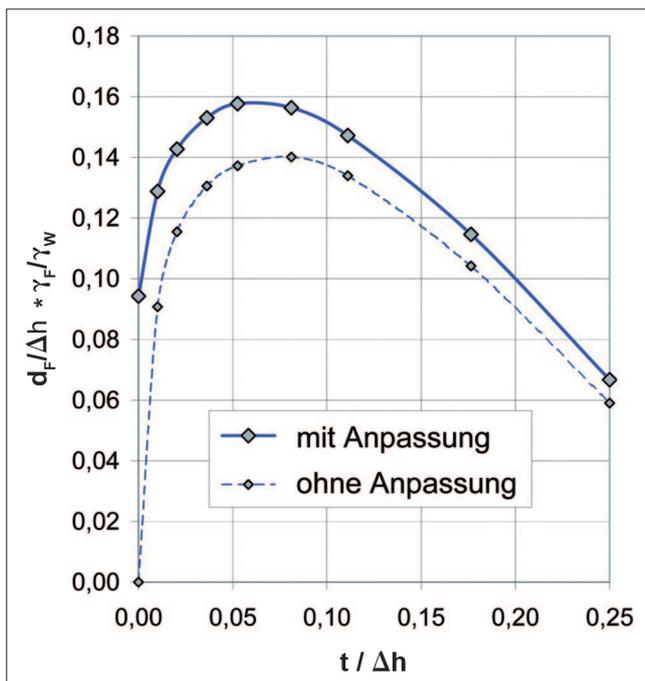


Bild 5: Erforderliche Filterhöhe d_f bei Ansatz des angepassten und des nicht angepassten Ersatzkörpers
 Figure 5: Required filter thickness d_f using the extended and the conventional equivalent soil block

Im Gegensatz zu den Berechnungsergebnissen bei Ansatz des nicht angepassten, bis zum Wandfuß reichen Ersatzkörpers ergeben die Berechnungen unter Berücksichtigung des an die Strömungsverhältnisse unterhalb des Wandfußes angepassten Ersatzkörpers die Erfordernis eines Auflastfilters auch bei Reduktion der Wandeinbindetiefe bis auf Null. Jedoch wird auch hier bei konstanter Potenzialdifferenz ein Maximum für die Dicke des Auflastfilters bei einer bestimmten Einbindetiefe der Wand ermittelt und bei weiterer Reduzierung der Einbindetiefe der Wand ergibt sich ein Auflastfilter mit geringerer erforderlicher Dicke.

Im Aufsatz von Odenwald und Herten (2008) sind die Berechnungsgrundlagen für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch unter Verwendung des oben dargestellten Ansatzes detailliert beschrieben. Wei-

terhin dargestellt ist die Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 (2005) sowie die Bestimmung der erforderlichen Abmessungen des Auflastfilters ohne und mit Berücksichtigung von Reibungskräften im Filtermaterial.

4 Experimentelle Untersuchungen *Experimental investigations*

Da in den Untersuchungen von Odenwald und Herten (2008) stark vereinfachte Annahmen für den Ansatz des Bruchkörpers beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch zu Grunde gelegt wurden, wurden großmaßstäbliche Laborversuche konzipiert, um die Ergebnisse der Untersuchungen zu überprüfen. Zur Durchführung dieser Versuche wurde das Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr in München von der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe beauftragt.

Das Ziel der experimentellen Untersuchungen war, die kritische Potenzialdifferenz Δh_{krit} in Abhängigkeit der Einbindetiefe t und der Dicke des Auflastfilters d_f zu bestimmen. Anschließend wurden die Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der theoretischen Untersuchungen verglichen. Da, wie bereits in Abschnitt 1 beschrieben, nur unzureichende Erkenntnisse über den Einfluss eines Auflastfilters und dessen Dicke d_f auf die Bruchfigur und die Abmessungen des Bruchkörpers vorliegen, wurden die durchgeführten Versuche auch dazu verwendet, diese Einflüsse auf die Bruchfigur näher zu untersuchen.

4.1 Aufbau und Konstruktion der Versuchsanlage

Design and construction of the experimental device

Für die experimentellen Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch bei baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter wurde ein eigener Versuchsstand konstruiert, bei dem eine stufenlose Variation der Einbindetiefe t und der Dicke des Auflastfilters d_f möglich war.

Zur Festlegung der Abmessungen des Versuchsstandes wurden vorab numerische Berechnungen anhand eines vertikal-ebenen, stationären Strömungsmodells durch-

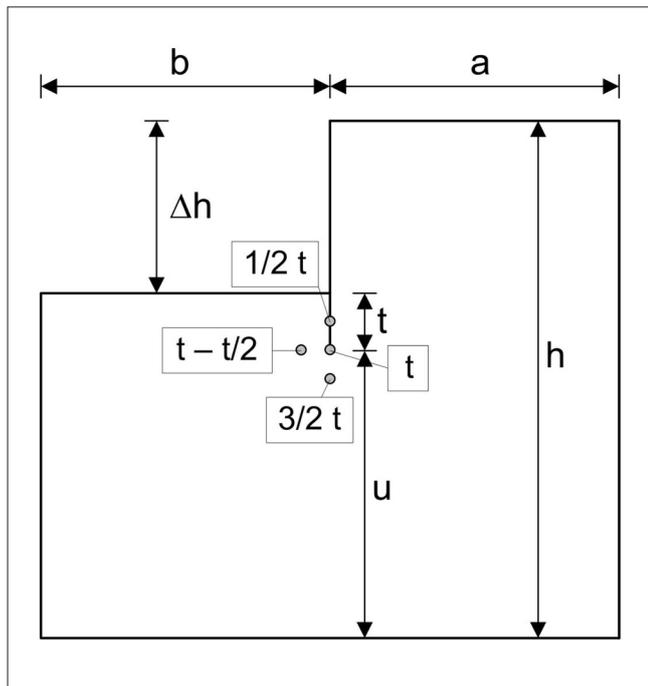


Bild 6: Abmessungen des numerischen Modells zu Untersuchung des Einflusses der Modellränder auf den Potenzialabbau im Umströmungsbereich der Wand

Figure 6: Dimensions of the numerical model used to assess the influence of the model boundaries on the decrease in potential at the toe of the wall

geführt. Ziel war dabei die Ermittlung der erforderlichen Abmessungen, sodass die Durchströmung und damit die Potenzialverteilung in dem für den hydraulischen Grundbruch maßgebenden Umströmungsbereich der Wand möglichst wenig von den Modellrändern beeinflusst werden. Dazu wurden die Abmessungen des numerischen Modells so weit reduziert, bis die maßgebenden Abweichungen der Berechnungsergebnisse zum Ausgangsmodell ohne Randeinflüsse maximal 2 % betragen. Betrachtet wurde dabei die Veränderung der Restpotenzialdifferenz Δh_r in vier Punkten im Bereich des Fußpunktes der Zwischenwand (t , $1/2t$, $t-t/2$ und $3/2t$) (Bild 6). Für die versuchstechnisch bedingte maximale Höhe des Versuchskastens von 1,5 m wurden die weiteren Abmessungen des Versuchskastens, basierend auf den Ergebnissen der numerischen Berechnungen, wie folgt festgelegt: $a = 1,0$ m; $b = 0,7$ m und $u = 0,6$ m.

Der Versuchsstand besteht aus dem Versuchskasten und einem Überlaufbehälter, über welchen die Potenzialdifferenz gesteuert wird (Bild 7). Um die Vorgänge vor und während des hydraulischen Grundbruchs beobachten zu können, wurde der Versuchskasten aus

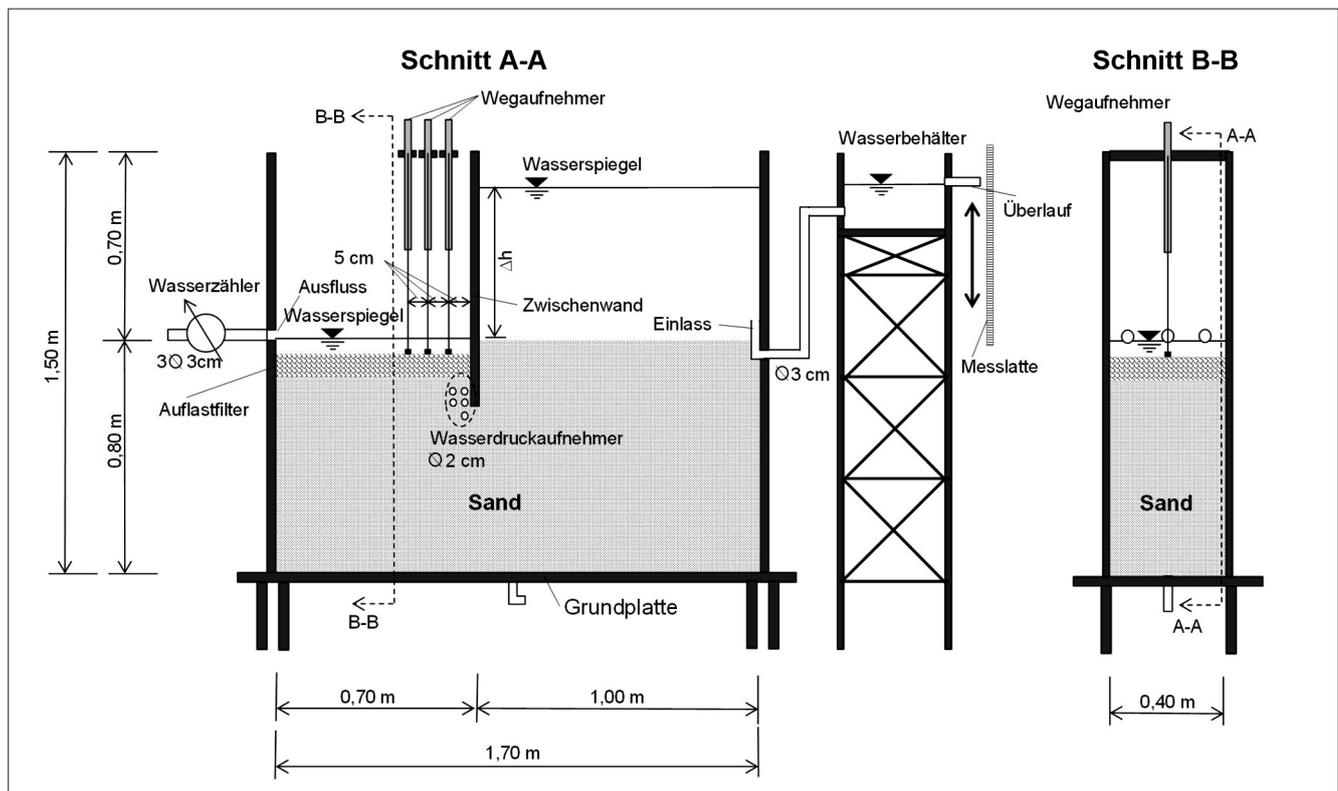


Bild 7: Aufbau des Versuchsstandes
Figure 7: Design of the test equipment

Plexiglas hergestellt. Auch die Zwischenwand, welche die Baugrubenwand simuliert, besteht aus Plexiglas. Der Einlass, welcher mit dem höhenverstellbaren Überlaufbehälter verbunden ist, und der Auslauf sind jeweils auf einer festen Höhe angeordnet. Der Auslauf besteht aus drei kreisförmigen Öffnungen mit einem Durchmesser von 3 cm, wodurch sichergestellt wurde, dass es zu keinem Aufstau des abströmenden Wassers kommt. Die Zwischenwand konnte durch spezielle Verstrebungen auf der für den jeweiligen Versuch erforderlichen Höhe fixiert werden. Die Erhöhung der Potenzialdifferenz erfolgte durch das Anheben des Druckbehälters mittels eines Hubwagens.

4.2 Messtechnik und Dokumentation

Instrumentation and documentation

Folgende Messtechnik wurde bei der Versuchsdurchführung eingesetzt (siehe Bild 7):

- 3 Wegaufnehmer in der Mitte des Versuchskastens
- 3 Druckaufnehmer im Bereich des Wandfußes
- Durchflussmessung mittels Kippzähler

Die Wegaufnehmer zeichneten dabei die Hebungen des Auflastfilters in der Mitte des Versuchskastens in einem Abstand von 5 cm, 10 cm und 15 cm von der Zwischenwand auf. Der Wasserdruck im Bereich des Wandfußes wurde von den Wasserdruckaufnehmern erfasst. So war ein Vergleich des nach der Potenzialtheorie theoretisch herrschenden Wasserdrucks und des tatsächlich gemessenen Wertes möglich. Anhand der Wasserdruckganglinien konnten Auflockerungen frühzeitig erkannt und der Einfluss dieser Auflockerungen auf den Potenzialabbau bestimmt werden.

Zur visuellen Dokumentation wurden Einzelbilder mittels Digitalkamera in bestimmten Zeitintervallen aufgenommen und die Versuche auf Video aufgezeichnet. Die Einzelbilder sind Grundlage der Versuchsauswertung mit der Particle Image Velocimetry (PIV) Methode. Die PIV-Methode ermöglicht eine genaue Erfassung aller Bewegungen im Versuchsboden. Somit ist, vorausgesetzt der Bruch findet an der beobachteten Seitenwand statt, eine genaue Identifizierung des Bruchkörpers in Abhängigkeit der Potenzialdifferenz möglich.

4.3 Versuchsmaterialien

Test soil materials

Als Versuchsboden (Basismaterial) wurde ein enggestufter Fein- bis Mittelsand mit einem Größtkorn von 1 mm verwendet. Die Korndichte des Sandes beträgt $\rho_s = 2,722 \text{ g/cm}^3$. Bei der Wahl des Materials für den baugrubenseitig eingebrachten Auflastfilter mussten die Bedingungen für die mechanische Filterstabilität und die hydraulische Filterwirksamkeit (Filterdurchlässigkeit) erfüllt werden. Nach der Filterregel von Terzaghi ergab sich für das gewählte Basismaterial ein gleichförmiger, enggestufter Grobsand und Feinkies für den Auflastfilter.

4.4 Versuchsablauf

Test procedure

Bis zum Versuchsstart befanden sich die Wasserstände auf beiden Seiten der Zwischenwand auf gleicher Höhe, d. h. es fand keine Strömung statt. Bei Versuchsbeginn wurde die Potenzialdifferenz um 10 cm erhöht. Die weitere Erhöhung der Potenzialdifferenz erfolgte in Stufen von 2 cm. Die Dauer der einzelnen Potenzialstufen wurde individuell auf Grundlage der gemessenen Potentiale am Wandfuß festgelegt. Nach Erhöhung der Potenzialdifferenz stieg das am Wandfuß gemessene Potenzial an und erreichte nach einer gewissen Zeit einen stationären Wert, was sich durch Abflachung der Kurve des gemessenen Wasserdruckes zeigte. War der stationäre Zustand erreicht, wurde die nächste Potenzialstufe aufgebracht. Die Potenzialdifferenz Δh wurde so lange erhöht, bis der hydraulische Grundbruch eintrat.

4.5 Versuchsergebnisse

Test results

4.5.1 Beobachteter Bruchablauf

Observed failure development

Zur Visualisierung und Charakterisierung des Versagensmechanismus beim hydraulischen Grundbruch wurde, wie bereits erwähnt, die PIV-Methode eingesetzt. Die Particle Image Velocimetry Methode ist eine photogrammetrische Auswertemethode, mit der schon kleinste Bewegungen der Sandkörner aufgenommen werden können. Im Gegensatz zu alternativen Mess-

methoden (z. B. farbliche Kennzeichnung von Einstreuschichten) können auch schon Bewegungen festgestellt werden, lange bevor der Bruchzustand erreicht ist. Mit der PIV-Methode kann sowohl die Größe als auch die Richtung der Translation festgestellt werden.

Bild 8 zeigt die mittels der PIV-Methode ermittelten absoluten Verschiebungen im Bereich des Fußes der Zwischenwand für verschiedene Potenzialdifferenzen Δh des Versuchs mit einer Einbindelänge von $t = 4$ cm und einer Dicke des Auflastfilters von ebenfalls $d_F = 4$ cm. Es ist zu erkennen, dass die absoluten Verschiebungen bei einer Potenzialdifferenz von $\Delta h = 42$ cm unterhalb des Wandfußes der Zwischenwand beginnen. Bei Erhöhung der Potenzialdifferenz breiten sich die Verschiebungen zuerst in Richtung der Baugrubenseite hin ($\Delta h = 46$ cm) und dann bis hinter die Zwischenwand aus ($\Delta h = 50$ cm - 54 cm). Erreichen die Verschiebungen die Oberseite des Bodens im Zustrombereich hinter der Wand, kommt es zum hydraulischen Grundbruch. Die beiden letzten Darstellungen in Bild 8 zeigen die Verschiebungen bei derselben Potenzialdifferenz ($\Delta h = 54$ cm), aber zu verschiedenen Zeitpunkten. Der beschriebene Versagensablauf konnte in nahezu allen durchgeführten Versuchen festgestellt werden.

4.5.2 Form und Breite des Bruchkörpers *Shape and width of the failure body*

Mittels der PIV-Methode wurde die Form und maximale Breite des Bruchkörpers bei allen Versuchen bestimmt. Vergleicht man die maximale Breite der Bruchkörper der einzelnen Versuche, zeigt sich deutlich, dass sowohl die Dicke des Auflastfilters d_F sowie die Einbindetiefe t der Wand einen Einfluss auf die Größe des Bruchkörpers haben. In Bild 9 ist die in einzelnen Versuchen ermittelte maximale Breite b des Bruchkörpers in Abhängigkeit von der Einbindetiefe t und der Dicke des Auflastfilters d_F zusammen mit der Breite $b = t/2$ des Ersatzkörpers nach Terzaghi-Peck dargestellt. Der Vergleich der tatsächlichen maximalen Breite des Bruchkörpers und der angesetzten Breite des Ersatzkörpers nach Terzaghi-Peck zeigt, dass die Breite des Ersatzkörpers deutlich geringer ist als die maximale Breite des beobachteten Bruchkörpers. Zu erkennen ist außerdem, dass die Breite des Bruchkörpers bei einer Dicke des Auflastfilters $d_F = 4$ cm bei der Einbindetiefe $t = 1$ cm ein Minimum erreicht. Dies deutet auf einen Zusammenhang zwischen der kritischen Potenzialdifferenz Δh_{krit} und der maximalen Breite b des Bruchkörpers hin. Weiterhin stimmt dies auch mit den Beobachtungen von Terzaghi und Peck (1961) überein, dass je nach Einstauhöhe die durch einen hydraulischen Grundbruch gefährdete Zone breiter sein kann als die halbe Einbindetiefe t .

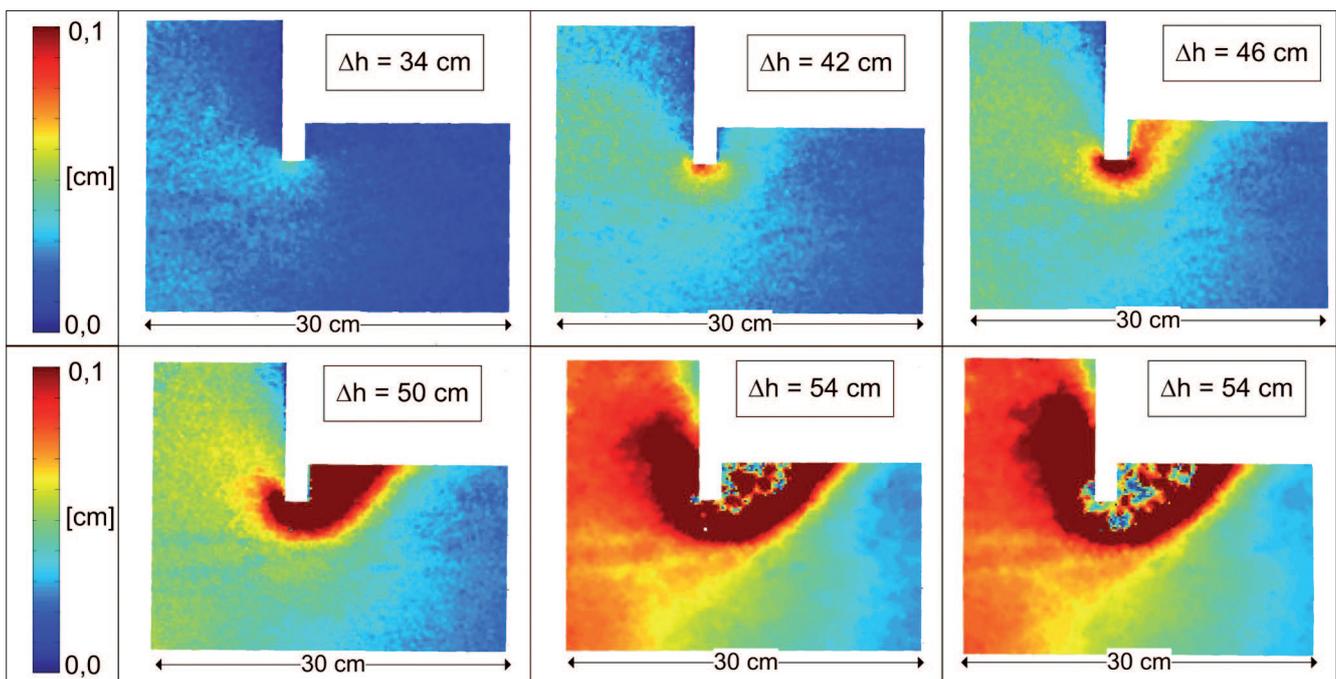


Bild 8: Beobachteter Verlauf des hydraulischen Grundbruchs (Versuch mit $t = 4$ cm und $d_F = 4$ cm)
 Figure 8: Observed development of hydraulic heave (test with $t = 4$ cm and $d_F = 4$ cm)

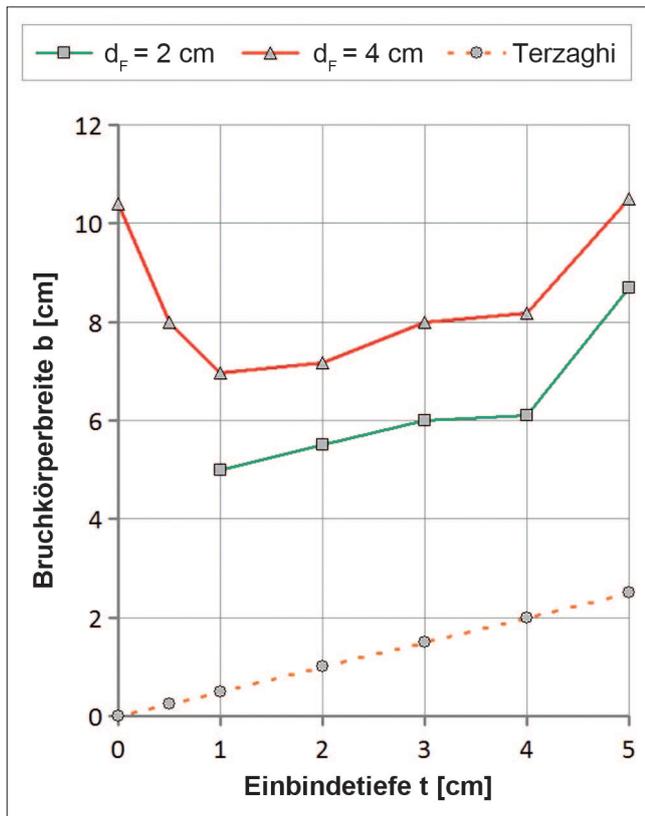


Bild 9: Breite des Bruchkörpers in Abhängigkeit von der Einbindetiefe der Wand und der Dicke des Auflastfilters

Figure 9: Width of the failure body in relation to the embedded depth of the wall and the thickness of the surcharge filter

4.5.3 Kritische Potenzialdifferenz Critical potential difference

Ein direkter Vergleich der Ergebnisse aus den Modellversuchen mit den Ergebnissen aus den theoretischen Untersuchungen von Odenwald und Herten (2008) ist auf Grund der unterschiedlichen Randbedingungen nicht möglich. Der wesentliche Unterschied ist, dass bei dem als Grundlage für die numerischen Berechnungen verwendeten Strömungsmodell von Odenwald und Herten (2008) vereinfacht angenommen wurde, dass sich die Grundwasseroberfläche beidseitig der umströmten Wand jeweils auf Höhe der Geländeoberfläche befindet. Dies bedingte auch, dass der Auflastfilter als nicht durchströmt angesetzt wurde.

Diese Randbedingungen konnten bei den hier durchgeführten experimentellen Untersuchungen aus versuchs-technischen Gründen nicht eingehalten werden. Vielmehr wurde der Boden im Versuchskasten beidseitig

der Wand sowie auch der Auflastfilter in allen Versuchen überstaut (Bild 7). Da die Potenzialdifferenz Δh in den hier durchgeführten Versuchen – im Gegensatz zu den numerischen Untersuchungen von Odenwald und Herten (2008) – unabhängig von der Höhendifferenz der Bodenoberflächen beidseitig der Wand ist, ergibt sich hier eine zusätzliche unabhängige Variable. Weiterhin kann der Einfluss der Wanddicke auf die Versuchsergebnisse hier nicht als vernachlässigbar angenommen werden. Aus diesen Gründen wurde darauf verzichtet, die Ergebnisse in dimensionsloser Form, ähnlich der von Odenwald und Herten (2008), darzustellen.

Um die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen mit denen der theoretischen Untersuchungen von Odenwald und Herten (2008) vergleichen zu können, wurden die Strömungsverhältnisse während den Modellversuchen durch numerische Strömungsmodellierungen nachgebildet. Darauf basierend wurden für die einzelnen Versuchsrandbedingungen die kritischen Potenzialdifferenzen auf Grundlage der vereinfachten, auf der sicheren Seite liegenden Berechnungsansätze von Odenwald und Herten (2008) ermittelt und mit den in den Versuchen beim Versagenszustand festgestellten kritischen Potenzialdifferenzen verglichen (Bild 10 und Bild 11). Dargestellt ist die kritische Potenzialdifferenz Δh_{krit} beim Bruchzustand für unterschiedliche Dicken d_F des Auflastfilters jeweils als Funktion der Einbindetiefe t der Wand.

Aus den Bildern 10 und 11 ist ersichtlich, dass sowohl die aus den Versuchen als auch die basierend auf den numerischen Strömungsberechnungen ermittelten Funktionen bei einer bestimmten Einbindetiefe t ein Minimum der kritischen Potenzialdifferenz Δh_{krit} aufweisen. Wird ausgehend von diesem Minimum die Einbindetiefe t weiter reduziert, so ergibt sich eine größere kritische Potenzialdifferenz Δh_{krit} , ebenso wie bei Vergrößerung der Einbindetiefe t der Wand. Damit werden die auf numerischen Strömungsberechnungen basierenden Erkenntnisse von Odenwald und Herten (2008) qualitativ bestätigt.

Auch Terzaghi (1925), der allerdings seine theoretischen Berechnungen auf der Grundlage eines anderen Ansatzes durchführte, stellte fest: „Die von der Filterlast zu kompensierenden Auftriebskräfte sind kleiner als die theoretischen. Die Ursache dieser Tatsache liegt in dem Umstand, dass sich der Sand unterhalb der Durch-

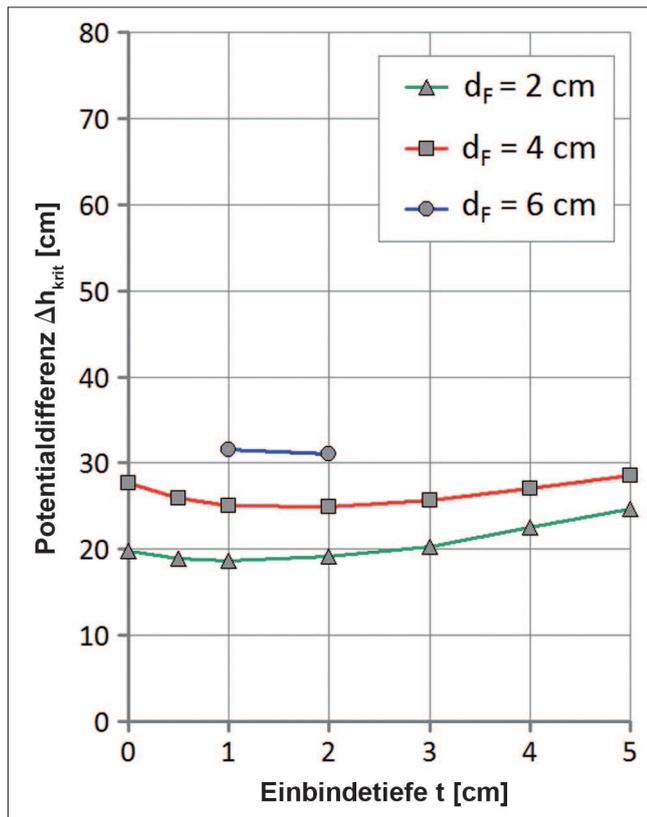


Bild 10: Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit angepassten Randbedingungen

Figure 10: Results of the numerical calculations with adapted boundary conditions

bruchstelle ebenso verspannt wie ein trockener Sand oberhalb eines nachgiebigen Bodenstreifens. Die Verspannung musste bei der Berechnung der Auftriebskräfte notgedrungen unberücksichtigt bleiben.“ Dieselbe Aussage, aber anders formuliert, trifft Terzaghi (1922): „Die Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch war ausnahmslos zufriedenstellend. Die beobachtete Stauhöhe war stets etwas größer als die theoretisch ermittelte, nachdem der Einfluss der im durchströmten Untergrund auftretenden Verspannungen des Sandes in der Theorie vernachlässigt wurde.“

Die Erhöhung der kritischen Potenzialdifferenz Δh_{krit} durch eine Reduktion der Einbindetiefe t der Wand bei gleicher Dicke des Auflastfilters soll durch die in Bild 12 dargestellten Versuchsergebnisse nochmals verdeutlicht werden. Bei einer Dicke des Auflastfilters von $d_f = 4$ cm und einer Einbindetiefe von $t = 4$ cm wird eine kritische hydraulische Potenzialdifferenz von $\Delta h_{krit} = 52$ cm erreicht. Wird derselbe Versuch ohne Einbindung der Wand in den Sand durchgeführt, wird eine kritische Potenzialdifferenz von $\Delta h_{krit} = 66$ cm erreicht. Durch

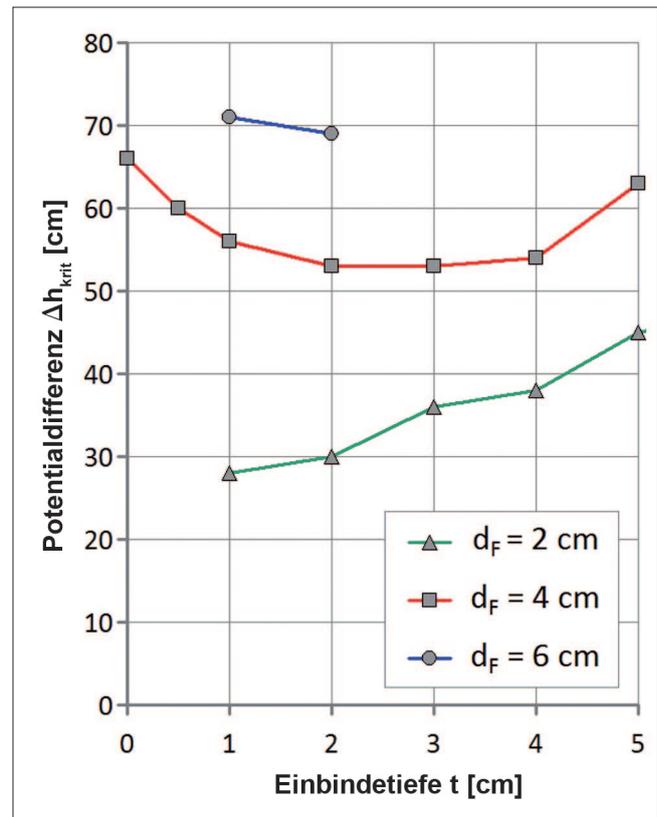


Bild 11: Versuchsergebnisse

Figure 11: Test results

eine Reduktion der Einbindetiefe t der Wand um 4 cm ergibt sich eine um 14 cm höhere kritische Potenzialdifferenz Δh_{krit} bis der hydraulische Grundbruch eintritt.

Weiterhin ist aus den Bildern 10 und 11 ersichtlich, dass die basierend auf den numerischen Strömungsberechnungen ermittelten kritischen Potenzialdifferenzen immer größer sind als die sich aus den Versuchen ergebenden kritischen Potenzialdifferenzen. Die Abweichung nimmt dabei bei Erhöhung des Auflastfilters stark zu. Die Abweichungen sind zum einen durch den auf Davidenkoff (1970) basierenden, stets auf der sicheren Seite liegenden Ansatz eines Kräftegleichgewichts an einem Ersatzkörper vernachlässigbarer Breite (Stromfaden) unmittelbar an der umströmten Wand bei der Berechnung nach Odenwald und Herten (2008) begründet. Zum anderen werden hier bei den basierend auf den numerischen Strömungsberechnungen ermittelten kritischen hydraulischen Gradienten als rückhaltende Kräfte einzig das Eigengewicht des Versuchssandes und des Filters angesetzt. Reibungskräfte im Boden und insbesondere im Auflastfilter, in dem nur vernachlässig-

bare Strömungskräfte wirken, werden nicht berücksichtigt. Dies führt zu der überproportionalen Abweichung zwischen den versuchstechnisch und theoretisch ermittelten kritischen hydraulischen Gradienten bei zunehmender Dicke des Auflastfilters.

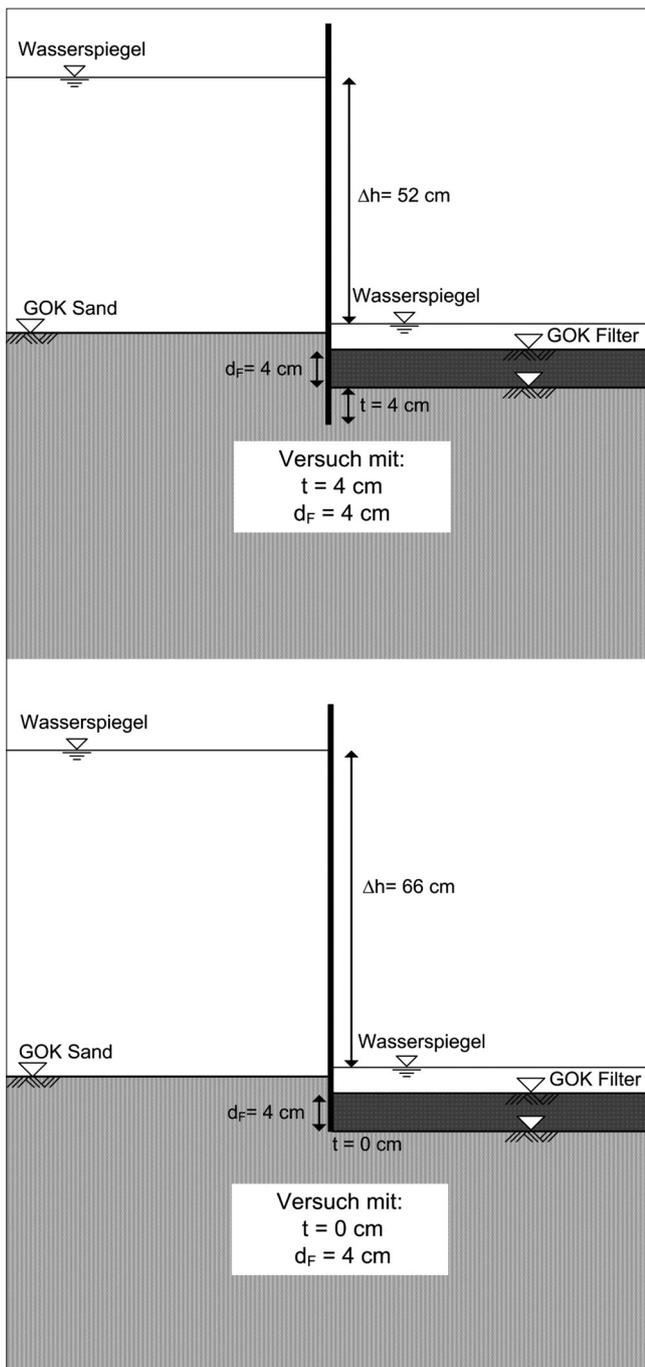


Bild 12: Potenzialdifferenzen Δh beim hydraulischen Grundbruch für die Versuche mit einer Wand-einbindetiefe von $t = 4 \text{ cm}$ und $t = 0 \text{ cm}$ bei einer Dicke des Auflastfilters von $d_F = 4 \text{ cm}$

Figure 12: Potential difference Δh at hydraulic heave for the tests with an embedded wall depth of $t = 4 \text{ cm}$ and $t = 0 \text{ cm}$ for a thickness of the surcharge filter of $d_F = 4 \text{ cm}$

Das Ziel von weiteren Untersuchungen ist es, den Berechnungsansatz durch Wahl eines geeigneten Ersatzkörpers und durch Berücksichtigung von Reibungskräften auf Grundlage der Ergebnisse der Laborversuche zu verbessern.

5 Zusammenfassung

Summary

Die am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München durchgeführten Versuche zum hydraulischen Grundbruch bei unterströmten Wänden mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter hatten zum Ziel, den von Odenwald und Herten (2008) erarbeiteten Ansatz experimentell zu verifizieren. Die von Odenwald und Herten (2008) auf Grundlage numerischer Strömungsrechnungen durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei unterströmten Wänden mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter die Grundwasserströmung unterhalb des Wandfußes berücksichtigt werden muss. Doch auch bei Berücksichtigung dieses Strömungsanteils ergaben die auf Grundlage eines vereinfachten Bruchkörpers durchgeführten Berechnungen, dass sich ab einem bestimmten Verhältnis von $t/\Delta h$ die erforderliche Dicke des Auflastfilters d_F bei weiterer Reduzierung der Einbindetiefe t verringert. Da dieser Zusammenhang zunächst widersprüchlich erscheint, sollte durch die Laborversuche untersucht werden, ob sich dieses Verhalten nur auf Grund vereinfachter Annahmen bezüglich des Bruchkörpers und der zu berücksichtigenden Kräfte ergibt.

Die großmaßstäblichen Laborversuche bestätigten die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen von Odenwald und Herten (2008). Somit konnte festgestellt werden, dass bei einer unterströmten Wand mit baugrubenseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter eine bestimmte Einbindetiefe t den ungünstigsten Fall darstellt. Wird die Einbindetiefe t entweder verringert oder vergrößert, steigt die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch an. Demnach kann es durch eine Reduzierung der Einbindetiefe tatsächlich zu einer Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch kommen. Allerdings sind die numerischen Ergebnisse weitaus konservativer als die Versuchsergebnisse. Dies kann an dem vereinfachten Bruchkörper sowie an der

Vernachlässigung von Reibungskräften im Auflastfilter und im Sand liegen.

Um den Bruchkörper besser beschreiben zu können, wurde die sich im Bruchzustand ergebende, maximale Breite des Bruchkörpers für die durchgeführten Versuche auf Grundlage der Particle Image Velocimetry (PIV) Methode ausgewertet. Demnach ist die Breite des Bruchkörpers sowohl von der Dicke des Auflastfilters d_F als auch von der Einbindetiefe t abhängig. Auch ist die beobachtete maximale Breite des Bruchkörpers bei allen Versuchen mit Auflastfilter weitaus größer als die beim Ansatz nach Terzaghi-Peck für den Ersatzkörper gewählte halbe Einbindetiefe der Wand ($b = t/2$).

Ziel weiterer Untersuchungen ist den Berechnungsansatz durch Wahl eines geeigneten Ersatzkörpers und durch Berücksichtigung von Reibungskräften auf Grundlage der Ergebnisse der Laborversuche zu verbessern.

6 Literaturverzeichnis

References

- Bazant, Z. (1940): Grundbruch unter der Spundwand. Bautechnik 18, S. 595-599.
- Davidenkoff, R. (1970): Unterläufigkeit von Stauwerken. Werner Verlag.
- DIN 1054 (2005): Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Beuth Verlag.
- Ehß, H. (1960): Grundlagen zum hydraulischen Grundbruch bei Stauhaltungen im durchlässigen Erdreich. Der Bauingenieur 35, Heft 11, S. 423-431.
- Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB) (2006). Verlag Ernst & Sohn, 4. Auflage.
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen (EAU) (2004). Verlag Ernst & Sohn, 10. Auflage.
- Handbuch Eurocode 7 (2011): Geotechnische Bemessung – Band 1: Allgemeine Regeln. Vom DIN autorisierte konsolidierte Fassung, Beuth Verlag.
- Kastner, H. (1943): Über die Standsicherheit von Spundwänden in strömendem Wasser. Die Bautechnik 21, Heft 8/9, S. 67-70.
- Knaupe, W. (1970): Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen. Schriftenreihe der Bauforschung, Reihe Ingenieur- und Tiefbau, Vol. 15.
- McNamee, J. (1949): Seepage into a sheeted excavation. Geotechnique, Vol. 1, Nr. 4., pp. 229-241.
- Müller-Kirchenbauer, H. (1964): Zur Mechanik der Fließsandbildung und des hydraulischen Grundbruchs. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, Heft 7.
- Odenwald, B., Herten, M. (2008): Hydraulischer Grundbruch: neue Erkenntnisse. Bautechnik, Vol. 85, Heft 9, S. 585-595.
- Senkto, M. (1961): Der zeitliche Ablauf des Schwimmsandaufbruches und der Einfluß der geometrischen Anordnung der Baugrubenumschließungen auf das kritische Gefälle. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, Heft 17.
- Terzaghi, K. (1922): Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung. Die Wasserkraft, Vol. 17, S. 445-449.
- Terzaghi, K. (1925): Die Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke Verlag Leipzig und Wien.
- Terzaghi, K., Peck, R. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg.

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Ausgaben

Hinweis: Die erste Zahl steht für die fortlaufende Nummerierung, die zweite Zahl für das Erscheinungsjahr, danach werden Autor und Titel des Beitrages aufgeführt.

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau: ISSN 0572-5801

1/53	Jambor Burghart Türk Zweck Canisius Liebs Schleiermacher Boos	Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt Untersuchung über die Geschiebebewegung in Flüssen und Stauanlagen. Das elektro-akustische Geschiebe-Abhörverfahren Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff Aus der Arbeit der Bundesanstalt Ausbau der Unteren Hunte Sicherung der Schifffahrtsrinne in der Donau im Bereich der Innmündung bei Passau Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
2/53	Canisius Pichl Burghart/Gehrig Davidenkoff Sagawe Zweck	Technische Entwicklung im Wasserbau Der Ortungstachygraph und seine Anwendung Beitrag zur Frage der Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen Grundwasserzufluß zu Brunnen und Gräben Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement bei erd- und wasserbaulichen Modellversuchen Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
3/54	Canisius Wehrkamp Liebs Schleiermacher Zweck Meenen	Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues Ein neues Flußprofilmeßgerät Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II) Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
4/54	Jambor Herr Wehrkamp Davidenkoff Zweck	Die Gestaltung von Kanalabzweigungen unter besonderer Berücksichtigung von Schwingungen im Kanal Spülvermögen bei Verschlammung und Geschiebeablagerung in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
5/55	Canisius Niebuhr Schleiermacher Gehrig Poggensee	Die Bundesanstalt für Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwicklung 1948 -1955 Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauigkeit (I) Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen und Wasserspiegelquergefälle Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung

5/55	Zweck/Davidenkoff	Die versuchstechnischen Verfahren zur Berechnung des Netzes einer Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand	Geschwindigkeits-Verlagerung in Querschnitten mittels Bühnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvorhöfen und Staustufen
	Zweck/Davidenkoff Poggensee	Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff	Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder Untersuchung von Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche
	Schleiermacher	Einfache Darstellung des zeitlichen Ablaufes von Anschwellungen in Wasserläufen
	Niebuhr	Beitrag zur Erfassung der Räumkraft einer ungleichförmigen Strömung unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Tidegebiet
	Davidenkoff	Angenäherte Ermittlung des Grundwasserzuflusses zu einer in einem durchlässigen Boden ausgehobenen Grube
	Liebs Jambor	Abflußbeiwerte für grasbewachsene Deiche Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
8/57	Yalin Davidenkoff	Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
9/57	Zweck/Davidenkoff Davidenkoff Schleiermacher	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Grund Wirkung der Sickerströmung auf die Standsicherheit eines Erddammes (II) Versuch einer morphologischen Begründung von Rauigkeits-Beiwerten für die Berechnung des Wasserspiegel-Gefälles
	Yalin	Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
10/58	Magens	Untersuchung der Ursachen und des Vorganges der Verschlickung der Schleusenvorhöfen zu Brunsbüttelkoog
11/58	Rubbert Gruhle Gehrig Davidenkoff	Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluß aus 8 und 9)
12/59	Zweck/Dietrich Zweck Rubbert	Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
13/59	Zweck/Dietrich	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE
	Felkel Steinfeld	Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel	Walzenbucht und Ringgraben als Mittel zur Verminderung der Schwebstoffablagerungen in Flußhäfen
	Davidenkoff	Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden

14/60	Gehrig/Herr	Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
15/60	Jambor Felkel Felkel	Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
16/61	Felkel Davidenkoff Dietrich	Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen Schnittgrößen und Randspannungen in der Sohlfuge einer Kaimauer oder Stützmauer von rechteckigem Querschnitt
17/62	Kleinschmidt/Schröder	Sonderheft Korrosionsversuche
18/62	Felkel Vollmer Felkel Davidenkoff	Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch Erfahrungen an einem Tidemodell mit beweglicher Sohle und Vergleich zwischen Modell- und Naturmessungen Ein einfaches Rundbecken zum Mischen von Wasser und Koagulieren von Schmutzstoffen Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
19/63	Zweck/Dietrich Jansen Felkel Jänke	Modellversuche mit steifen Dalben in bindigen Böden bei plötzlicher Belastung Die Neukonstruktion von Fahrstühlen für Kraftmessungen an Modellschiffen Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probebelastungen und Messungen an Stahlpfählen
20/64	Franke	Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen
21/64	Naujoks Dietrich Liebs Franke	Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang Der Einfluß des Neigungswinkels der wasserführenden Schicht und einer partiellen Auskleidung des durchlässigen Brunnenschachtes auf die Zuflußmenge zu einem artesischen Brunnen
22/65	Rubbert Jambor Davidenkoff/Franke	Tidewellenberechnungen nach dem Universalprogramm der BAW „Anwendung zur Berechnung der Tidebewegung der Oberelbe“ Schutz der Sohle in Flüssen Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umspundete Baugrube in offenen Gewässern
23/66	Dietrich Ruck Dietz Felkel/Canisius	Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholten Belastungen im Sand Untersuchungen der Sandwandungsverhältnisse im Küstenbereich zwischen Stohl und Brauner Berg Einfluß der Saugschlauchbeaufschlagung bei Kaplanturbinen auf die Schiffahrtsverhältnisse im Unterwasser von Staustufen Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
24/66	Völpel/Samu Schnoor	Reliefänderungen in der Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers im Verlaufe einer Sturmperiode und in der darauf folgenden Periode mit ruhigeren Wetterlagen Über neue Verfahren zur Berechnung des Reflexionsdruckes von Wasserwellen auf senkrechte Wände

24/66	Zweck	Baugrunduntersuchungen mit Sonden gem. DIN 4094 mit Auswertungsmöglichkeiten
	Davidenkoff/Franke	Räumliche Sickerströmung in eine umspundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte nicht brechender Wellen auf senkrechte Pfähle und Wände
	Davidenkoff	Dimensionierung von Brunnenfiltern
	Franke	Die Wirkungen des Wassers auf die Standsicherheit von Böschungen
	Schulz/Ruck	Die Sandwanderungsverhältnisse an der Nordküste der Insel Fehmarn zwischen Westermarkelsdorf und Puttgarden
	Lambert	Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor	Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte auf senkrechte Pfähle und Wände
	Samu	Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in der südlichen Nordsee
	Ruck	Auswirkung der geologischen Verhältnisse im Küstengebiet auf Baumaßnahmen im Wasserbau
27/68	Schäle/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schiffsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke	Untersuchungen der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse
	Felkel	Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz	Kolksickerung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel
	Dietz	Kolksicherung am Elbewehr Geesthacht
30/70	Franke/Manzke	Zwei interessante Beispiele von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal
	Franke	Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers
	Felkel	Ideestudie über die Möglichkeiten der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talauflage ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins
	Jurisch	Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichung bei Dreieck-Überfällen
	Sindern/Rohde	Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider in der Linie Hundeknöll-Vollerwiek
	Harten	Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell
	Dietz	Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/Vollmers	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle
	Dorer	Berechnung der nichtstationären Abflüsse in nicht-prismatischen offenen Gerinnen
	Dietz	Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung am Beispiel der BAB-Mainbrücke Eddersheim
	Dietz	Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Niebuhr	Einfluß der Seitenwände bei hydraulischen Versuchen in einer rechteckigen Glasrinne
	Ache	Ergebnisse von Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper einer Leuchtbake
	Franke/Ache	Ein Verfahren zur Berechnung eingespannter gedrungener Gründungskörper
	Franke/Garbrecht/ Kiekbusch	Meßfehler infolge unvollkommener Volumenkonstanz von Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch

32/72	Franke/Bernhard Felkel Giese	Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken und Wechselwirkung zwischen Erd- und Sohldruck am Beispiel des Schiffshebewerkes Lüneburg Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
33/72	Rohde/Meyn Ruck Dietz Hein	Untersuchungen über das hydrodynamische Verhalten oberflächenmarkierten Sandes und über die Einbringmethode bei Leitstoffuntersuchungen Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolksicherung am Störsperwerk Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
34/73	Hovers	Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
35/73	Davidenkoff Tödten Hein Jurisch Pulina Dietz List	Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Ein Beitrag zur Klärung der Frage, warum Meerwasser trotz hohen Sulfatgehaltes Beton nicht angreift Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
36/74	Dietz Felkel Dietz/Pulina	Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen Modellversuche mit Grundswellen und Schifffahrt Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
37/75	Tödten Schuppener Harten/Knieß Dietz	Untersuchung der Strömungsvorgänge an Buhnen Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg Eiderdamm – Natur- und Modellmessungen Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
38/75	Schuppener Felkel Samu	Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stützwand infolge der Verdichtung Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
39/76	Dietz/Pulina	Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
40/76	Dietz/Pulina Knieß Annuß/Dehm/ Hein/Schröder Dietz/Pulina Dietz	Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß bei Ausbau der Saar Eiderdamm – Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt Korrosion an Spundwänden – Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell
41/77	Armbruster Döscher	Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl Die Suspensionswand

41/77	Feddersen Franke/Garbrecht Franke/Schuppener Hauß Kiekbusch Ruck Sagawe Schulz	<p>Querbelastete Verankerungen</p> <p>Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand-Ziel-Methode -Ergebnisse</p> <p>Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk</p> <p>Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik</p> <p>Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch</p> <p>Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle von schwimmender Arbeitsplattform</p> <p>Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven</p> <p>Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge</p>
42/77	Hein Knieß Hein	<p>Untersuchung über den Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Meer</p> <p>Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen</p> <p>Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern</p>
43/78	Dietz Knieß	<p>Strömungsabweiser und/oder durchbrochene Trennmole als Mittel zur Verminderung der Querströmung in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel der neuen Mainstaustufe Krotzenburg</p> <p>Belastungen der Böschung des NOK durch Schiffsverkehr - Ergebnisse von Naturmessungen</p>
44/79	Pulina Jurisch	<p>Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen</p> <p>Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle</p>
45/79	Dietz/Pulina Dorer/Siem Hou Lie	<p>Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment</p> <p>Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren</p>
46/80	Garbrecht Liebig Franke Armbruster	<p>Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele -</p> <p>Stabilitätsuntersuchungen von Mehrfachregelkreisen an hydraulischen Modellen im wasserbaulichen Versuchswesen</p> <p>Studie zur Frage des Einflusses von Meereswellen auf die Größe des Sohlwasserdruckes unter Offshore-Flachgründungen</p> <p>Die Sickerwasserströmung im Bereich der Stauanlage Kulturwehr Kehl - Teil I: Unterströmung und Standsicherheit im Endzustand</p>
47/80	Felkel	<p>Die Geschiebezugabe als flußbauliche Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins</p>
48/80	Giese Schulz/Feddersen/ Weichert	<p>Das Tideregime der Elbe – Hydraulisches-Modell mit beweglicher Sohle</p> <p>Zwängungskräfte infolge Sohlreibung</p>
49/81	Pulina/Voigt	<p>Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Schoden sowie Abflußleistungen bei spezifischen Betriebsfällen – Modelluntersuchungen</p>
50/81	Schulz Gehrig Knieß	<p>Zur Festigkeit überverdichteter Tone</p> <p>Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges</p> <p>Schütten von Steinen unter Wasser</p>

50/81	Wulzinger	Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle
51/82	Pulina/Voigt Kemnitz Hein/Klein	Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emders Hafengewässer
52/83	Pulina/Voigt Knieß	Neubau eines Wehres im Zitadellengraben Berlin-Spandau Untersuchung zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit von Uferdeckwerken an Wasserstraßen
53/83	Knieß	Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschiffahrtskanälen
54/84	Dorer	Ähnlichkeit bei flußbaulichen Modellen
55/84	Knieß Wagner Hein Hallauer Abromeit Knieß/Köhler Kellner/Annuß/ Kretschmer	Untersuchung und Begutachtung alter Massivbauwerke an Wasserstraßen Die Untersuchung von Stahlwasserbauten Korrosion über und unter dem Wasserspiegel Grundsätzliche Betrachtungen über den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken Anwendung von geotextilen Filtern bei Uferdeckwerken von Wasserstraßen in der BRD Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit Kurzberichte über Arbeiten des Referats „Meßtechnik“
56/85	Schulz Schuppener Köhler	Die Ermittlung des Seitendrucks in überkonsolidierten Tonen mit Hilfe von Laborversuchen Verformungsmessungen im Erd- und Grundbau Modellversuche für die Dimensionierung von Deckwerken an Wasserstraßen – Stabilität loser Steinschüttungen
57/85	Armbruster Pulina/Voigt	Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen Lastbeanspruchungen langgestreckter Bauwerke in der Wasserstraße
58/86	Dorer Schulz Hallauer Eißfeldt Reiner/Schuppener Knieß	Stabilitätsformeln für lose Deckschichten von Böschungs- und Sohlenbefestigungen Kompressibilität und Porenwasserüberdruck - Bedeutung für Gewässersohlen Vergußstoffe für Uferdeckwerke Standortsicherheitsbeurteilung alter Hafenanlagen am Beispiel der Woltmann Kaje Cuxhaven Gründungsbeurteilung und Sicherung des Weserwehres in Bremen Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern
59/86	Samu Armbruster/Venetis Müller/Renz	Ein Beitrag zu den Sedimentationsverhältnissen im Emders Fahrwasser und Emders Hafen Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser Erfahrungen bei der Untersuchung von Dükern und Durchlässen

59/86	Hein	Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal
60/87	Rohde Dietz Kiekbusch Schuppener Manzke Schuppener/Eißfeldt Alberts Harten Giese Fahse Samu Jensen	25 Jahre Außenstelle Küste Untersuchungen in den Tidemodellen der Außenstelle Küste Entwicklung des Hamburger Bodenmechanischen Labors der BAW Erfahrungen mit Bodenmechanischen Laborversuchen an Klei Erd- und grundbauliche Beratung beim Bau des Elbeseitenkanals Stand sicherheitsbeurteilung der Gründungen alter Wasserbauwerke Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden Das Staustufenmodell Weserwehr bei Bremen Aufbau eines hydraulischen Tidemodells für das Lagunengebiet von Abu Dhabi Traceruntersuchungen in der Natur Geomorphologische Untersuchungen im Bereich der Brammerbank und des Krautsander Watts in der Unterelbe Überlegung zur künftigen Entwicklung der Sturmflutwasserstände an der Nordseeküste
61/87	Teil I: Beiträge zum Ehrenkolloquium für Herrn Prof. Gehrig am 27. März 1987	
	Lohrberg Garbrecht Mosonyi Vollmers Nestmann/Bachmeier	Prof. W. Gehrig und seine Bedeutung für die Entwicklung des Modellversuchswesens in der WSV Erosion, Transport, Sedimentations-Probleme und Überlegungen im Altertum Geschiebeprobeme bei Hochdruckwasserkraftwerken Probleme bei der praktischen Berechnung des Geschiebebetriebs Anwendung von Luftmodellen im strömungsmechanischen Versuchswesen des Flußbaus
	Teil II:	
	Haferburg/Müller	Instandsetzung der Mittellandkanalbrücke 144 b über die Weser in Minden
62/88	Weichert	Kenngrößen von Bentonit-Zement-Suspensionen und ihre Bedeutung für die Eigenschaften von Dichtungswandmaterialien
63/88	40-Jahre Bundesanstalt für Wasserbau	
64/88	Rohde-Kolloquium am 9. Mai 1988	
	Keil Holz Vollmers	Zur Untersuchung von Naturvorgängen als Grundlage für Ausbau und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen im Küstenbereich Moderne Konzepte für Tidemodelle Reflexionen über Modelle mit beweglicher Sohle
	Festakt „40 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau“ am 8. November 1988	
	Knieß Knittel Lenk	Einführungsansprache beim Festakt zur 40 Jahr-Feier der BAW am 08.11.88 Ansprache anlässlich des 40jährigen Jubiläums der BAW in Karlsruhe am 08.11.88 Verantwortungsprobleme im Wasserbau
	Vortragsveranstaltung „Umwelt und Wasserstraßen“ am 8. November 1988	
	Zimmermann/Nestmann Schulz	Ströme und Kanäle als Ingenieurbauwerke oder gestaltete Natur Stand sicherheiten, Bemessungskriterien und Normen - Kontraindikationen eines naturnahen Flußbaus?

64/88	Lankenau	Technische Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
	Reinhardt	Rechtliche Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
	Kolb	Grundsätze der Landschaftsplanung bei der Gestaltung von Wasserstraßen
	Larsen	Notwendiges Umdenken beim Ingenieur in Ausbildung und Praxis
	Kennedy	Sediment, flood-control and navigation aspects of the Three Gorges Project, Yangtse river, China
65/89	Schröder	Auswirkung der Harmonisierung des EG-Binnenmarktes auf das Bauwesen
	Flach	Normung für das Bauwesen im Rahmen eines europäischen Binnenmarktes
	Litzner	Welche Auswirkungen haben die vorgesehenen europäischen Regelungen auf die deutschen Stahlbeton-Bestimmungen
	Hallauer	Die Entwicklung der Zusammensetzung von Beton für Wasserbauten
	Bayer	Einsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken
	Lamprecht	Verwendung von Beton bei Wasserbauten in der Antike
	Rasmus	Entwicklung des Stahlbrückenbaus am Nord-Ostsee-Kanal (NOK)
	Roehle	Der technische Fortschritt bei der Konstruktion und betrieblichen Ausbildung von Stahlwasserbauverschlüssen
	Wagner	Untersuchung von Stahlwasserbauverschlüssen, vergleichende Auswertung und Folgerungen
66/89	Mührling	Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
	Bartnik	Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion West
	Paul, W.	Deckwerksbauweisen an Rhein, Neckar, Saar
	Paul, H. J.	Deckwerke unter ausführungstechnischen Gesichtspunkten
	Möbius	Abrollen von Geotextilien unter Wasser
	Saggau	Deichschlußmaßnahme Nordstrander Bucht
	Lastrup	Dünensicherungsmaßnahmen an der dänischen Nordseeküste
	de Groot	Allgemeine Grundlagen zur Standsicherheit des Untergrundes unter Deckwerken
	Oumeraci	Zur äußeren Beanspruchung von Deckschichten
	Richwien	Seegang und Bodenmechanik - Geotechnische Versagensmechanismen von Seedeichen
	Köhler	Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund
	Bezuijen	Wasserüberdruck bei Betonsteindeckwerken
	Sparboom	Naturmaßstäbliche Untersuchungen an einem Deckwerk im Großen Wellenkanal
	Heerten	Analogiebetrachtungen von Filtern
	Hallauer	Baustoffe für Deckwerke
	Saathoff	Prüfung an Geotextilien
	Schulz	Überblick über neue nationale und internationale Empfehlungen
67/90	Hein	Zur Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser
	Kunz	Risikoorientierte Lastkonzeption für Schiffsstoß auf Bauwerke
	Pulina/Voigt	Untersuchungen beim Umbau und Neubau von Wehranlagen an Bundeswasserstraßen
	Zimmermann	Zur Frage zulässiger Querströmungen an Bundeswasserstraßen

- | | | |
|--------------|--|--|
| 67/90 | Tsakiris | Kombinierte Anwendung der Dezimalklassifikation und von Titelstichwörtern zur Inhaltserschließung von Dokumenten |
| 68/91 | Knieß
Alf/Theurer

Schulz
Ehmann
Hamfler

Hauß
Köhler/Feddersen | Erweiterte Bundesanstalt für Wasserbau
Prognose zur Entwicklung des Ladungspotentials für die Binnenschifffahrt in den neuen Bundesländern
Zur Mobilisierung von Bewehrungskräften in nichtbindigen Böden
Bauwerksmessungen am Beispiel des Weserwehres
Temperatur- und Dehnungsmessungen während der Erhärtungsphase des Betons
Verwendbarkeit von Waschbergen im Verkehrswasserbau
Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton |
| 69/92 | Ohde
Themenkreise | Nachdruck seiner Veröffentlichungen zu „Bodenmechanischen Problemen“
Bodenmechanische Kennwerte, Erddruck, Standsicherheit, Sonstige Probleme und Gesamtdarstellungen |
| 70/93 | Knieß
Pulina

Köhler u. a. m.
Kuhl
Siebert

Nestmann | 90 Jahre Versuchsanstalt für Wasserbau
Bestimmung der zulässigen Strömungsgröße für seitliche Einleitungsbauwerke an Bundeswasserstraßen
Wellenamplitudenmessungen mittels videometrischer Bildverarbeitung
Die Geschiebezugabe unterhalb der Staustufe Iffezheim von 1978 - 1992
Simulation von Erosion und Deposition mit grobem Geschiebe unterhalb Iffezheim
Oberrheinausbau, Unterwasser Iffezheim |
| 71/94 | Nestmann/Theobald

Dietz/Nestmann | Numerisches Modell zur Steuerung und Regelung einer Staustufenkette am Beispiel von Rhein und Neckar
Strömungsuntersuchungen für das Eider-Sperrwerk |
| 72/95 | Vorträge zum OHDE-Kolloquium „Praktische Probleme der Baugrunddynamik“ am 14. September 1995 | |
| | Fritsche | Modellversuche zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von Fundamenten |
| | Huth | Modellierung des zyklischen Materialverhaltens von Lockergestein |
| | Holzlöhner | Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke |
| | Schuppener | Eine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender Standsicherheit |
| | Palloks/Zierach | Zum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch Pfahlrammungen mit Vibrationsrammbären |
| | Haupt | Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkungen |
| | Zerrenthin/Palloks | Beiträge zur Prognose von Rammerschütterungen mit Hilfe von Fallversuchen |
| | Palloks/Dietrich | Erfahrungen mit Lockerungssprengungen für das Einbringen von Spundbohlen im Mergelgestein |
| | Huber | Ein Beitrag zur Erschütterungsausbreitung bei Zügen |
| | Achilles/Hebener | Untersuchungen der Erschütterungsemission für den Ausbau von Bahnstrecken mit angrenzender historischer Bebauung |
| 73/95 | Westendarp

Dietz | Untersuchungen und Instandsetzungsmaßnahmen an den Massivbauteilen des Eidersperrwerkes
Strömungsverhältnisse, Kolkbildung und Sohlensicherung am Eider-Sperrwerk |

- 73/95 Heibaum** Sanierung der Kolke am Eidersperwerk - Geotechnische Stabilität von Deckwerk und Untergrund
- 74/96 Vorträge zum BAW-Kolloquium „Flußbauliche Untersuchungen zur Stabilisierung der Erosionsstrecke der Elbe“ am 9. März 1995**
- Faist** Langfristige Wasserspiegelsenkungen und Grundsätze der Strombaumaßnahmen in der Erosionsstrecke der Elbe
- Glazik** Flußmorphologische Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe unterhalb von Mühlberg
- Faulhaber Schmidt** Flußbauliche Analyse und Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe Ergebnisse neuerer Untersuchungen zu Gewässersohle und Feststofftransport in der Erosionsstrecke
- Alexy** Hydronumerische Untersuchungen zur Felsabgrabung und zum Einbau von Grundswellen in der Elbe bei Torgau
- Fuehrer Schoßig** Untersuchungen der Einsinktiefe von Bergfahrern im Stromabschnitt Torgau Sohlenstabilisierung der Elbe km 154,62 - 155,70 im Bereich der Torgauer Brücken – praktische Durchführung -
- Kühne** Sohleninstandsetzung im Stromabschnitt Klöden (El-km 188,8 - km 192,2)
- 75/97 Abromeit** Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der verwendeten Wasserbausteine
- Alberts/Heeling** Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden - Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung -
- Köhler** Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze
- 76/97 Vorträge zum BAW-Kolloquium zur Verabschiedung von LBDiR a. D. Prof. Dr.-Ing. Schulz und zur Amtseinführung von LBDiR Dr.-Ing. B. Schuppener am 18. Oktober 1996**
- Krause Schwieger** Ansprache anlässlich der Verabschiedung von Prof. Dr.-Ing. Schulz Monitoringsystem zur Überwachung der Fugendichtigkeit an der Schleuse Uelzen
- Köhler** Boden und Wasser - Druck und Strömung
- Armbruster-Veneti** Leckageortung an Bauwerken der WSV mittels thermischer Messungen
- Schulz** Rückblick auf 23 Jahre Geotechnik in der BAW
- Schuppener** Gedanken zu den zukünftigen Aufgaben der Geotechnik in der BAW
- 77/98 Armbruster-Veneti et al. Fuehrer** Das Schawan-Wehr in Karelien - Zustand und Lebensdauer Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen durch die Schifffahrt
- Jurisch** Untersuchung der Genauigkeiten von Tachymeter- und DGPS-Ortungen zur Ermittlung hydraulischer und hydrologischer Daten in Flüssen
- Lasar/Voigt** Gestaltung des Allerentlastungsbauwerkes I am MLK
- 78/98 50 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau**
- 79/98 Vorträge zum gemeinsamen Kolloquium von BAW und BfG „Eisbildung und Eisauflauf auf Binnenwasserstraßen“ am 26. Mai 1998**
- Heinz Barjenbruch** Konzeptionelle Überlegungen zur Nutzung der Wasserstraßen bei Eis Wärmehaushalt von Kanälen

- 79/98** **Klüssendorf-Mediger** Prognose von Eiserscheinungen auf ostdeutschen Wasserstraßen
Brydda Chancen eines garantierten Ganzjahresverkehrs auf mitteleuropäischen
Kanälen
Busch Eissituation an den Wasserstraßen der WSD Süd
Voß Eisbildung und Eisauflauf auf den Binnenwasserstraßen der WSD Ost
Rupp Eisbrechende Fahrzeuge und deren Einsatzmöglichkeiten bei
Eisbedeckung
Kaschubowski Eisfreihaltung mit Luftsprudelanlagen
Sachs Tauchmotorpropellerpumpen zur Eisfreihaltung von Stemmtoren
Alexy Eisdruck auf Kanalbrücken
Alexy Optimierung der Eisabführung an Brücken
- 80/99** **Vorträge zum BAW-Kolloquium „Donauausbau Straubing-Vilshofen / vertiefte Untersuchungen“**
am 14. Oktober 1999
- Kirchdörfer** Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - Ziele,
Varianten, Organisationsstruktur
Hochschopf Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen -
Baumaßnahmen Naturversuch Sohlendeckwerk
Jurisch/Orlovius Durchführung und Rohdatenauswertung
Strobl Steinschlaguntersuchungen zur Ermittlung vertikaler Sicherheitsabstände
in der Schifffahrt
Zöllner Fahrdynamische Untersuchungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau
e. V., Duisburg, zum Donauausbau Straubing - Vilshofen
Neuner Untersuchungen zu den horizontalen Sicherheitsabständen in einem mit
Buhnen geregelten Flussabschnitt
Nestmann Luftmodelluntersuchungen zu Kolkverbaumaßnahmen
Kellermann Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - 1D-Modell-
verfahren - Modelltechnik, 3D-Untersuchungen, Buhnen, flussmorpholo-
gische Änderungen
Söhngen Fahrdynamische Modelluntersuchungen
Roßbach/Kaupfert Physikalischer Modellversuch Isarmündung
- 81/00** **Dienststelle Ilmenau**
- Beuke** Festvortrag - Bauinformatik als Verbundstelle zwischen Bauingenieur-
wesen und Informatik
Siebels Wie kam es zum Standort Ilmenau
KSP Engel und Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
Zimmermann Architekten
Siebels Kunstwettbewerb für den Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für
Wasserbau in Ilmenau
Paul Erwartungen der WSV an die BAW-Dienststelle in Ilmenau
Bruns Informations- und Kommunikationstechnik - Perspektiven und Visionen -
Bruns Zur Geschichte der Datenverarbeitung in der BAW
Fleischer Zur Begutachtung der Standsicherheit alter, massiver Verkehrswasserbauten
Palloks Die Entwicklung der Aufgaben des Referats Baugrunderdynamik (BD)
Palloks Bericht über das BAW - Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“
in der Außenstelle Berlin am 29. September 1999

82/00	<p>Oebius</p> <p>Zöllner</p> <p>Rieck/Abdel-Maksoud/ Hellwig</p> <p>Fuehrer/Pagel</p> <p>Willamowski</p> <p>Söhngen/Heer</p> <p>Abromeit</p> <p>Alexy</p> <p>Faulhaber</p> <p>Hentschel/Kauther</p> <p>Gladkow/Söhngen</p> <p>Glazik</p>	<p>Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propellerstrahl auf die Wasserstraßen</p> <p>Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung</p> <p>Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt</p> <p>Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN</p> <p>Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der Unteren Saale</p> <p>Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheins bei Westhoven</p> <p>Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode</p> <p>Ermittlung der Kolk-tiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe</p> <p>Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren</p> <p>Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geotechnischen Versuchswesen</p> <p>Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße in Flüssen</p> <p>Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam</p>
83/01	<p>Aster</p> <p>Hermening</p> <p>Kunz/Bödefeld</p> <p>Westendarp</p> <p>Strobl/Wildner</p> <p>Meinhold</p> <p>Binder</p> <p>Beuke</p>	<p>Vorträge zum BAW-Kolloquium „Instandhaltung der Wasserbauwerke - eine Kernaufgabe der WSV?“, Abschiedskolloquium für Herrn LBDir R. Wagner am 22. März 2001</p> <p>Bauwerksinstandsetzung und Kernaufgaben - Ein Widerspruch?</p> <p>Anforderungen der WSV an die BAW bezüglich der Beratung bei der Instandhaltung der Anlagen</p> <p>Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement</p> <p>Betoninstandsetzung - Neue Anforderungen und Entwicklungen</p> <p>Injektion mit hydraulischem Bindemittel im porösen Massenbeton</p> <p>Instandsetzungsmöglichkeiten und -grenzen für Stahlwasserbauten</p> <p>Arbeits- und Umweltschutz bei Korrosionsschutzarbeiten</p> <p>Gestalterische Aspekte bei der Modernisierung der Schleuse Woltersdorf</p>
84/02	<p>Butow</p> <p>Armbruster</p> <p>Kljujew</p> <p>Ogarjow/Koblew</p> <p>Radionow</p>	<p>10 Jahre deutsch-russische Kooperation im Bereich der Binnenwasserstraßen 1991-2001, Vorträge aus Symposien 9. September 2001 in Sankt Petersburg und 11. Dezember 2001 in Karlsruhe (in deutscher und russischer Sprache)</p> <p>Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau</p> <p>Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik</p> <p>Deformationen der Schleusen-kammerwände an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße</p> <p>Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspi-Schwarzmeer-Wasserstraße</p> <p>Rekonstruktion des Moskau-Kanals</p>

- 84/02**
- Bödefeld** Auswertung der Bauwerksinspektion
Dettmann/Zentgraf Pegelabhängige Fahrspurberechnung in fließenden Gewässern
Kemnitz Modellierung des Geschiebetransports in Flüssen
Kemnitz Untersuchung von Schleusenfüllsystemen am Beispiel der neuen Hafenschleuse Magdeburg
Lausen Numerische 3D-Simulation der Moselstaustufe Lehmen
Odenwald Prüfung und Beurteilung der Baugrubenabdichtung für den Schleusenneubau Uelzen II im Elbe-Seitenkanal
Paul Donauausbau Straubing - Vilshofen
Stenglein Unterhaltungskonzept für den freifließenden Rhein
- 85/02**
- Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen**
Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen
Kolke an Gründungen / Scour of Foundations - Workshop 5 der XV. Internationalen Tagung über Bodenmechanik und Geotechnik in Istanbul im August 2001 (in deutscher und englischer Sprache)
- Annandale et al.** Fallstudien zur Kolkbildung / Scour Case Studies
Heibaum Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und Kolkenschutz / Geotechnical Parameters of Scouring and Scour Countermeasures
Richardson et al. Praktische Berechnungen zu Kolken an Brücken in den USA / United States Practice for Bridge Scour Analysis
- Schiffbautechnisches Kolloquium der Bundesanstalt für Wasserbau am 24./25. April 2002**
- Bielke** Funktionale Leistungsbeschreibung bei der Ausschreibung von Wasserfahrzeugen
Dobinsky/Sosna Einsatz dieselelektrischer Schiffsantriebe
Lenkeit/Stryi Modernisierung der Fähren entlang des NOK
Stumpe Verlängerung MzS MELLUM
Garber Entwicklung eines Sandhobels
Claußen Entwicklung und Einsatz von flachgehenden Aufsichts- und Arbeitsschiffen (Typ Spatz)
Kühnlein Modellversuchswesen im Schiffbau
Germer Antifouling (TBT-Alternativen)
Christiansen Umweltverträgliche Schmierstoffe und Hydrauliköle
Hoffmann Fächerlot- und Sonarsysteme
Preuß Einsatz von AIS/VDR an Bord
- 86/03**
- Themenschwerpunkt: Wasserbau im Küstenbereich**
- Jürges/Winkel** Ein Beitrag zur Tidedynamik der Unterems
Lang Ein Beitrag zur Tidedynamik der Innenjade und des Jadebusens
Schüttrumpf/Kahlfeld Hydraulische Wirkungsweise des JadeWeserPorts
Schubert/Rahlf Hydrodynamik des Weserästuars
Boehlich Tidedynamik der Elbe
Seiß/Plüß Tideverhältnisse in der Deutschen Bucht
Winkel Das morphologische System des Warnow-Ästuars
Rudolph Sturmfluten in den deutschen Ästuaren
Liebethuth/Eißfeldt Untersuchungen zur Nautischen Sohle
Uliczka/Kondziella Dynamisches Fahrverhalten extrem großer Containerschiffe unter Flachwasserbedingungen

86/03	Bielke/Siebeneicher Heyer Lang Weilbeer Malcherek Vierfuss	Entwicklung, Planung und Neubau von Wasserfahrzeugen Zur Bedeutung mathematischer Modelle im Küstenwasserbau Analyse von HN-Modell-Ergebnissen im Tidegebiet Zur dreidimensionalen Simulation von Strömungs- und Transportprozessen in Ästuaren Vom Sohlevolutions- zum vollständigen Morphologiemodell: Eine Road Map zur SediMorph-Entwicklung Seegangmodellierung in der BAW
87/04	Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen	
88/05	Principles for the Design of Bank and Bottom Protection for Inland Waterways (Englische Fassung des Mitteilungsblatts Nr. 87/2004)	
89/06	Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm	
	Kunz Westendarp Allers/Maier/Fleischer Bödefeld Becker Lünsmann/Linse; Bödefeld Westendarp Literatur	Bemessungsphilosophie für massive Wasserbauwerke Expositionsklassen von Wasserbauwerken Vergleichende Beispielrechnung Schleuse Sülfeld Bemessungsbeispiel Schleuse Hohenwarthe Bemessungsbeispiel für einen Durchlass (Stever-Durchlass) nach neuem Regelwerk Bemessungsbeispiel Wehranlage Raffelberg Hinweise zu Beton und Betonausführung bei Wasserbauwerken
90/07	Wasserbauliches Versuchswesen	
	Grimm/Kemnitz/ Seiter/Sengstock/Voigt Hentschel Faulhaber Maas/Mulsow/Putze Weitbrecht/Muste/ Creutin/Jirka Henning/Sahrhage/ Hentschel Hentschel Ettmer Wenka/Köhler Söhngen/Dettmann/ Neuner	Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen und Wehren Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher Fragestellungen Verfahren der optischen Triangulation zur räumlich-zeitlich aufgelösten Bestimmung von Wasserspiegelhöhen in hydraulischen Modellen Geschwindigkeitsmessungen mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und Feldmessungen 3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen Ein Finite-Differenzen-Verfahren zur Strömungsanalyse Physikalische Modellierung von Kolkprozessen Simultane Druck- und 3D-Geschwindigkeitsmessungen im Porenraum einer Kiessohle Modelluntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen Sicherheitsabstände von Binnenschiffen zu Uferböschungen
91/07	Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen	
	Gebhardt Gabrys	Stand der Schlauchwehrtechnik, Anwendungsbeispiele und Betriebserfahrungen Bemessung und Konstruktion der Verankerungen von Schlauchwehren

91/07	Maisner	Werkstoffe für Schlauchmembrane
	Gebhardt/Kemnitz	Hydraulische Bemessung von Schlauchwehren
	Meine	Bundeswasserstraße Aller – Schlauchverschlüsse für das Allerwehr Marklendorf; Bau- und Funktionsbeschreibung, erste Erfahrungen
	Reuter	Ersatzneubau Wehr Bahnitz – Varianten, Planung und Bau eines Schlauchwehres
	Kamuf	Untersuchungen zur Beschädigung durch Vandalismus
92/10	Gebhardt/Stamm	Analyse von Schadensfällen an bestehenden Schlauchwehranlagen
	Poligot-Pitsch/Moreira	The French Experiment of an Inflatable Weir with Steel Gates
	Bödefeld	Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrationswärme

BAWMitteilungen: ISSN 2190-9199

93/11	Bautechnische und geotechnische Aspekte beim Schleusenbau	
	Reschke	Instandsetzung unter Betrieb mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton - Probemaßnahme Schleuse Feudenheim
	Meinhold	Kollisionsbeanspruchungen im Stahlwasserbau – Untersuchungen zum Schiffsstoß auf Schleusentore und abzuleitende Maßnahmen
	Steffens/Anna/Enders	Schleusen-Stemmtore in faserverstärkter Kunststoff-Bauweise
	Bödefeld/Reschke	Verwendung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen bei Verkehrswasserbauten
94/11	Herten/Saathoff	Geotechnische Aspekte bei der Planung und beim Bau der neuen Schleuse Bolzum am Stichkanal Hildesheim
	Montenegro/Hekel	Wasserhaltung für die Baugrube der neuen Schleuse in Bolzum – Anwendung der Beobachtungsmethode in einem Kluftgrundwasserleiter
	Geohydraulische Aspekte bei Bauwerken der WSV	
94/11	Odenwald	Vom Schadensfall am Elbe-Seitenkanal zum Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen
	Schuppener	Das Normen-Handbuch zu Eurocode 7 und DIN 1054:2011 – Grundlagen von Dämmen an Bundeswasserstraßen
94/11	Odenwald	Neuerungen im Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Ausgabe 2011
	Laursen	Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt „Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen“
94/11	Odenwald	Numerische Berechnung der Dammdurchströmung
	Ratz/Odenwald	Dränagen zur Erhöhung der Standsicherheit von Bauwerken in Kanaldämmen
94/11	Fuchs	Dränagen unter der Asphaltichtung des Main-Donau-Kanals
	Laursen/Odenwald	Grundwassermessungen an der Mainschleuse Eddersheim
94/11	Nuber/Lensing	Untersuchung der Trockenlegung der Schleusen Kummersdorf und Neue Mühle
	Lensing/Laier	Grundsätze für eine Grundwasserbeweissicherung von Baumaßnahmen der WSV

95/12 **„Johann-Ohde-Kolloquium“, Karlsruhe, 7./8. Mai 2012**

Heinzelmann Kayser	Begrüßung und Einführung Dimensionierung von Ufersicherungen mit Deckwerken unter Beachtung der Belastungsintensität
Eisenmann/Fleischer Mittelbach/Pohl Zerrenthin Wegener/Herle	Möglichkeiten und Grenzen pflanzlicher Ufersicherungen an Wasserstraßen Böschungsdeckwerke unter Wellenbelastung Erschütterungen und Setzungen bei Rammarbeiten Ermittlung von Scherdehnungen durch Schwingungsmessungen und numerische Berechnungen
Mittelbach/Konietzky/ Baumgarten Nitzsche/Herle	Ultraschallmessungen bei Triaxialversuchen – Laborversuche und numerische Simulation Vergleich von gemessenen und numerisch nachgerechneten Verformungen bei spannungspfadgesteuerten Triaxialversuchen
Nacke/Hleibieh/Herle Baumbach	Mechanisches Verhalten von Rüttelstopfsäulen in weichen Böden Ergebnisse axial-zyklischer Belastungsversuche unter Schwell- und Wechsellasten an Mikropfählen in Ton
Bergholz/Herten Hekel/Odenwald Schober/Odenwald	Proberammungen und Probelastungen von Spundwänden am DEK-Nord Bohrlochversuche zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit von Fels Der Einfluss eines Auflastfilters auf die Bruchmechanik beim hydraulischen Grundbruch

