

Analyse einer selbstregulierenden interaktiven Membrangründung für Schüttkörper auf geringtragfähigen Böden

Der Fakultät für Bau- und
Umweltingenieurwissenschaften
der Ruhr-Universität Bochum
vorgelegte

Dissertation

zur Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

von

Dipl.-Ing. Oliver Detert

Referenten

Prof. Dr.-Ing. habil. Tom Schanz
Prof. Dr. Sarah Springman CBE FREng
Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler
Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Bochum, März 2016

Zusammenfassung

Die vorliegende Dissertation beschäftigt sich mit der Analyse eines neuen Gründungssystems für Dammkörper auf geringtragfähigen Böden, der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung (SIM). Aufgaben der SIM sind es, den Dammkörper gegen Grund- und Böschungsbrüche zu sichern, sowie unverträgliche große Verformungen des Dammkörpers sowie des Untergrunds zu verhindern. Die SIM besteht aus zwei vertikalen und parallelen Wänden, welche in den Weichboden und gegebenenfalls bis in eine tragfähige Schicht eingebracht werden und an Geländeoberkante kraftschlüssig über eine geotextile dehnsteife Zugmembran verbunden sind. Der Dammkörper wird auf der Zugmembran errichtet. Die Last aus dem Dammkörper wird teilweise von der Zugmembran in die vertikalen Elemente abgeleitet und zum Teil vom Weichboden unterhalb der Zugmembran getragen. Die Last auf dem Weichboden führt zu einem Anstieg der horizontalen Spannungen innerhalb des Weichbodens, welche die die Vertikalelemente auseinander gedrückt. Hieraus und aufgrund der sich einstellenden Verformungen der Dammaufstandsfläche resultieren Zugkräfte in der Membran, welche den auswärtsgerichteten Verformungen entgegen wirken. Je höher die Belastung aus dem Dammkörper, desto größer ist die Tendenz der auswärtsgerichteten Verformungen und folglich der rückhaltenden Zugkräfte in der Membran.

Für den Entwurf der SIM müssen die Lastabtragmechanismen sowie die Einwirkungen auf die Strukturelemente unter Berücksichtigung der Systemparameter bekannt sein. Bezüglich der Erddruckeinwirkung auf Spundwände in sehr geringtragfähigen Böden liegen kaum Erkenntnisse vor. Hier stellt sich im Besonderen die Frage inwiefern die sich einstellende Erddruckverteilung und -größe von den Bodenparametern des Dammes und Weichbodens, der Systemgeometrie, und den Systemparametern Biegesteifigkeit der Spundwand und Dehnsteifigkeit der Zugmembran sowie deren Verhältnisse untereinander abhängt.

Das komplexe und interaktive Systemverhalten wurde mit Hilfe von Zentrifugen-Modellversuchen und der Finiten-Elemente-Methode untersucht. Um den Aufbau des Dammkörpers lagenweise mit Konsolidierungsphasen in den Zentrifugen-Modellversuchen zu ermöglichen, wurde eine neuartige Sandeinrieselvorrichtung entwickelt, welche im erhöhten Schwerefeld der Zentrifuge wiederbefüllbar ist. Anhand der Ergebnisse aus den Zentrifugen-

Modellversuchen wurde das numerische Modell validiert und umfangreiche Systemanalysen durchgeführt, wie zum Beispiel globale Sensitivitätsanalysen (GSA).

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass es zwei maßgebende Bemessungssituationen gibt: Der undrainierte Zustand direkt nach Aufbringung des Dammkörpers, bei dem die größte Beanspruchung der Wandelemente vorliegt und der auskonsolidierte Zustand, bei dem die größte Beanspruchung der Zugmembran vorliegt. Während der Konsolidierung ist eine Lastumlagerung im Dammkörper aufgrund einer setzungsinduzierten Scherkraftmobilisierung im Dammkörper zu beobachten. Die Lastumlagerung setzt sich zusammen aus Spreizkräften im Böschungsbereich und einer einsetzenden Gewölbewirkung. Sie bewirkt eine Entlastung in Dammmitte und Erhöhung der Belastung im Böschungsbereich nahe der Spundwand. Ferner wurde ermittelt, dass die Größe der Systemverformung keinen maßgebenden Einfluss auf die Verteilung oder Größe der Spundwandbelastung innerhalb der Weichschicht besitzt. Dies ermöglicht es, dass System an statischen Ersatzsystemen zu bemessen. Im Anschluss wurden mit Hilfe der globalen Sensitivitätsanalysen (GSA) die Systemparameter ermittelt welche das Systemverhalten maßgeblich beeinflussen. Dies sind die Systemgeometrie (Dammhöhe, Dammbasisbreite, Weichschichtmächtigkeit), die Wichte des Dammmaterials, die Weichbodensteifigkeit und die Dehnsteifigkeit der Zugmembran. Die Biegesteifigkeit der Spundwand hingegen hat keinen Einfluss auf die Größe und Verteilung des Erddrucks innerhalb der Weichschicht auf die Spundwand. Für diese Parameter wurden Bemessungsdiagramme entwickelt, die es ermöglichen die Systembeanspruchungen beziehungsweise die Einwirkungen auf das System, und die Bemessung durchzuführen. Der entwickelte analytische Bemessungsansatz wurde an drei Systemkonfigurationen validiert. Hierzu wurden die Ergebnisse aus dem Bemessungsansatz mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen miteinander verglichen und gute Übereinstimmungen erhalten. Als Ergebnis der Arbeit liegen somit ein umfängliches Verständnis der zeit- und parameterabhängigen Tragmechanismen sowie ein analytischer Ansatz zur Bemessung des neuen Gründungssystems vor.

Abstract

Within this dissertation a new foundation system for embankments on soft soils, the so called Self-regulating Interactive Membrane Foundation (SIM), is analysed. The SIM shall secure the embankment against bearing and slope failures as well as prevent excessive deformation of the embankment and underlying soft soil. The SIM consists of two vertical, parallel walls (for example sheet pile walls), which are introduced at a defined spacing into the soft soil and ideally founding within a competent layer. The walls are connected to each other by a tension membrane (for example geosynthetic reinforcement), at ground level. The embankment will be constructed above the tension membrane. A part of the embankment vertical load is transferred via the tension membrane into the walls and the remainder onto the soft soil beneath the tension membrane. The load from the embankment onto the soft soil generates a horizontal pressure onto the vertical walls which provokes outward movements. At the same time a tension force is mobilized within the membrane due to settlements beneath the embankment and outward movements of the vertical walls. This tensile force within the membrane counteracts these outward movements and therefore limits the horizontal deformation. The higher the loading from the embankment, the higher the tendency of the outward deformation which in turn increase the tension force in the membrane.

The load transfer mechanism as well as the loading on the structural elements under consideration of the system parameters have to be known for a safe design of the SIM. Little is known regarding the earth pressure development on sheet pile walls in very soft soils. There are questions which remain to be answered; to what extent the earth pressure distribution and magnitude depends on the soil parameter of the embankment and soft soil, the system geometry, the bending stiffness of the sheet pile wall, the tensile stiffness of the membrane as well as on the relation of both the latter points.

The complex and interactive system behaviour has been analysed by means of centrifuge model tests and the finite element method. A special refillable sand hopper was developed to allow the staged construction of the embankment in-flight. A validation of the numerical model is done by means of the measurements obtained from the centrifuge model tests.

Comprehensive system analyses, such as global sensitivity analyses, are conducted with the validated numerical model.

There are two main design situations which have to be considered: the major loading onto the sheet pile walls takes place under undrained conditions directly after the embankment construction and the major load in the tension membrane occurs under drained conditions. During consolidation a load transfer in the embankment takes place due to the settlement induced mobilization of shear strength within the embankment. The load transfer mechanism consists of spreading forces in the slope area and the arching mechanism in the embankment. This leads to a stress relief in the embankment middle and stress increase in the slope area close to the sheet pile wall. Furthermore it was detected, that the magnitude of the system deformation does not have a significant influence on the stress distribution and magnitude onto the sheet pile within the soft soil. Therefore the system can be designed as two equivalent static systems. By means of global sensitivity analyses the dominating system parameter on the system behavior has been determined. Those are the system geometry (embankment height and width, soft soil thickness), the bulk density of the embankment material, the soft soil stiffness and the tensile stiffness of the tension membrane. In contrast the bending stiffness of the sheet pile wall has no influence on the magnitude and distribution of the earth pressure onto the sheet pile wall within the soft soil layer. For those parameters design charts have been developed to determine the influence of those parameters on the loading of the system. The developed design approach was validated on three different system configurations, where the results from the numerical simulations have been compared with the results from design approach. The results are in a good accordance. As a result of this research a comprehensive understanding of the time and parameter dependent load transfer mechanism of the system and a design approach for the new foundation system has been generated.

Vorwort des Herausgebers

Die vorliegende Dissertationsschrift von Herrn Dr.-Ing. Oliver Detert entstand im Rahmen einer externen Promotion während seiner Tätigkeit bei der Firma HUESKER. Ausgangspunkt und Motivation der Arbeit waren die Erfahrungen der Firma HUESKER bei der Erstellung von Anlagen für ein Stahlwerk in Südamerika. Dabei kam es bei der Gründung von Erzhalden auf sehr weichen Sedimenten im Bereich eines Flussdeltas zu großen geotechnischen Herausforderungen. Unter der hohen Flächenpressung der Erzhalden wurde der Boden seitwärts verdrängt, stellenweise kam es zu Standsicherheitsproblemen. Die Arbeit von Herrn Detert setzt an dieser Stelle ein und beschäftigt sich mit der Frage nach einem geeigneten Gründungssystem von hohen flächigen Lasten auf sehr weichen bindigen Böden. Die Arbeit von Herrn Detert umfasst alle gegenwärtig aktuellen Lösungsstrategien in der modernen Geotechnik: mittels einer geotechnischen Zentrifuge werden exemplarische Modellversuche an typischen Gründungsvarianten durchgeführt und detailliert ausgewertet. Die Ergebnisse werden danach mit Hilfe einer numerischen Modellbildung auf Basis der Finiten-Elemente nachvollzogen und es wird im Sinne einer Parametervariation die Sensitivität des Gründungssystems auf die unterschiedlichen Modellparameter untersucht. Zum Abschluss der Arbeit werden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Analysen zusammengefasst und ein Nachweiskonzept für die Bemessung einer derartigen Gründung vorgeschlagen.

Im ersten Kapitel erläutert Herr Detert das Wirkungsprinzip des Gründungssystems, welches Gegenstand seiner Untersuchungen ist. Entscheidende Charakterisierung ist hierbei die Eigenschaft, dass es sich um eine selbstregulierende interaktive Gründungsvariante unter der Ausnutzung der Membranwirkung eines Geokunststoffes handelt. Selbstregulierend heißt, dass es mit Auftreten der Verformungen unter der Beanspruchung der Flächenlast (Erzhalde) zu Spannungumlagerungen im Boden kommt, die sich wiederum in der Mobilisierung von Erddrücken auf die Gründungskonstruktion zeigen. Das von Herrn Detert analysierte Gründungssystem besteht aus zwei parallel verlaufenden Spundwänden, die entweder schwimmend oder eingebunden in einen tragfähigen Untergrund ausgeführt werden und im Kopfbereich einen Geokunststoff als Membran- bzw. Zugelement

aufweisen. Bei etappenweisem Aufbau der Flächenbelastung (Erzhalde) kommt es zu einer zunehmenden Belastung der Membran und einer Umlagerung der Membrankräfte auf die Spundwände. Außerdem wird der Bereich unterhalb der Aufschüttung im Sinne einer Erddruckmobilisierung beansprucht, was wiederum zu einer Verformung bzw. Belastung der Spundwände führt. Das von Herrn Detert analysierte System mobilisiert somit seinen Widerstand stufenweise mit Aufbringung der Belastung. Die zugrundeliegenden bodenmechanischen Prozesse wie etwa die Spreizspannung unterhalb einer Schüttung bzw. das für bindige Böden relevante drainierte und undrainierte Verhalten werden auf Grund der verfügbaren Fachliteratur detailliert dargestellt.

Kapitel 3 beinhaltet einen wesentlichen originären Beitrag der vorliegenden Promotionschrift in Form der geotechnischen Zentrifugen-Modellversuche. Einen besonderen Beitrag stellt die von Herrn Detert entwickelte und umgesetzte Einrieselvorrichtung dar, die es erlaubt den sequentiellen Vorgang der Aufbringung einer Erzhalde in der Realität im physikalischen Experiment realistisch nachzuvollziehen. Ausführlich werden die möglichen Ungenauigkeiten der Untersuchungen im Sinne von Messfehlern bzw. systematischen Modellfehlern von Herrn Detert diskutiert und ihre Konsequenzen für die abgeleiteten Ergebnisse dargestellt.

Kapitel 4 widmet sich der numerischen Modellbildung zum Interpretieren der Zentrifugen-Modellversuche. Eine entscheidende Bedeutung kommt der Wahl der Stoffgesetze zu. Es ist notwendig, die charakteristischen Eigenschaften der hier vorliegenden sehr weichen bindigen Böden realistisch abzubilden. Mit einem detailliert diskutierten numerischen Modell gelingt es Herrn Detert die relevanten Systemkräfte bzw. die Lastumlagerung von der Zugbewehrung (Membran) auf die vertikalen Wandelemente realistisch nachzuvollziehen. Mittels einer globalen Sensitivitätsanalyse gelingt es ihm außerdem die entscheidenden Modellparameter zu identifizieren und somit eine Reduktion des Untersuchungsaufwandes herbeizuführen. An einem sog. Regelsystem führt Herr Detert umfangreiche systematische Parameterstudien durch mit dem Ziel einen analytischen Bemessungsansatz herzuleiten.

Kapitel 5 widmet genau dieses analytischen Bemessungsansatz. Ausgehend von den Annahmen und dem Geltungsbereich der hier getroffenen Untersuchungen werden Bemessungsdiagramme für die Praxis bereitgestellt. Unter Berücksichtigung des Nachweises unter anderem der Vertikalkräfte, der Erdwiderstände und der Biegemomente wird somit der Praxis ein Vorschlag für einen Bemessungsansatz unterbreitet, der eine Dimensionierung der eingesetzten Zugbewehrung bzw. der vertikalen Spundwandelemente erlaubt. Quasi als Abrundung werden weitere Faktoren, wie etwa die Überstandslänge an der Gelän-

deoberfläche der Spundwand ihre Einbindelänge und der Neigungswinkel der Flächenlast diskutiert und in ihrer Auswirkung auf die Bemessung aufgezeigt.

Mit der vorliegenden Promotionsschrift schlägt Herr Dr.-Ing. Detert einen weiten Bogen der unterschiedlichen geotechnischen Konzepte. Ausgehend von analytischen Betrachtungen, physikalischen Versuchen mit der Zentrifugentechnik, numerischen Berechnungen mittels der Finiten-Element-Methode, gelingt es ihm schlussendlich für das von ihm analysierte neuartige Gründungssystem einen praxistauglichen Bemessungsansatz zu entwickeln und zu validieren. Mit dieser Arbeit steht zum ersten Mal ein praxistauglicher Bemessungsansatz für ein derartiges Gründungssystem für hohe Flächenbelastungen auf sehr weichen Böden zur Verfügung.

Bochum, September 2016

Tom Schanz

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Dissertation ist das Ergebnis einer nahezu sieben jährigen Forschungstätigkeit am Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Ruhr-Universität Bochum. Der anfänglich tolle Gedanke, eine externe Promotion zu unternehmen, welche auch eine Weiterentwicklung im Berufsleben ermöglichte, stellte sich sehr bald als eine große Herausforderung dar. Im Besonderen betraf dies die Vorbereitung und Durchführung der komplexen Zentrifugen-Modellversuche.

Je länger ich mit der Promotion beschäftigt war, desto häufiger schaute ich in die Vorworte anderer Dissertationsschriften. Es hatte etwas Beruhigendes zu sehen, dass nahezu jeder über schwierige und frustrierende Momente berichtete.

Das nun letztendlich eine fertige Dissertationsschrift vorliegt ist das Ergebnis einer großartigen Unterstützung durch die Mitarbeiter des Lehrstuhls, der Arbeitskollegen, meinem Freundeskreis und ganz besonders meiner Familie. Umso schöner ist es nun, am Ende dieses Vorwort schreiben zu können und mit Stolz auf das Erreichte zu blicken.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Schanz, der mich sehr schnell in seinem Team aufnahm. Die regelmäßigen Diskussionen und Anregungen haben mich permanent angetrieben und maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen. Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Schanz war es zudem wichtig, Wissen zu vermitteln, welches nicht unmittelbar mit dem eigenen Forschungsthema zu tun hatte, so dass ich in der Zeit am Lehrstuhl viel lernen konnte.

Ebenfalls ganz besonders bedanken möchte ich mich bei der Firma HUESKER, die es mir ermöglichte nebenberuflich zu promovieren. Nachdem mich meine geschätzten Kollegen Herr Dr.-Ing. Sobolewski und Herr Dr.-Ing. Alexiew ermutigt haben zu promovieren, erfolgte eine schnelle Zusage durch den damaligen Geschäftsführer Herrn von Fransecky, welche bis zum heutigen Geschäftsführer Herrn Dr.-Ing. Grandin uneingeschränkt bestand hatte.

Sehr dankbar bin ich für den großen Einsatz sowie die anregenden Diskussionen und Anmerkungen der Mitberichterstatter Frau Prof. Dr. Springman CBE FREng, Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Hettler und Herrn Prof. Dr.-Ing. Kempfert.

Mit den Herren Dr.-Ing. König und Dr.-Ing. Röchter hatte ich allzeitbereite Diskussionspartner. So ist unvergesslich, dass Meilensteine der Versuchsergebnisinterpretation am Fuße des Eiffelturms oder Sonntagsmorgens beim Babyschwimmen entstanden.

Die Versuchsvorbereitungen und -durchführungen wäre nicht möglich gewesen ohne den großen Einsatz der Herren Schudy, Sperl und Blazytko, die sich unter anderem bereits kurz nach Mitternacht mit mir ins Kontrollzentrum der Zentrifuge gesetzt haben, um die sehr zeitaufwendigen Versuche durchzuführen.

An dieser Stelle möchte ich auch allen Lehrstuhlkollegen sowie Studenten danken, die mich bei der Arbeit unterstützt haben.

Meinen Arbeitskollegen möchte ich für das entgegengebrachte Verständnis danken, dass ich häufig nicht ansprechbar oder gar anwesend war sowie für die permanente Aufmunterung.

Letztendlich wäre aber all dies nicht ohne den unermüdlichen Einsatz meiner Frau Lisa möglich gewesen, die mir in den letzten Jahren immer den Freiraum geschaffen hat, auch am Wochenende Zeit für die Promotion zu finden. Ich freue mich nun darauf, mehr Zeit mit meiner Tochter Selma, meinem Sohn Silas und meiner Frau Lisa verbringen zu können.

Bochum, im September 2016

Oliver Detert

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	i
Abstract	iii
Vorwort des Herausgebers	v
Vorwort des Verfassers	ix
1. Motivation	1
1.1. Einleitung	1
1.2. Beschreibung der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung . . .	2
1.3. Methodik	4
1.4. Gliederung der Arbeit	6
2. Literaturrecherche	9
2.1. Einleitung	9
2.2. Versagensmechanismus	9
2.3. Gebräuchliche Gründungsverfahren	12
2.4. Vergleichbare Systeme und Systemkomponenten	13
2.4.1. Basis- und Spreizbewehrung von Dammkörpern	13
2.4.2. Erhöhung der Standsicherheit mit vertikalen Strukturelementen . .	15
2.4.3. Rückverankerung von horizontal belasteten Stützwänden mit Geo- textilien	17
2.5. Tragmechanismen und bodenmechanische Prozesse	17
2.5.1. Membranwirkung	18
2.5.2. Gewölbewirkung	20
2.5.3. Interaktion zwischen Membran- und Gewölbewirkung	24
2.5.4. Spreizspannungen	24
2.5.5. Undrainiertes und drainiertes Verhalten des Bodens	25
2.6. Erddruckbelastung auf Stützwände	25

2.7. Abschließende Bewertung	28
3. Zentrifugen-Modellversuche	29
3.1. Einleitung	29
3.2. Zentrifugen-Modelltechnik	29
3.3. Versuchsaufbau	30
3.3.1. Geometrie	30
3.3.2. Materialien	34
3.3.3. Randbedingungen	36
3.3.4. Messtechnik und Instrumentierung	39
3.3.5. Einrieselvorrichtung	43
3.4. Versuchsprogramm	45
3.5. Versuchsvorbereitung und -durchführung	46
3.6. Modellfehler	47
3.7. Ergebnisse der Zentrifugen-Modellversuche	49
3.7.1. Spannungszustand innerhalb des Systems unmittelbar nach Last- aufbringung	49
3.7.2. Verlauf der Vertikalspannungen über die Zeit	53
3.7.3. Vergleich der Versuche untereinander	58
3.7.4. Auswertung der Momentenverläufe	60
3.7.5. Druckabschirmung	62
3.8. Zusammenfassung	63
4. Numerische Systemanalyse	65
4.1. Einleitung	65
4.2. Wahl der Stoffgesetze	66
4.2.1. Bodenphysikalische Eigenschaften und Prozesse	66
4.2.2. Anforderungen und Auswahl der Stoffgesetze	67
4.3. Numerische Modellbildung	70
4.3.1. Software und verwendete Einstellungen	70
4.3.2. Modellfehler	71
4.4. Numerische Simulationen der Zentrifugen-Modellversuche	73
4.4.1. Modellierung und Berechnungsschritte	73
4.4.2. Validierung des numerischen Modells	75
4.4.3. Vergleich zwischen stufen- und lagenweiser Lastaufbringung	80
4.5. Allgemeine Simulation mit dem numerischen Prototypenmodell	81
4.5.1. Einleitung	81

4.5.2.	Entwicklung der Systemkräfte	81
4.5.3.	Bedeutung der Lastumlagerung, Membranwirkung und Auftrieb . .	88
4.6.	Globale Sensitivitätsanalyse	93
4.6.1.	Einleitung	93
4.6.2.	Auswertung der globalen Sensitivitätsanalyse	94
4.6.3.	Bewertung der globalen Sensitivitätsanalyse	97
4.7.	Numerische Analysen an einem definierten Regelsystem	98
4.7.1.	Einleitung	98
4.7.2.	Definition des Regelsystems	98
4.7.3.	Parameterstudien	99
4.7.4.	Vorgehen bei der Auswertung	100
4.7.5.	Ergebnisse der Parameterstudien	100
4.8.	Zusammenfassung	110
5.	Dimensionierungsansatz	111
5.1.	Einleitung	111
5.2.	Anforderungen an den Dimensionierungsansatz	111
5.3.	Erkenntnisse aus den zuvor durchgeführten Untersuchungen	112
5.4.	Herleitung des Dimensionierungsansatzes	113
5.4.1.	Annahmen und Geltungsbereich	113
5.4.2.	Basisdimensionierungsdiagramme und Einflusskurven	115
5.4.3.	Ermittlung der Wandbelastung und des Erdwiderstandes im Einbindebereich	126
5.5.	Vorgehensweise bei der Dimensionierung	127
5.5.1.	Ermittlung der Bemessungsgrößen	127
5.5.2.	Ermittlung der Verformungen und Setzungen	130
5.6.	Vergleichsberechnungen	133
5.6.1.	Vergleich der ermittelten Membrankräfte	134
5.6.2.	Vergleich der resultierenden Spundwandbelastung innerhalb der Weichschicht	135
5.6.3.	Ermittlung der resultierenden Belastung des Überstandes der Spundwand	135
5.6.4.	Vergleich der Erdwiderstände und Bodenreaktionen im Einbindebereich	135
5.6.5.	Vergleich der Vertikalkräfte	138
5.6.6.	Vergleich der Biegemomente	140

5.6.7.	Normenkonformer Nachweis der Bauteile und Bodenreaktion	142
5.6.8.	Verformungen und Setzungen	142
5.6.9.	Bewertung des Dimensionierungsansatzes	143
5.7.	Weitere Einflussfaktoren	144
5.7.1.	Überstandslänge	145
5.7.2.	Einbindelänge	146
5.7.3.	Neigungswinkel der Dammböschung	146
5.8.	Zusammenfassung	147
6.	Zusammenfassung und Ausblick	149
6.1.	Zusammenfassung	149
6.2.	Ausblick	151
A.	Zentrifugen-Modellversuche	155
A.1.	Aufbau der Modellbehälter	155
A.2.	Versuchsvorbereitung	156
A.2.1.	Lagerung	156
A.2.2.	Geogitterverbindung	157
A.2.3.	Anbringen von Markierungen	158
A.2.4.	Schrittweise Vorbereitung	159
A.3.	Vorversuche	164
A.3.1.	Ermittlung von Wandreibungseinflüssen	164
A.3.2.	Überprüfung der Messdose in einer Leerfahrt	164
A.3.3.	Überprüfung der Messdosen in einem wassergefüllten Modellbehälter	165
B.	Weichbodenherstellung	167
C.	Vergleich zwischen stufen- und lagenweiser Lastaufbringung	171
D.	Erläuterung der globalen Sensitivitätsanalyse	175
	Literaturverzeichnis	177

Abbildungsverzeichnis

1.1. Systemskizzen der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung . . .	2
2.1. Versagensmechanismen bei der Gründung von Dammkörpern auf Weichböden	10
2.2. Idealierte Modellvorstellung zum Nachweise gegen Bodenextrusion unterhalb des Dammkörpers im Weichboden nach BS8006 (2010) und EBGEO (2010)	10
2.3. Spreizkräfte unterhalb der Dammaufstandsfläche im Böschungsbereich . . .	11
2.4. Sicherung gegen Spreizen mittels kurzer, über Ankerstäbe verbundene, Spundwandbohlen in der Dammaufstandsfläche (Holtz et al. 1994)	13
2.5. Gründungen von Dammkörpern unter Verwendung von vertikalen und horizontalen Strukturelementen	17
2.6. Rückverankerung einer Spundwand zur Geländesprungsicherung mit hochzugfesten Geogittern	18
2.7. Veranschaulichung der Gewölbewirkung mit der diskreten Partikelmethode (Nadukuru and Michalowski 2012)	22
2.8. Gewölbewirkung im Dammkörper in Abhängigkeit der Untergrundsteifigkeit nach Casagrande (1936) aus Boutrup and Holtz (1982)	23
2.9. Mobilisierung des passiven und aktiven Erddrucks (DIN4085 2011)	26
2.10. Näherungsweise Erddruckermittlung bei gebrochener Böschung (zum Beispiel Spundwandhandbuch 2007)	27
3.1. Vergleich von vertikalen Spannungen am Modell und Prototypen (nach Laue 1996)	31
3.2. Prinzip der Zentrifugen-Modelltechnik (Schofield 1980)	31
3.3. Vergleich der Vertikalspannungen über die Tiefe im Prototypen und im Zentrifugen-Modellversuch für die Schichttiefe h (nach Schofield 1980 und Taylor 1995)	33
3.4. Abmessungen des Zentrifugenmodells	33

3.5. Modellbehälter mit den Innenabmessungen von 90 cm Breite, 36 cm Tiefe und 60 cm Höhe	34
3.6. Korngrößenverteilung des Haltener Silbersandes	35
3.7. Kraft-Dehnungsverhalten der Modellgeogitter aus Polyester (PET) und Polyvinylalkohol (PVA) und deren Klebeverbindung	37
3.8. Lagerung zur Befestigung des Geogitters auf der Symmetrieachse	38
3.9. Anschlusskonstruktion mit integrierten Kraftmessdosen	38
3.10. Drainage	39
3.11. Anordnung der Messtechnik	40
3.12. Mit DMS instrumentierte Modellwand (Höhe 25 cm, Breite 35,5 cm, Wandstärke 4 mm beziehungsweise 2 mm (hier dargestellt)). Die DMS sind mit einer wasserdichten Paste abgedeckt.	42
3.13. Einrieselvorrichtung	44
3.14. Verlauf der Porenwasserdrücke über die Versuchsdauer	49
3.15. Vergleich der berechneten theoretischen und gemessenen Porenwasserdruckanstiege	50
3.16. Vergleich der gemessenen Spannungszuwächse in den jeweiligen Schüttstufen	51
3.17. Einrieselvorgänge der drei Schüttphasen	53
3.18. Aus dem Schüttvolumen und Messwerten errechnete Wichten	53
3.19. Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb der Weichschicht nahe der Symmetrieachse (Versuch MG2M1)	54
3.20. Abbau der totalen Vertikalspannungen je Konsolidierungsphase bezogen auf die durchschnittliche Dammhöhe	54
3.21. Gegenüberstellung der über Membranwirkung abgetragenen Vertikallast und der gemessenen Spannungsreduzierung in den Konsolidierungsphasen .	55
3.22. Ermittlung der aufnehmbaren Spannungen durch die Zugmembran unter Berücksichtigung der eingetretenen Setzungen und der maximalen Membranzugkraft	56
3.23. Wandverformung über die Zeit (Versuch MG2M1)	57
3.24. Anschlusskräfte über die Zeit (Versuch MG2M1)	57
3.25. Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb der Weichschicht nahe der Symmetrieachse (Versuch MG2M2)	58
3.26. Summe Wandverschiebung je Versuch (Versuch MG2T1 abgebrochen) . . .	59
3.27. Summe Spannungsabbau je Versuch gemessen unterhalb des Dammes und der Weichschicht (Versuch MG2T1 abgebrochen; Messdose bei Versuch MG4M1 defekt)	60

3.28. Summe Setzungen je Versuch gemessen auf der Symmetrieachse (Versuch MG2T1 abgebrochen)	60
3.29. Verformungsfiguren der Modellwände(zwecks besserer Sichtbarkeit mit gestrichelter Linie markiert; unteres Drittel der Modellwände nicht erfasst); Membran befindet sich im Übergangsbereich des hellen Kaolins zum dunkel gefärbtem feuchtem Sand des Dammkörpers	61
3.30. Resultierende Wandbelastungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten (nach Hölter 2013)	62
4.1. Vergleich der Ergebnisse aus den Ödometer- und Triaxialversuchen im Labor und deren numerischen Simulation	69
4.2. Abschnittsweise Simulation des kontinuierlichen Schüttprozesses der Zentrifugen-Modellversuche im Modellmaßstab und erhöhtem Schwerfeld von 50g (nur die ersten 3 von insgesamt 15 Schüttungen sind dargestellt)	75
4.3. Vergleich der Ergebnisse aus dem Zentrifugen-Modellversuch MG2M1 und der numerischen Simulation	76
4.4. Ergebnisse der numerischen Nachrechnung der vier in der Zentrifuge getesteten Konfigurationen	78
4.5. Horizontale Wandbelastung der vier Konfigurationen nach der letzten Konsolidierungsphase	79
4.6. Verlauf und Verteilung der Porenwasserüberdrücke	83
4.7. Resultierende Wandbelastung innerhalb der Weichschicht im undrainierten Zustand	83
4.8. Vergleich der Hauptspannungen vor und nach Konsolidierung für einen 10 m hohen mit einer Dammbasisbreit von 40 m (Weichboden ist ausgeblendet) .	84
4.9. Verteilung der Vertikalspannungen in der Dammaufstandsfläche	85
4.10. Entwicklung der effektiven Spannungen außer- und innerhalb des Gründungssystems	85
4.11. Resultierende Horizontalbelastung der Spundwand für unterschiedliche Dammhöhen	86
4.12. Resultierende Belastungen sowie Verformungen der Modellwand aus einem 10 m hohen Damm vor und nach Konsolidierung	86
4.13. Momentenbeanspruchung der Modellwand aus einem 10 m hohen Damm vor und nach Konsolidierung	87
4.14. Zugkraft in der Membran vor und nach Konsolidierung für einen 10 m hohen Damm	87

4.15. Verformungen und resultierende Belastung der Modellwände für die vier Konfigurationen der Tabelle 4.3	88
4.16. Gegenüberstellung der Wandverformungen in Bezug auf die Konsolidation .	91
4.17. Plot der Hauptspannungsrichtungen aus Simulation MGUMUWP01 über die Verformungen des Untergrundes der Simulation MG02	92
4.18. Zugkräfte in den Membranen über die Entfernung zum Anschlusspunkt an die Spundwand	92
4.19. Sensitivitäten der Wandverformung bezüglich der Eingangsparameter . . .	95
4.20. Sensitivitäten der Setzungen in Dammmittle bezüglich der Eingangsparameter	96
4.21. Sensitivität des Spannungsabbaus bezüglich der Eingangsparameter	96
4.22. Sensitivitäten der maximalen Zugkraft in der Membran bezüglich der Eingangsparameter	97
4.23. Sensitivitäten der maximalen Feldmomente bezüglich der Eingangsparameter	97
4.24. Momentenbeanspruchung der Wand	102
4.25. Resultierende Horizontalbelastung der Wand innerhalb der Weichschicht .	102
4.26. Normierte horizontale Anschlusskräfte vor und nach Konsolidierung über das Verhältnis aus Dammhöhe zu -breite	103
4.27. Normierte maximale Membrankräfte vor und nach Konsolidierung über das Verhältnis aus Dammhöhe zu -breite	103
4.28. Vertikale Verformungen der Membran bei hohem Damm und geringer Weichschichtmächtigkeit (Aufwölbung im Anschlussbereich)	104
4.29. Normierten Resultierenden vor und nach Konsolidierung über das Verhältnis aus Dammhöhe zu -breite	104
4.30. Verformung der Spundwand in Abhängigkeit der Dammbasisbreite	105
4.31. Totale Horizontalspannungen auf die Wand von außen innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlicher Dammbasisbreite	106
4.32. Resultierende Belastung auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlicher Dammhöhen	107
4.33. Verlauf der resultierenden Belastung vor der Konsolidierung für unterschiedliche Weichschichtmächtigkeiten	107
4.34. Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlicher Biegesteifigkeit	108
4.35. Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlichen Wichten des Dammmaterials	108
4.36. Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlichen Weichbodensteifigkeiten	109

4.37. Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten der Membran . . .	109
5.1. Ersatzsysteme zur Ermittlung der Schnittgrößen der Membran (Teilsystem 1) sowie der Einwirkungen auf die vertikalen Wandelemente (Teilsystem 2) zur Dimensionierung der Bauteile	114
5.2. Basisdimensionierungsdiagramme zum Verlauf der horizontalen Anschlusskräfte $F_{0,25,A_h}$ und maximalen Membrankräfte $F_{0,25,Mem}$ in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit für ein Verhältnis der Dammhöhe zur Dammbasisbreite von 0,25 vor und nach der Konsolidierung . . .	117
5.3. Anpassungsfaktor $A_{geo,i}$ zur Berücksichtigung des geometrischen Verhältnisses aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite für die Zustände vor und nach der Konsolidierung	118
5.4. Anpassungsfaktor $A_{\gamma,i}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Wichte auf die Anschluss- und maximalen Membrankräfte vor und nach Konsolidierung	118
5.5. Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},i}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit E_{oed} auf die Anschluss- und maximalen Membrankräfte vor und nach Konsolidierung	119
5.6. Anpassungsfaktor $A_{J,i}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit J auf die Anschluss- und maximalen Membrankräfte vor und nach der Konsolidierung	119
5.7. Relation der vertikalen zur horizontalen Anschlusskraft in Abhängigkeit der Dammhöhe über die Weichbodensteifigkeit (Verhältniswert $\frac{F_{A_h}}{F_{A_v}}$)	120
5.8. Vergleich der resultierenden Horizontalbelastungen auf die Spundwand bei konstanter Dammhöhe von 5 m und unterschiedlichen Weichschichtmächtigkeiten vor der Konsolidierung	121
5.9. Basisdimensionierungsdiagramme zur Ermittlung der resultierenden horizontalen Belastung $q_{0,25,res,WS}$ auf die Spundwand innerhalb der Weichschicht in Abhängigkeit der Wichte und der Dammhöhe für ein Verhältnis der Dammhöhe zur Dammbasisbreite von 0,25 vor und nach der Konsolidierung sowie zur Ermittlung der Abnahme $i_{q_{0,25,res,WS}}$ von $q_{0,25,res,WS}$ pro Meter Tiefe	121
5.10. Verlauf der resultierenden Belastung auf die Wand über die Tiefe	122
5.11. Einhüllende der geometrischen Einflüsse auf die resultierende Horizontalbelastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht $q_{res,WS}$ zur Ermittlung des Anpassungsfaktors $A_{geo,q_{res,WS}}$	122

5.12. Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},q_{res,WS}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit E_{oed} auf die resultierende Horizontalbelastung $q_{res,WS}$ vor der Konsolidierung	123
5.13. Anpassungsfaktor $A_{J,q_{res,WS}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit J auf die resultierende horizontale Belastung $q_{res,WS}$ vor und nach der Konsolidierung	123
5.14. Maximale Belastung q_{US} des Überstandes in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit vor der Konsolidierung (vergleich Abbildung 5.1	124
5.15. Anpassungsfaktor $A_{\gamma,q_{US}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Wichte des Dammmaterials auf die horizontale Belastung q_{US} vor und nach der Konsolidierung	125
5.16. Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},q_{US}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit E_{oed} auf die horizontale Belastung q_{US} vor und nach Konsolidierung (unabhängig von Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit	125
5.17. Anpassungsfaktor $A_{J,q_{US}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit J auf die horizontale Belastung des Überstandes q_{US} vor und nach der Konsolidierung	126
5.18. Wirkende Erddrücke außer- und innerhalb des Gründungssystems im Einbindebereich und deren resultierende Differenz	126
5.19. Angenommene Verteilung der Zugkraft in der Membran zur Ermittlung der Verschiebungen am Anschlusspunkt an die Wand	130
5.20. Anpassungsfaktor $A_{\gamma,Set}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Dammwichte auf die Setzungen nach der Konsolidierung	132
5.21. Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},Set}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit auf die Setzungen nach der Konsolidierung	132
5.22. Anpassungsfaktor $A_{J,Set}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit auf die Setzungen nach der Konsolidierung	132
5.23. Vergleich der aus den Diagrammen ermittelten resultierenden Belastung $q_{res,WS,oben}$ und $q_{res,WS,unten}$ mit der sich ergebenden Belastung aus den numerischen Berechnungen	136
5.24. Vergleich der Momentenbeanspruchung der Spundwand vor und nach der Konsolidierung ermittelt aus den Diagrammen und den numerischen Berechnungen	140

5.25. Überführung einer Dammmenge mit Überstandslänge kleiner 3 m in eine flächengleich Dammmenge mit einer Überstandslänge von 3 m bei gleich Dammbasisbreite	146
A.1. Modellbehälter	156
B.1. Vertikale Spannung über die Tiefe	169
B.2. Überkonsolidierungsverhältnis	169
B.3. Theoretischer Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit über die Tiefe . . .	170
C.1. Vergleich der Wandverformungen am Anschlusspunkt und der Setzungen auf der Symmetrieachse über die Zeit für eine stufe- und lagenweise Lastaufbringung	172
C.2. Vergleich der Querkraft- und Momenteverläufe für eine stufe- und lagenweise Lastaufbringung vor und nach der Konsolidierung	172
C.3. Vergleich der Zugkräfte in der Membran und dem Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb des Dammes und der Weichschicht	173

Tabellenverzeichnis

3.1. Maßstabsfaktoren für Versuch im einfachen (1g) und erhöhten (ng) Schwerfeld für ausgewählte Größen	32
3.2. Eigenschaften der verwendeten Modellgeogitter	36
3.3. Vergleich Spannungszunahmen inner- und außerhalb des Gründungssystems	63
4.1. Bodenparameter des Kaolins für das HS-Modell	70
4.2. Bodenparameter des Dammmaterials und der Drainageschicht für das HS-Modell	70
4.3. Variation der Biegesteifigkeit der Modellwand und der Dehnsteifigkeit der Membran	82
4.4. Übersicht der Simulationen sowie der jeweilig erfassten Prozesse	89
4.5. Vergleich der Wandverformungen am Anschlusspunkt der Membran sowie der Setzungen auf der Symmetrieachse bei Berücksichtigung von Gewölbe- und Membranwirkung sowie Auftriebskräften	89
4.6. Vergleich der Vertikalspannungen gemessen unmittelbar unterhalb der Weichschicht im Bereich der Dammkrone bei Berücksichtigung von Gewölbe- und Membranwirkung sowie Auftriebskräften	90
4.7. Parameterauswahl für die globale Sensitivitätsanalyse sowie deren obere und untere Grenze	94
4.8. Auflistung der Systemparameter in den Parameterstudien	101
5.1. Definition des Regelsystems	115
5.2. Auflistung der Parameter der Vergleichsberechnungen	133
5.3. Vergleich der ermittelten Membrankräfte aus den Einflussdiagrammen und den numerischen Simulationen	134
5.4. Aus den Bemessungsdiagrammen ermittelte Spundwandbelastung innerhalb der Weichschicht sowie die einzelnen Faktoren	137
5.5. Aus den Bemessungsdiagrammen ermittelte Belastung des Spundwandüberstandes sowie die einzelnen Faktoren	137

5.6. Gegenüberstellung der charakteristisch ermittelten Erdwiderstände und Bodenreaktionen im Einbindebereich	138
5.7. Vergleich der Vertikalkräfte	139
5.8. Vergleich der Momentenbeanspruchung basierend auf den Einflussdiagrammen und den numerischen Simulationen	141
5.9. Vergleich der Wandverschiebung am Membrananschlusspunkt vor Konsolidierung	143
5.10. Vergleich der Wandverschiebung am Membrananschlusspunkt nach Konsolidierung	143
5.11. Vergleich der maximalen Setzungen basierend auf den Einflussdiagrammen mit den numerischen Simulationen	144

Abkürzungsverzeichnis

k_{fv} vertikale Durchlässigkeit des Bodens

k_{fh} horizontale Durchlässigkeit des Bodens

u Horizontalverschiebung

s Setzung

DMS Dehnungsmessstreifen

HDR Horizontaldruck Rückwand

HDS Horizontaldruck Seitenwand

KMD Kraftmessdose

MG Membrangründung

MG2M1 Erster Zentrifugenmodellversuch mit der 2 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PVA

MG2M2 Zweiter Zentrifugenmodellversuch mit der 2 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PVA

MG4M1 Erster Zentrifugenmodellversuch mit der 4 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PVA

MG4M2 Zweiter Zentrifugenmodellversuch mit der 4 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PVA

MG2T1 Erster Zentrifugenmodellversuch mit der 2 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PET

MG2T2 Zweiter Zentrifugenmodellversuch mit der 2 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PET

MG4T1 Erster Zentrifugenmodellversuch mit der 4 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PET

MG4T2 Zweiter Zentrifugenmodellversuch mit der 4 mm starken Modellwand und dem Modellgitter aus PET

M_{Load} Faktor zur Erhöhung der Last (Plaxis)

M_{Weight} Faktor zur Erhöhung der Wichte (Plaxis)

PET Polyethylenterephthalat

PVA Polyvinylalkohol

PWD Porenwasserdruck

SIM Selbstregulierende interaktive Membrangründung

UWP Updated Water Pressure (Plaxis)

UM Updated Mesh (Plaxis)

VD Vertikaldruck

1. Motivation

1.1. Einleitung

Die Gründung von größeren Damm- oder Schüttkörpern, wie zum Beispiel Verkehrsdämmen oder Rohstoffhalden, auf geringtragfähigen Weichböden ist schwierig und häufig nicht ohne Zusatzmaßnahmen möglich. Charakteristisch für Weichböden sind geringe Scherfestigkeiten, Durchlässigkeiten und Steifigkeiten sowie hohe Wassergehalte. Die Belastung aus den Damm- oder Schüttkörpern (im Weiteren nur noch als Dammkörper bezeichnet) kann deshalb zu großen, unverträglichen Setzungen und horizontalen Verformungen bis hin zum Verlust der Standsicherheit in Form von Böschungs- und Grundbrüchen führen. Bei Weichböden mit sehr geringen Scherfestigkeiten ist zudem ein seitliches Herauspressen des Untergrundes unterhalb des Dammkörpers zu beobachten. Benachbarte Bauwerke können aufgrund von Mitnahmesetzungen oder erhöhten Horizontalspannungen im Untergrund durch den Bau der Dammkörper beeinträchtigt oder gefährdet werden. Um dies zu vermeiden, müssen entsprechende Bau- oder Gründungsverfahren gewählt werden.

Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wird das Tragverhalten einer selbstregulierenden interaktiven Membran Gründung, einem neuen Gründungssystem für Dammkörper auf geringtragfähigen Weichböden großer Mächtigkeit, untersucht. Ziel der Forschungsarbeit ist es, mit Hilfe von Zentrifugen-Modellversuchen und numerischen Simulationen die Gebrauchstauglichkeit des Systems zu untersuchen, das interaktive Tragverhalten zu erfassen und einen Bemessungsansatz zur Dimensionierung des Gründungssystems zu entwickeln. Basierend auf den gewonnen Erkenntnissen können weitere Systemoptimierungen im Hinblick auf das Systemverhalten sowie wirtschaftlichen Aspekten vorgenommen werden.

1.2. Beschreibung der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung

Die selbstregulierende interaktive Membrangründung, im Folgenden als *SIM* bezeichnet, besteht aus zwei vertikalen, biegesteifen Wandelementen, zum Beispiel Spundwänden, und einer horizontalen, vollflächigen, dehnsteifen und zugfesten Membran, zum Beispiel geotextiles Bewehrungsgewebe oder -gitter (Abbildung 1.1). Die vertikalen und parallel zueinander verlaufenden Wandelemente können in eine tragfähige Schicht einbinden und reichen bis zur Geländeoberkante oder darüber hinaus. Sie sind über die Membran auf Höhe der Geländeoberkante miteinander kraftschlüssig verbunden. Die vertikalen Wandelemente, die umschlossene Weichschicht und die horizontale Membran bilden die Gründung für den Dammkörper.

Das grundlegende Konzept des Systems besteht darin, den Weichboden unter dem Dammkörper zwischen den vertikalen Wandelementen sowie der horizontalen Membran einzufassen und zu stützen. Dadurch sollen große seitliche Verformungen oder sogar ein Herauspressen des Untergrundes verhindert werden. Ferner kann die lokale und globale Standsicherheit des Dammkörpers unter Nutzung der im Folgenden beschriebenen Selbstregulierung sichergestellt werden.

Die Aktivierung des Systems erfolgt mit dem Aufbau des Dammkörpers auf der Membran. Durch die Auflast des Dammkörpers und den daraus resultierenden Verformungen der Membran in der Dammaufstandsfläche (Setzungsmulde) werden Zugkräfte in der Membran aktiviert. Ein Teil der Bauwerkslast wird, in Abhängigkeit der eintretenden Verformungen, über die Membran in die vertikalen Elemente abgeleitet, der verbleibende Teil der Belastung verursacht einen Anstieg der vertikalen und horizontalen Spann-

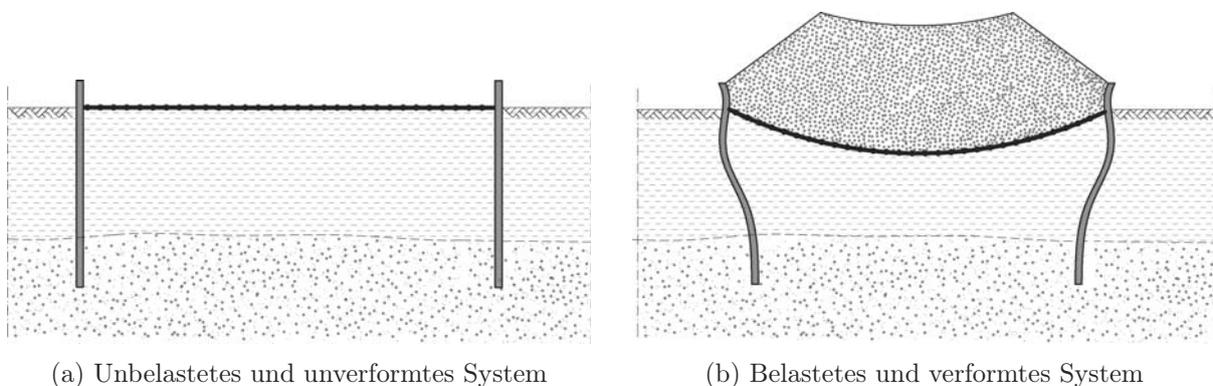


Abbildung 1.1.: Systemskizzen der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung

gen im Weichboden. Der durch den Dammkörperaufbau entstehende Horizontaldruck auf die vertikalen Wandelemente verursacht eine auswärtsgerichtete Verformung, wodurch die Membran zusätzlich gedehnt wird und somit die Zugkraft in der Membran ansteigt. Diese Zugkraft wirkt der auswärtsgerichteten Bewegung entgegen und versucht die Wandelemente nach innen zu ziehen. Mit steigender Auflast und der damit verbundenen steigenden auswärtsgerichteten Verformung aufgrund der erhöhten Horizontaldrucke, steigt auch die rückhaltende Kraft in der Membran an und wirkt der Bewegung zunehmend entgegen.

Die Verformungen und Beanspruchungen der Systemkomponenten (vertikale Wandelemente, Membran sowie Weichboden) sind voneinander abhängig. Aufgrund der Konsolidierung und des Kriechens des Weichbodens sowie der Kriechverformungen der dehnsteifen und zugfesten Membran sind die Interaktionen sowie die Entwicklung der Verformungen und Kräfte darüber hinaus zeitabhängig.

Für die Dimensionierung des Gründungssystems ist die Kenntnis der Membranwirkung sowie der Größe und Verteilung der resultierenden Einwirkungen aus Erd- und Wasserdruck entlang der vertikalen Wandelemente in Abhängigkeit der Verformungen und Zeit erforderlich.

Es wird davon ausgegangen, dass das Systemverhalten von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst wird, wie zum Beispiel der Biegesteifigkeit der vertikalen Wandelemente, der Dehnsteifigkeit der Membran und dem Verhältnis dieser Steifigkeiten. Ferner spielen die geometrischen Verhältnisse, wie die Distanz zwischen den Wänden, deren Länge sowie Einbindegrad, die Last aus dem Dammkörper, die Mächtigkeit, Steifigkeit und Scherfestigkeit sowie der Konsolidierungsgrad des Weichbodens und die Geometrie des Dammkörpers eine erhebliche Rolle.

Es besteht ein komplexer Zusammenhang zwischen Verformungen und Kräften. Dieser Zusammenhang soll erfasst und in Einflussdiagrammen abgebildet werden, um eine zuverlässige und wirtschaftliche Dimensionierung des Systems durchführen zu können. Hierzu müssen unter anderem folgende Fragen beantwortet werden:

- Welche Größe und Verteilung erreicht die resultierende Belastung der vertikalen Wandelemente? Wird der aktive oder passive Erddruck des Weichbodens spürbar aktiviert?
- Welchen Einfluss hat das Verhältnis der Biegesteifigkeit der vertikalen Wandelemente zur Dehnsteifigkeit der Membran auf die Wandverschiebung und -verformung und somit auf die Größe und Verteilung des Erddrucks?

- Welche Beanspruchung erfährt die Membran aufgrund von Setzungen, Spreizkräften und Ankerwirkung?
- Welchen Einfluss haben die Konsolidierungsprozesse und Kriechprozesse des Weichbodens und der Membran auf das Systemverhalten?

Die SIM zeichnet sich durch folgende Merkmale aus:

- Die Installationstechniken und Kenntnisse zum Einbringen der Vertikalelemente, wie zum Beispiel Spundwänden, sind bekannt und weit verbreitet
- Die Installation beschränkt sich auf die Achsen der Vertikalelemente, so dass nicht der gesamte Aufstandsbereich des Dammes für Baufahrzeuge hergerichtet werden muss (Ausnahme: Zusätzlicher Einsatz von Vertikaldrainagen zur Beschleunigung der Konsolidierung und zur Reduzierung der horizontalen Verformungen (Ellis 1996))
- Es ist ein selbstregulierendes, weitestgehend duktiler System mit einer großen Variabilität bezüglich der Ausführungsvarianten (zum Beispiel aufgelöste Wände oder schwimmende Gründung)
- Das Gründungssystem ist direkt belastbar
- Die Weichschicht wird in die Lastabtragung eingebunden, wodurch Einsparungen bei der Dimensionierung der konstruktiven Elemente ermöglicht werden
- (Kontaminierte) Böden müssen nicht entfernt, transportiert und deponiert werden
- Durch über die Geländeoberkante geführte Wandelemente kann die notwendige Dammaufstandsfläche und somit Kosten reduziert werden
- Die horizontalen Verformungen können kontrolliert werden
- Es ist ein vergleichsweise einfaches und kostengünstiges Bauverfahren
- Wandelemente können bei ausreichender Scherfestigkeit des Weichbodens nach Abschluss der Konsolidierung teilweise wieder gewonnen werden, wobei es zu weiteren Verformungen kommen kann
- Aufgrund der Interaktion zwischen den Systemkomponenten und der Konsolidierungsprozesse ist es kein verformungsfreies System

1.3. Methodik

Eine umfangreiche Analyse der zuvor beschriebenen vielschichtigen gegenseitigen Beeinflussung der Strukturelemente und bodenmechanischen Prozesse kann mittels numerischer Simulationen durchgeführt werden. Numerische Simulationen ermöglichen es, Randbedingungen und Modellparameter zu variieren und deren Einfluss auf das Systemverhalten zu

bestimmen. Das äußerst komplexe Materialverhalten von Böden hat zur Entwicklung einer Vielzahl von Stoffgesetzen geführt. Die Wahl eines geeigneten Stoffgesetzes für die hier beschriebene Problemstellung ist von großer Bedeutung und hat einen entscheidenden Einfluss auf die Simulationsergebnisse (Benz et al. 2003; Hügel 2004; Schanz 2006). Des Weiteren muss eine ausreichend präzise und korrekte Modellierung des realen Bauwerks erfolgen.

Mit Hilfe der Numerik kann eine differenzierte Betrachtung der stattfindenden Prozesse durchgeführt werden. Der Einfluss einzelner Parameter kann mittels Parameterstudien oder lokalen Sensitivitätsanalysen durchgeführt werden. Der gegenseitige Einfluss unterschiedlicher Parameter auf das Systemverhalten kann mit globalen Sensitivitätsanalysen ermittelt werden. Die Verwendung von Meta-Modellen führt hierbei zu einer deutlichen Reduzierung der benötigten Simulationszeit.

Um verlässliche und belastbare Aussagen anhand der numerischen Simulationen treffen zu können, ist eine Validierung des numerischen Modells inklusive des gewählten Stoffgesetzes erforderlich. Dies kann mittels am realen System gemessener Daten geschehen, wobei die Datenerhebung nach Möglichkeit für unterschiedliche Systemkonfigurationen erfolgen sollte.

Feldversuche liefern reale Messdaten, allerdings sind die Randbedingungen, wie zum Beispiel Untergrundverhältnisse, nur schwer zu kontrollieren. Ein weiterer Nachteil sind die langen Konsolidierungszeiten, die sich im Feldversuch aufgrund der langen Drainagewege einstellen. Darüber hinaus sind Feldversuche mit hohen Kosten verbunden und nur mit großem Aufwand umsetzbar.

Laborversuche haben im Vergleich hierzu den großen Vorteil, dass die Randbedingungen sehr gut kontrolliert werden können und somit die Reproduzierbarkeit der Versuche deutlich größer ist. Außerdem sind Konsolidierungszeiten aufgrund des kleineren Maßstabs der Laborversuche bei Spannungszuständen, wie sie im Prototypen herrschen, deutlich geringer. Der große Nachteil kleinmaßstäblicher 1g Laborversuche mit Böden ist jedoch der herrschende Spannungszustand, welcher nicht mit dem des Prototypen übereinstimmt (Taylor 1995 und Hettler 2010).

Da das mechanische Verhalten eines Bodens ausgesprochen spannungsabhängig ist, sind entweder über Skalierungsgesetze Ersatzmaterialien zu ermitteln, welche beim gegebenen geringeren Spannungszustand das reale Materialverhalten nachbilden können, oder im kleinmaßstäblichen Modell muss der Spannungszustand des realen Bauwerkes erzeugt werden. Die Verwendung von Ersatzmaterialien birgt die Gefahr, dass nicht alle relevante

Aspekte richtig abgebildet werden und über die Skalierungsgesetze wichtige Aussagen verloren gehen. Zudem ist dies für Weichböden und insbesondere feinkörnige Böden extrem schwierig beziehungsweise nicht möglich (Hettler 2010).

Eine sehr gute Möglichkeit, diese Problematik zu umgehen, bietet hier die Zentrifugen-Modelltechnik. Sie ermöglicht es, kleinmaßstäbliche Modelle einem erhöhten Schwerefeld auszusetzen, wodurch sich die Spannungszustände des Prototypen im Versuchsmodell erzeugen lassen. Anstatt für das komplexe Material *Boden* ein Ersatzmaterial zu finden, können reale Böden verwendet werden. Die Strukturelemente wie Spundwand und Geotextil besitzen ein weitaus einfacheres Spannungs-Dehnungsverhalten und können mittels validierter Skalierungsgesetze gewählt werden. Darüber hinaus ergeben sich in den Zentrifugen-Modellversuchen aufgrund der geringen Weichschichtdicke und den daraus resultierenden geringeren Drainagewegen deutlich kürzere Konsolidierungszeiten im Vergleich zum Feldversuch.

In dieser Arbeit werden mit der Zentrifugen-Modelltechnologie kleinmaßstäbliche Modellversuche mit realem Bodenmaterial durchgeführt, die dem Spannungsniveau eines idealisierten Prototypen ausgesetzt werden. Basierend auf den Ergebnissen und Erkenntnissen aus den Zentrifugen-Modellversuchen wird ein numerisches Modell entwickelt und validiert. Aus den Erkenntnissen der Zentrifugen-Modellversuche und den numerischen Simulationen wird anschließend ein Ansatz zur sicheren Dimensionierung des System abgeleitet und validiert.

1.4. Gliederung der Arbeit

In Kapitel 2 werden zunächst gängige Verfahren für die Gründung von Dämmen auf weichen Böden in Gruppen zusammengefasst vorgestellt. Im Anschluss werden der SIM vergleichbare Systeme und Systemkomponenten beschrieben. Abschließend werden Tragmechanismen und bodenmechanische Prozesse, welche das Systemverhalten der SIM beeinflussen, behandelt.

In Kapitel 3 werden die durchgeführten Modellversuche in der geotechnischen Großzentrifuge behandelt. Nach einer kurzen Erläuterung der Zentrifugen-Modelltechnik, wird das Zentrifugenmodell sowie die Versuchsvorbereitung und -durchführung beschrieben. Die Messergebnisse werden präsentiert, auf Plausibilität geprüft und diskutiert. Das Kapitel endet mit einer Zusammenfassung der Schlussfolgerungen und aufgestellten Thesen.

In Kapitel 4 werden die numerischen Simulationen behandelt. Das numerische Modell sowie die Wahl des Stoffgesetzes werden beschrieben. Nach der Validierung des numerischen Modells werden Parameterstudien und globale Sensitivitätsanalysen durchgeführt und deren Ergebnisse vorgestellt und diskutiert. Die in Kapitel 3 aufgestellten Thesen und Schlussfolgerungen werden mit den numerischen Berechnungsergebnissen verglichen und diskutiert.

In Kapitel 5 wird ein Ansatz zur sicheren Dimensionierung des Systems unter Verwendung von Einflussdiagrammen für die unterschiedlichen Bemessungszustände anhand der Ergebnisse aus den Zentrifugen-Modellversuchen und numerischen Analysen aufgestellt. Dabei werden die Zusammenhänge der Bemessungsgrößen und der Systemparameter, wie zum Beispiel Geometrie, Biegesteifigkeit der Vertikalelemente oder Dehnsteifigkeit der Membran, zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergeleitet. Der entwickelte Dimensionierungsansatz wird anhand von numerischen Vergleichsrechnungen validiert.

In Kapitel 6 werden nach einer Zusammenfassung der erzielten Erkenntnisse offene Punkte behandelt sowie ein Ausblick auf weitergehenden Forschungsbedarf, zum Beispiel in Bezug auf Systemkonfigurationen oder numerische Analysen, gegeben.

2. Literaturrecherche

2.1. Einleitung

In diesem Kapitel werden die maßgebenden Versagensmechanismen (Böschungs- beziehungsweise Grundbruch oder seitliche Extrusion des Gründungsbodens) bei Gründungen von Dämmen auf geringtragfähigen Böden beschrieben und auf gebräuchliche Gründungsverfahren eingegangen. Aufgrund der Vielzahl an unterschiedlichen Verfahren werden sie nach ihrer maßgebenden Wirkungsweise in vier Gruppen eingeteilt. Im Anschluss werden der SIM ähnliche Systeme oder Systemkomponenten betrachtet. Im letzten Abschnitt werden Tragmechanismen und bodenmechanische Prozesse erläutert, die einen Einfluss auf das Systemverhalten der SIM haben.

2.2. Versagensmechanismus

Die Gründung von hohen Dammkörpern auf geringtragfähigen Weichböden ist aufgrund der geringen Scherfestigkeit, geringen Durchlässigkeit und hohen Kompressibilität problematisch. Es kann zu Standsicherheitsproblemen oder unverträglichen Verformungen kommen.

Die häufig beobachteten Versagensmechanismen, wie Grund- und Böschungsbruch oder seitliche Extrusion des Weichbodens unterhalb der Aufstandsfläche, entstehen aufgrund einer Überschreitung der Scherfestigkeit des Weichbodens (Abbildung 2.1).

Beim Aufbau der Dammkörper entsteht ein Ungleichgewicht der Horizontalkräfte sowie eine Zunahme der Scherbeanspruchung im Gründungsboden unterhalb des Böschungsbereiches. Folgende idealisierte Modellvorstellung, wie sie unter anderem auch im BS8006 (2010) oder der EBGEO (2010) zu finden ist, verdeutlicht dies. Betrachtet wird dabei das Gleichgewicht in horizontaler Richtung im Weichboden unterhalb der Dammkrone und unterhalb des Dammkörperfußes. Unterhalb der Dammkrone wirkt ein Erddruck, der sich

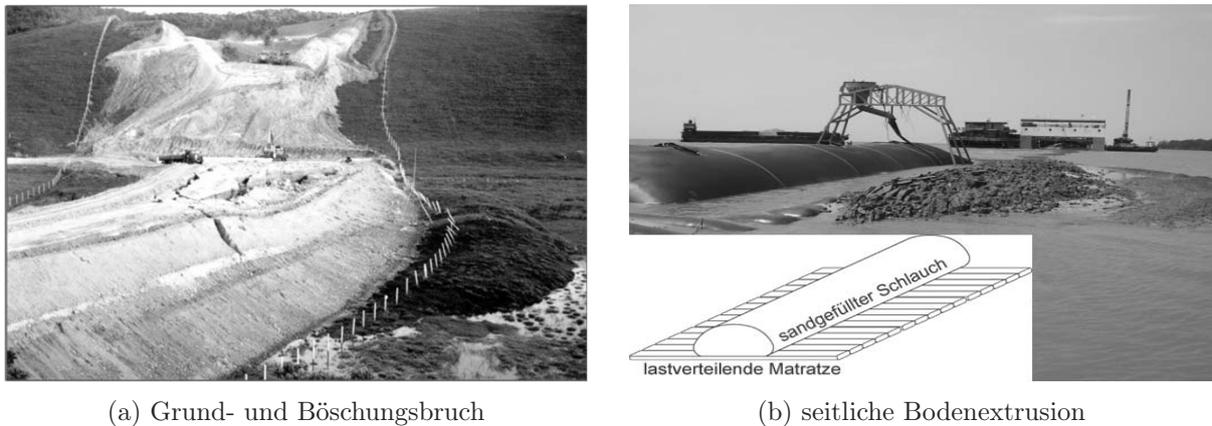


Abbildung 2.1.: Versagensmechanismen bei der Gründung von Dammkörpern auf Weichböden

aus der Auflast aus dem Dammkörper und dem Eigengewicht der Weichschicht ergibt. Unmittelbar vor dem Böschungsfuß wirkt ein Erddruck, der sich nur aus dem Eigengewicht der Weichschicht ergibt. Der Erddruck unterhalb der Dammkrone versucht einen Bodenblock unterhalb der Böschung herauszuschieben. Dem entgegen wirkt der Erddruck am Böschungsfuß, sowie Reibungskräfte entlang der Ober- und Unterkante des Blocks (Abbildung 2.2). Je größer die Böschungslänge bei gleicher Dammkörperhöhe ist, desto größer ist der Widerstand aus den Reibungskräften. Treten Verschiebungen des Blocks ein, so nimmt der Erddruck unterhalb des Dammes ab (teilmobilisierter aktiver Erddruck) und außerhalb steigt der Erddruck an (teilmobilisierter passiver Erddruck). Da die Größe des passiven Erddrucks ein Vielfaches des aktiven Erddrucks erreichen kann, führt dies nicht unmittelbar zum Versagen des Gründungsbodens.

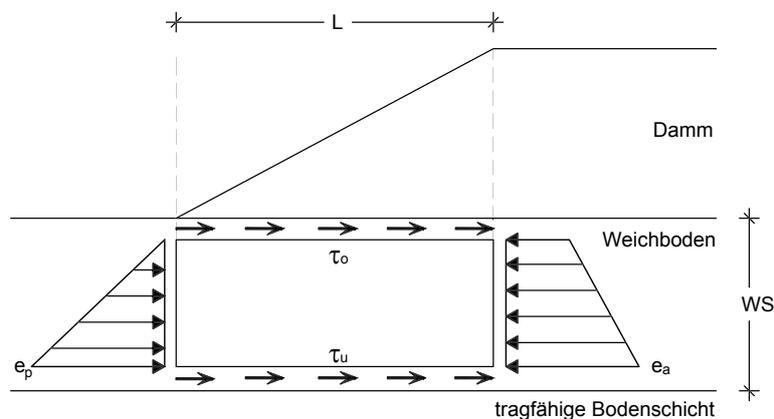


Abbildung 2.2.: Idealierte Modellvorstellung zum Nachweise gegen Bodenextrusion unterhalb des Dammkörpers im Weichboden nach BS8006 (2010) und EB-GEO (2010)

Eine Bodenextrusion tritt nicht ein, wenn gilt

$$\frac{1}{2} \cdot e_p \cdot WS + L \cdot (\tau_o + \tau_u) \geq \frac{1}{2} \cdot e_a \cdot WS \quad (2.1)$$

mit e_p = Ordinate des passiven Erddruck, e_a = Ordinate des aktiven Erddrucks, τ_o = Schubspannungen oben, τ_u = Schubspannungen unten, WS = Mächtigkeit der Weichschicht und L = Länge der Böschung.

Auf der einwirkenden Seite kommt eine weitere Last aus dem Dammkörper hinzu, da auch im Dammkörper im Böschungsbereich ein Ungleichgewicht der Horizontalkräfte herrscht. Die daraus resultierenden Spreizkräfte werden über Schubspannungen in den Untergrund eingeleitet und führen somit zu einer weiteren Beanspruchung des Gründungsbodens (Abbildung 2.3).

Dies ist vor allem im undrainierten Zustand eine Gefahr, da hier das Gewicht des Dammkörpers bei geringer Durchlässigkeit des Gründungsbodens und relativ schneller Lastaufbringung ausschließlich vom Porenwasser getragen wird. Schubspannungen, wie sie hier auftreten, müssen dabei direkt vom Korngerüst des Gründungsbodens getragen werden, da diese nicht vom Porenwasser aufgenommen werden können. Somit steigt die Scherbeanspruchung des Gründungsbodens durch das Gewicht und dem horizontalen Kräfteungleichgewicht an, während die effektiven Spannungen und somit die Scherfestigkeit des Gründungsbodens aufgrund der wirkenden Porenwasserüberdrücke nicht zunehmen.

Nur bei ausreichender Scherfestigkeit des Gründungsbodens können der mobilisierte passive Erddruck und die Reibungskräfte dem mobilisierten aktiven Erddruck unterhalb des Dammkörpers sowie den Spreizkräften aus dem Dammkörper widerstehen und einen Böschungs- beziehungsweise Grundbruch und eine seitliches Herauspressen des Bodens vermeiden.

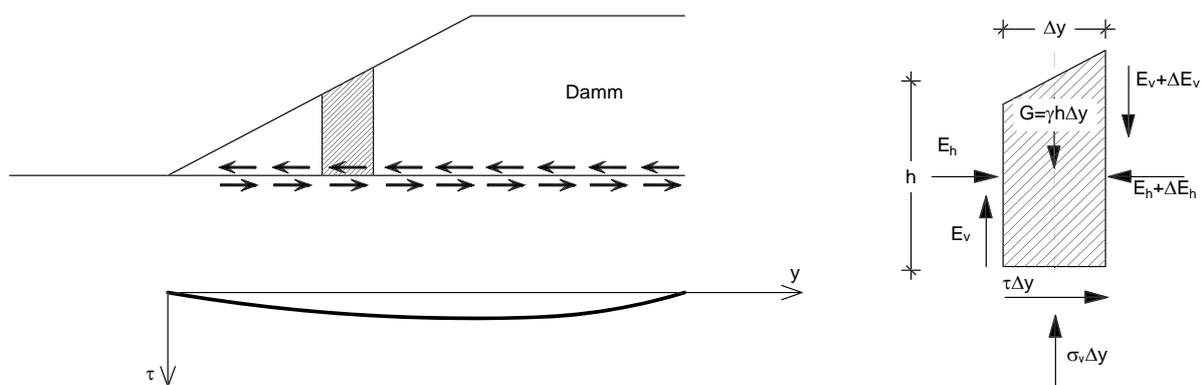


Abbildung 2.3.: Spreizkräfte unterhalb der Dammaufstandsfläche im Böschungsbereich

2.3. Gebräuchliche Gründungsverfahren

Ist die Scherfestigkeit nicht ausreichend, so kann auf eine Vielzahl an Verfahren und Methoden zur Erhöhung der Standsicherheit zurückgegriffen werden. Auflistungen gängiger Bau- und Gründungsverfahren mit ihren Vor- und Nachteilen sowie möglichen Anwendungsgrenzen sind unter anderem in Almeida et al. (1986), Hartlén and Wolski (1996) oder Kempfert and Gebreselassie (2006) zu finden. Die Wahl des Verfahrens oder der Methode hängt dabei von unterschiedlichen Faktoren ab, wie zum Beispiel der Tragfähigkeit des Untergrundes, der Funktion des Bauwerks (zum Beispiel Verkehrsbauwerk oder Rohstoffhalde), den Verformungsanforderungen an das Bauwerk sowie der Umgebung, der Gebrauchsdauer, der zeitlichen Rahmenbedingungen (verfügbare Bauzeit bis zur Nutzung), den Kosten, der technischen Machbarkeit, der Belastung aus dem Bauwerk, der Materialverfügbarkeit oder gegebenenfalls vorhandener Umweltaspekte.

Die Verfahren und Methoden, welche bei Weichschichtmächtigkeit größer 3 bis 5 m angewendet werden können, lassen sich nach ihrer Wirkungsweise in vier Gruppen zusammenfassen.

- *Gruppe 1* (Weichboden bleibt unverändert): Der Bauablauf wird den Bodenverhältnissen angepasst, so dass die Scherfestigkeit nicht überschritten wird. Dies wird erreicht indem der Dammkörper zum Beispiel in Abhängigkeit der auflastinduzierten Porenwasserüberdrücke in zeitlich getrennten Schüttstufen aufgebaut wird. Zwischen den einzelnen Schüttstufen baut sich der Porenwasserüberdruck ab, wodurch die effektiven Spannungen und somit die Scherfestigkeit im Untergrund zunehmen. Die Verwendung von Vertikaldrainagen beschleunigt diesen Prozess. Es können auch Leichtbaustoffe wie EPS-Blöcke (Blöcke aus expandiertem Polystyrol) verwendet werden, um die Belastung des Weichbodens zu reduzieren. Weitere mögliche Maßnahmen sind die Errichtung seitlicher Belastungsbermen oder die Verwendung geotextiler Basisbewehrungen, welche die Einleitung von Schubspannungen in den Untergrund reduzieren.
- *Gruppe 2* (Weichboden wird verbessert): Die Scherfestigkeit des Weichbodens kann mittels Zusatzmaßnahmen erhöht werden. Hierzu zählen unter anderem das Einbringen von diskreten Elementen aus Materialien höherer Scherfestigkeit (zum Beispiel Schottersäulen) oder das Einmischen von Bindemitteln.
- *Gruppe 3* (Weichboden wird entlastet): Der Weichboden wird teilweise oder komplett entlastet beziehungsweise nicht in den Lastabtrag miteinbezogen, indem die Last über vertikale Tragglieder durch den Weichboden hindurch in eine tragfähige

Schicht abgeleitet wird. Hierzu zählen Pfahlgründungen sowie Schottersäulen oder geotextilummantelte Sandsäulen. Die letzten beiden Maßnahmen haben dazu noch die Wirkung einer partiellen Bodenverbesserung (siehe Gruppe 2).

- *Gruppe 4* (Weichboden wird eingefasst): In der letzten Gruppe wird der Boden eingefasst und seitlich gestützt. Die verfügbare Tragfähigkeit des Weichbodens wird genutzt und der fehlende Anteil von Strukturelementen ergänzt. Zu dieser Gruppe zählt die SIM.

Während es für die bekannten Gründungsverfahren etablierte Berechnungsansätze gibt, gilt es diese für die Verfahren der vierte Gruppe zu ermitteln.

2.4. Vergleichbare Systeme und Systemkomponenten

2.4.1. Basis- und Spreizbewehrung von Dammkörpern

Wager and Holtz (1976) haben im Jahre 1968 kurze Spundwandbohlen mit Höhen bis zu 2 m in der Dammaufstandsfläche aufgestellt und mit Ankerstäben verbunden, wobei die Spundwandbohlen nicht in den geringtragfähigen Untergrund eingetrieben wurden (Abbildung 2.4). Die Aufgabe dieser beidseitigen Totmannanker-Konstruktion war vornehmlich die Aufnahme der Spreizkräfte in den Böschungsbereichen der Dammkörper.

Eine heute häufig eingesetzte Methode zur Aufnahme der Spreizkräfte ist die Verwendung von geotextilen Bewehrungslagen in der Dammbasis. Über Reibung und Verzahnung nehmen sie die wirkenden Spreizkräfte auf und reduzieren somit die Beanspruchung des Gründungsbodens. Zudem tragen sie dazu bei Kräfedefizite bezüglich der Standsicherheit auszugleichen, indem sie im standsicherheitsgefährdeten Bereich Kräfte aufnehmen und in

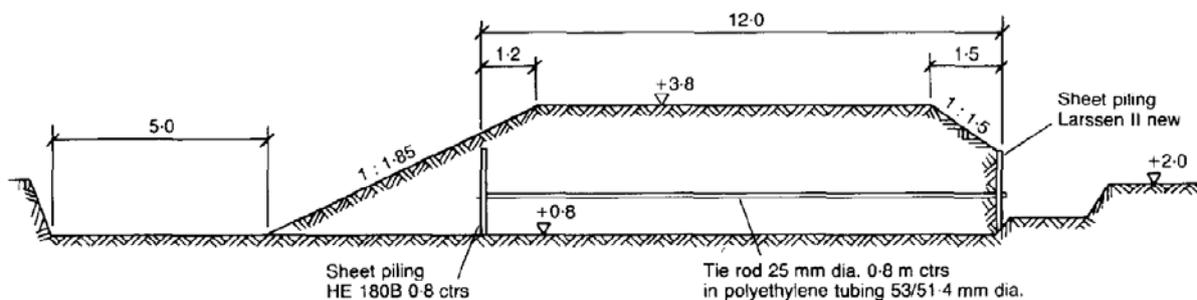


Abbildung 2.4.: Sicherung gegen Spreizen mittels kurzer, über Ankerstäbe verbundene, Spundwandbohlen in der Dammaufstandsfläche (Holtz et al. 1994)

den standfesten Bereich ableiten. Mithilfe von geotextilen Bewehrungslagen werden somit größere Bereiche des Bauwerks und Untergrundes in den Lastabtrag eingebunden.

Die Verwendung und Bemessung von Geotextilien als Bewehrungselement in Erdbauwerken gehört zum Stand der Technik und ist in verschiedenen Empfehlungen oder Standards, wie zum Beispiel FHWA (1998), Rogbeck et al. (2003), Rüeegger and Hufenus (2003), BS8006 (2010) oder EBGEO (2010) geregelt. Geokunststoffe können aus unterschiedlichen Rohstoffen und in unterschiedlicher Form als Bewehrungselement hergestellt werden, vornehmlich als Gewebe oder Geogitter. Das Dehnungsverhalten ist aufgrund von Kriechvorgängen, also der Dehnungszunahme unter konstanter Belastung, zeitabhängig. Die größten Kriechdehnungen treten innerhalb der ersten Tage der Belastung ein, so dass sie während der Bauphase auftreten. Im Anschluss daran finden nur noch sehr geringe Kriechdehnungen statt, zum Beispiel für Geogitter aus Polyester $< 1\%$ und für Geogitter aus Polyvinylalkohol $< 0.5\%$ bei einer Auslastung von 50%.

Die erforderliche Festigkeit einer Dammbasisbewehrung wird mittels kreis- oder spiralförmigen Momentengleichgewichtsberechnungen, wie zum Beispiel einem Verfahren basierend auf Bishop (1955), bei dem die Bewehrung als zusätzliche horizontale haltende Kraft berücksichtigt wird, oder dem Kräftegleichgewicht auf polygonalen Gleitflächen ermittelt, siehe zum Beispiel EBGEO (2010) oder BS8006 (2010). Im Böschungsbereich werden zudem die aufzunehmenden Spreizkräfte ermittelt.

Bei den Berechnungen der Standsicherheit mit Momenten- oder Kräftegleichgewicht wird der Einfluss der geotextilen Bewehrung mittels Ansatz einer Einzelkraft berücksichtigt, welche in Richtung der Verlegeebene wirkt. Diskutiert wird auch der Ansatz der Einzelkraft mit einer Wirkungsrichtung entsprechend dem Versagensmechanismus, wodurch der Beitrag der Bewehrung zu den haltenden Kräften ansteigen würde, da sich der Hebelarm beim Momentengleichgewicht vergrößert (Rowe and Li 2005). Allgemein akzeptiert ist jedoch die konservative Berücksichtigung der Wirkungslinie gemäß Verlegeebene, wie zum Beispiel in EBGEO (2010) und BS8006 (2010).

Neben der ausreichenden Zugfestigkeit ist auch die Dehnung zu beachten. Wird die benötigte Zugfestigkeit erst bei sehr großer Dehnung erreicht, kann es zu einer Entfestigung im Weichboden und Dammkörper kommen (Rowe and Li 2005). Tritt eine Entfestigung ein, muss die Bewehrung mehr Kraft aufnehmen, was schließlich zum Bruch der Bewehrung führen kann. Die Angaben der zulässigen Dehnungen variieren je Boden zwischen 2 % und 5 %. Rowe and Li (1999) untersuchten in diesem Zusammenhang numerisch den Einfluss der Steifigkeit der Basisbewehrung auf die maximal baubare Dammhöhe. Sie berichten, dass mit steigender Dehnsteifigkeit die maximale Höhe zunimmt.

2.4.2. Erhöhung der Standsicherheit mit vertikalen Strukturelementen

Vertikale Strukturelemente, meist Spundwandbohlen, werden zur Sicherung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Dammkörpern eingesetzt. Sie werden dazu entweder ein- oder beidseitig an den Böschungsfüßen eines Dammkörpers in den Boden eingebracht. In der Literatur werden dabei zwei grundsätzlich verschiedene Ziele beschrieben:

- Vorübergehende Sicherung eines Dammkörpers bei Untergrundverflüssigung eines rolligen Bodens aufgrund zyklischer Belastungen (Erdbeben) (Tanaka et al. 2000, Park et al. 2000, Elgamal et al. 2002, Harata et al. 2009 und Adalier et al. 2003)
- Permanente Sicherung der Standsicherheit und Reduzierung der Verformungen von Dammkörpern auf geringtragfähigen und weichen Untergründen (Ochiai et al. 1991a, Ochiai et al. 1991b, Ochiai et al. 1991c und Pongchompu 2009)

Besonders anfällig für Bodenverflüssigung sind locker gelagerte, gleichkörnige und wassergesättigte Sandböden. Die Bodenverflüssigung tritt vor allem in den Bereichen seitlich des Bauwerks auf, wodurch die seitliche Stützung des Baugrundes unterhalb des Dammkörpers entfällt und der Baugrund aufgrund der Auflast seitlich herausgepresst wird. Die Verwendung von Spundwänden, welche an den Fußpunkten der Böschungen durch die verflüssigungsgefährdete Schicht in einen tragfähigen Untergrund eingebracht und am Kopfpunkt teilweise über Ankerstäbe miteinander verbunden werden, verhindert das seitliche Ausweichen des Bodens unterhalb des Damms und sichert so die Standsicherheit und führt zu einer deutlichen Reduzierung der Verformungen (Tanaka et al. 2000, Park et al. 2000, Elgamal et al. 2002 und Adalier et al. 2003).

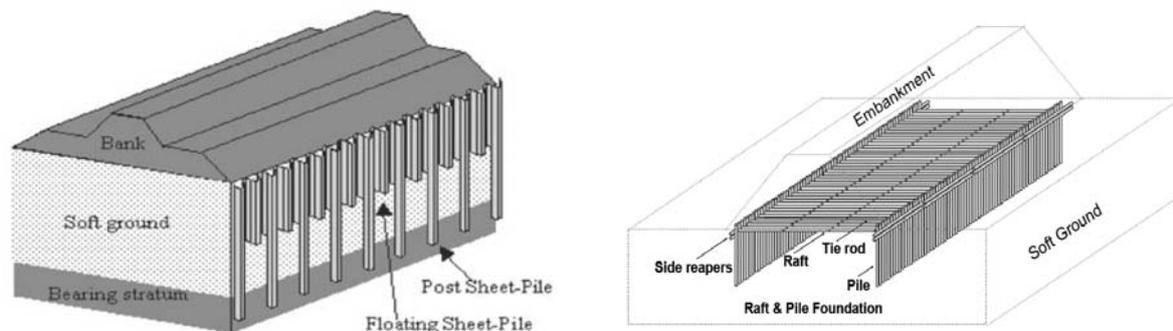
Ochiai et al. (1991a) berichten über den Einsatz von eingerammten Spundwänden am Dammfuß zur Reduzierung der horizontalen und vertikalen Verformungen seitlich des Dammbauwerkes und somit zur Vermeidung von Beschädigungen an Nachbarbebauung bei der Gründung auf Weichböden in Japan. Mittels 1g Laborversuchen untersuchten sie den Einfluss der Spundwandlänge, der Neigung als auch der Verbindung der Spundwände mit Ankerstäben auf die Verformungen. Die Spundwände banden nicht in eine Schicht höherer Tragfähigkeit ein, sondern endeten bei ihren Versuchen in der Weichschicht. In Ochiai et al. (1991c) wird anhand eines Feldversuchs der Effekt von Spundwänden auf das Verformungsverhalten von Dammbauwerken analysiert. Der Damm ist in drei Bereiche unterteilt, einem Bereich ohne Spundwände als Referenz und zwei Bereiche mit vertikalen Spundwänden unterschiedlicher Länge. Die längere Variante der vertikalen Spundwände

bindet knapp in eine feste Schicht ein. Ochiai et al. (1991b) führten numerische Simulationen zu diesem Feldversuch durch. Die Varianten wurden im Hinblick auf die Ausdehnung der Setzungsmulde, seitlichen Verformungen sowie der Setzung in Dammmitte beurteilt. Die Ergebnisse aus den 1g Laborversuchen, dem Feldversuch und den numerischen Simulationen stimmen gut überein. Alle untersuchten Varianten reduzieren die Ausdehnung der Setzungsmulde, wobei die langen Spundwände die größte Wirkung zeigen. Aufgrund der eingebrachten Spundwände wird die Setzungsmulde abgeschnitten und die Ausdehnung seitlich des Dammes deutlich verringert. Ebenso reduzieren sich die horizontalen Verformungen. Bezüglich der Setzungsreduzierung in Dammmitte erwies sich eine zusätzliche numerisch untersuchte Variante mit in Richtung Dammmitte geneigten Spundwandbohlen am effektivsten. Die langen Spundwände zeigten keine setzungsreduzierende Wirkung. Bezüglich den seitlichen Verformungen wirken alle Varianten positiv, wobei hier die langen Spundwände die beste Wirkung zeigen.

Harata et al. (2009) erweiterten das System, indem sie lange und kurze Spundwände kombinierten (Abbildung 2.5a). Die langen Spundwände binden in eine feste Schicht ein und dazwischen werden kürzere Spundwände angeordnet. Die Bemessung der erforderlichen Längen basiert auf einem Vergleich von Vertikalkräften sowie Setzungen. Horizontale Verformungen beziehungsweise Biegebeanspruchungen der Spundwände werden nicht behandelt.

Poungchompu (2009) berichtet über ein ähnliches Verfahren zur Dammgründung auf geringtragfähigen Böden, bei dem zwei vertikale Holzwände unterhalb des Dammes in den Boden eingebracht werden und auf Geländeoberkante mit einer horizontal verlegten Holzmatte verbunden werden (Abbildung 2.5b). Mit Hilfe von 1g Laborversuchen untersucht er die Effektivität des Systems und bestätigt die Reduzierung der Verformungen.

Ogleich die SIM eine Ähnlichkeit zum klassischen Fangedamm aufweist, bestehen deutliche Unterschiede zwischen den beiden Systemen bezüglich der Belastung sowie der Lastabtragung. Die SIM wird durch eine Vertikallast beansprucht, den aufgebrachten Dammkörper. Eine Fangedammkonstruktion wird vorwiegend einer einseitigen Horizontalbelastung aus Erd- und/oder Wasserdruck ausgesetzt. Beim Fangedamm wird zudem hochwertiges Reibungsmaterial zwischen den parallel verlaufenden Wänden verwendet, welches die Standsicherheit der Konstruktion maßgeblich dominiert (Hauser 2005).



(a) Dammgründung mit Spundwandbohlen
(Harata et al. 2009)

(b) Dammgründung auf einer Holzkonstruktion
(Poungchompu 2009)

Abbildung 2.5.: Gründungen von Dammkörpern unter Verwendung von vertikalen und horizontalen Strukturelementen

2.4.3. Rückverankerung von horizontal belasteten Stützwänden mit Geotextilien

Čejka (2004) sowie Detert et al. (2008) berichten über die Verwendung von Geotextilien als Ankereslement für Stützwände. In Čejka (2004) wird die Sicherung einer Dammböschung im Bereich eines verlandeten Sees über eine geotextilrückverhängte doppelreihige Wand aus in den Boden eingebrachten Stahlrohren behandelt. Detert et al. (2008) beschreiben die Rückverankerung von Stützbauwerken zur Sicherung von Geländesprüngen mit hochzugfesten Geogittern. Die erforderliche Zugkraft des Geotextiles wird aus der Erddruckbelastung der Stützwand ermittelt und die erforderliche Länge über den Nachweis der tiefen Gleitfuge. Die Geotextilien werden über ein Stahlrohr und Ankerstäbe mit der Stützwand verbunden. Das Geotextil wird dabei um das Stahlrohr geführt. Häufig entspricht dabei die Länge der unteren Lage der erforderlichen Länge zur Sicherung gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge und die obere Länge der erforderlichen Länge zur Verankerung der Anschlusskraft. Ausführungsbeispiele sind in Abbildung 2.6 zu sehen.

2.5. Tragmechanismen und bodenmechanische Prozesse

Im folgenden Abschnitt werden Tragmechanismen und bodenmechanische Prozesse behandelt, die das Tragverhalten der SIM maßgeblich beeinflussen.



(a) Befestigung des Geogitters



(b) Gespanntes Geogitter

Abbildung 2.6.: Rückverankerung einer Spundwand zur Geländesprungsicherung mit hochzugfesten Geogittern

2.5.1. Membranwirkung

Der Begriff *Membran* bezeichnet im Kontext dieser Arbeit ein dehnsteifes und zugfestes flächiges Element mit vernachlässigbarer Biegesteifigkeit. Eine an den Enden gehaltene Membran kann unter Verformung Kräfte aufnehmen, welche senkrecht zu ihrer Ebene wirken und diese als Zugkräfte in die Auflager ableiten. Dies wird als *Membranwirkung* bezeichnet.

Die Membranwirkung von Geokunststoffen wird im Erd- und Grundbau unter anderem bei Erdfallüberbrückungen oder der Gründung von Dammkörpern auf geringtragfähigen Böden mit über die Dammaufstandsfläche verteilten Pfahlelementen oder Säulen planmäßig genutzt. Bei der Überbrückung von Erdfällen beziehungsweise bei der Gründung eines Dammkörpers auf Pfählen ist die Membranwirkung ausschlaggebend für die Bemessung der erforderlichen Zugfestigkeit. Die erforderliche Zugfestigkeit der Membran wird über Seilstatik ermittelt, wozu die Belastung und Verformungsfigur der Membran bekannt sein müssen.

Bei der Berechnung einer Erdfallüberbrückung oder Dammbasisbewehrung über Pfählen wird zumeist von einer gleichmäßig verteilten Flächenlast ausgegangen, wie zum Beispiel in Blivet et al. (2002), EBGEO (2010), BS8006 (2010), Jones et al. (2010), Halvordson et al. (2010) und Plaut and Filz (2010). In der Diskussion stehen zudem bei der Bemessung von Dämmen auf Pfählen zwei weitere idealisierte Belastungsfiguren, die eines gleichschenkligen Dreiecks mit dem Maximalwert in der Mitte der überspannten Länge sowie die eines inversen Dreiecks, bei dem die Maximalwerte an den Rändern der über-

spannten Länge liegen und zur Mitte hin abnehmen, wie zum Beispiel in Zaeske (2001) und van Eekelen et al. (2011).

Der Tragmechanismus einer Dammgründung auf Pfählen mit Basisbewehrung setzt sich zusammen aus der Membranwirkung, sowie einer Lastumlagerung innerhalb des Dammmaterials, der sogenannten Gewölbewirkung (siehe 2.5.2). Eine annähernd dreiecks- beziehungsweise pyramidenförmige Belastung ist denkbar, wenn sich das Gewölbe präzise ausschließlich auf die steifen Vertikalelemente abstützt und die Membran nur den Boden unterhalb des Gewölbes tragen muss. Das inverse Dreieck ergibt sich sobald sich die Stützpunkte des Gewölbes auf die Membran hin ausweiten. Die Membran erfährt somit aufgrund der Gewölbewirkung in diesen Bereichen eine stärkere Belastung (Zaeske 2001 und van Eekelen et al. 2011). Auch Arwanitaki and Triantafyllidis (2006) stellen fest, dass die größte Zugbeanspruchung der geotextilen Basisbewehrung im Bereich der Pfahlkopfanten entstehen, da hier die größten Setzungsunterschiede auftreten.

Des Weiteren hat die Berücksichtigung der Gegenpressung aus dem Boden einen Einfluss auf die erforderliche Zugfestigkeit, da dies die Belastung der Membran reduziert. Während es beim Erdfall offensichtlich ist, dass keine Gegenpressung vorhanden ist, muss es bei der Dammgründung auf Pfählen sorgfältig abgewägt werden. So kann es aufgrund von Grundwasserabsenkungen zu einem vollständigen Entzug der Bettung der Membran kommen. Die Bettung kann unter anderem in Form eines konstanten Winkler Moduls berücksichtigt werden.

Lösungen zur Berechnung einer belasteten und gebetteten Membran unter Berücksichtigung der Membrandehnsteifigkeit werden von Emde (1995) oder auch Henne (1995) präsentiert. Für die nicht gebettete Variante gibt es Lösungsansätze unter anderem vom Giroud et al. (1990), Blivet et al. (2002) und Schwerdt et al. (2004).

Die Beanspruchung der Membran ist stark abhängig von der Belastung, Stützweite sowie der Verformungsfigur und Dehnsteifigkeit. Die Wahl der angenommenen Verformungsfigur beeinflusst die auftretenden Dehnungen.

Giroud et al. (1990) nehmen eine kreisrunde Verformung bei ihrem Modell zur Bemessung einer Erdfallüberbrückung an. Die Berechnungsmethode R.A.F.A.E.L. (Blivet et al. 2002) geht hingegen von einer Parabel aus. Potts and Zdravkovic (2008) kommen bei ihren numerischen Untersuchungen zu dem Schluss, dass die Parabel die Verformungsfigur der Membran bei Erdfällen unterschätzt während die Kreisform eine gute Übereinstimmung liefert. Jones et al. (2010), Halvordson et al. (2010) sowie Plaut and Filz (2010) stellen in ihren numerischen Simulationen einer Dammbasisbewehrung auf Pfählen fest, dass die

Form der Setzungsmulde von der Belastungsgröße, Dehnsteifigkeit der Bewehrung, Weichbodensteifigkeit sowie Pfahlaxialsteifigkeit und der Distanz zwischen den Pfählen abhängt. Auch sie stellen fest, dass die größten Verformungen im Übergangsbereich zwischen Pfahlkopf und Weichboden stattfinden. van Eekelen et al. (2011) empfehlen zur Beschreibung der Verformungsfigur der Membran für das System Damm auf Pfählen, basierend auf ihren Laborversuchen, ein Polynom dritten Grades.

Potts and Zdravkovic (2008) untersuchen den Einfluss des Verbundverhaltens zwischen Bewehrung und Dammmaterial und stellen fest, dass dies keinen Einfluss auf die Verformungsfigur beziehungsweise Dehnung und somit die Beanspruchung der Bewehrung hat. Auch van Eekelen et al. (2011) stellen in ihren Modellversuchen fest, dass es keinen Unterschied zwischen einem Gewebe und Geogitter gibt, welche unterschiedliche Reibungskoeffizienten zum Boden besitzen. Reibung beziehungsweise eine Relativverschiebung zwischen Boden und Bewehrung werden in den gängigen Berechnungsverfahren nicht berücksichtigt (EBGEO 2010 oder BS8006 2010).

2.5.2. Gewölbewirkung

Unter *Gewölbewirkung* wird im Allgemeinen die Spannungsumlagerung in granularen Medien verstanden, welche aufgrund von Steifigkeitsunterschieden und/oder Relativverschiebungen in der Aufstandsebene entstehen. Die Berücksichtigung einer Gewölbewirkung ist unter anderem bei der Bemessung von siloartigen Behältern, Tunneln, Erdfällen oder der Dammbasisbewehrung von Dammgründungen auf vertikalen Traggliedern von großer Bedeutung. Damit es zu einer Gewölbewirkung kommt, müssen Relativverschiebungen innerhalb der granularen Medien auftreten. Im Ausgangszustand wirken zunächst in vertikaler Richtung die Eigenspannungen und in horizontaler Richtung der Erdruchdruck. Durch Relativverschiebungen, welche aufgrund von Steifigkeitsunterschieden in der Aufstandsfläche und/oder einem Entzug der Bettung auftreten, werden Reibungs- und Strukturwiderstände zwischen den einzelnen Bodenteilchen aktiviert. Dies führt zu einer Änderung des Spannungszustandes und einer gewölbartigen Verdrehung der Hauptspannungsrichtungen, welche sich in den weniger nachgiebigen Bereichen abstützen. Der Entzug der Bettung kann schlagartig erfolgen, wie zum Beispiel bei Erdfällen, oder kontinuierlich aufgrund von beispielsweise Konsolidierungssetzungen.

Der Begriff Gewölbe kommt von der Ausrichtung der Hauptspannungen, die sich ähnlich den Hauptspannungen eines Druckgewölbes einstellen. Das sich einstellende Gewölbe ist dabei kein diskreter Bogen, sondern erstreckt sich über einen gewissen Bodenbereich.

Durch die Gewölbewirkung kommt es zu einer Spannungsumlagerung, so dass nachgiebige Bereiche entlastet werden und steife Bereiche eine Lasterhöhung erfahren (Terzaghi 1943). Eine anschauliche Darstellung der Gewölbewirkung findet sich in Nadukuru and Michalowski (2012), die diesen Effekt mit der diskreten Partikel Methode nachbilden. Sie simulieren einen granularen Haufen, der auf zwei Platten gelagert ist. Diese Platten besitzen einen Drehpunkt jeweils am Böschungsfuß und berühren sich auf der Symmetrieachse unterhalb des Haufens. Sobald sich die Platten nach unten weg drehen und somit dem Partikelhaufen unterschiedlich stark die Bettung entzogen wird, tritt eine Spannungsumlagerung beziehungsweise eine Gewölbebildung ein. Das sich einstellende Gewölbe bei einer maximalen Absenkung in der Mitte von 0.67% der Höhe des Partikelhaufens ist anhand der grafischen Darstellung der Kontaktkräfte in Abbildung 2.7 zu erkennen. Die Größe der Kontaktkraft steht in Relation zur Strichstärke. Anhand der Spannungsverteilung innerhalb der Aufstandsfläche vor und nach Verdrehung der Platten ist zu erkennen, dass eine Spannungsumverteilung in Richtung der weniger stark verformten Bereiche stattfindet und es zu einer Entlastung im mittleren Bereich kommt.

Casagrande (1936) beschreibt die Gewölbewirkung innerhalb von Dammkörpern in Abhängigkeit der Steifigkeit des Untergrundes (Abbildung 2.8). Bei einem steifen Untergrund tritt demnach keine Gewölbebildung ein, wohl aber bei einem nachgiebigen Untergrund.

Einen Anstieg der Gewölbewirkung bei kontinuierlichem Bettungsentzug stellen unter anderem van Eekelen et al. (2011) bei ihren Laborversuchen zum Tragverhalten von Dammgründungen auf Pfählen fest.

Die Spannungsumlagerung hängt von unterschiedlichen Parametern ab. Zaeske (2001) unterteilt diese in die drei Gruppen der geometrischen, physikalischen und stofflichen Größen. Zu den geometrischen Größen zählen die Form des zu überbrückenden Bereiches beziehungsweise des Auflagerbereiches (kreis- oder grabenförmig oder punktuell) sowie das Verhältnis aus Höhe des Aufbaus zur Breite des zu überbrückenden Bereiches. Die Mindesthöhe zum Erreichen eines vollständigen Gewölbes wird als kritische Höhe bezeichnet (Naughton 2007) und als Verhältniswert aus Höhe des Aufbaus zu Breite des zu überbrückenden Bereiches, quasi der Stützweite, ausgedrückt. In der Literatur sind Werte von 1,0 (Collin 2004) bis hin zu 2,5 (Terzaghi 1943) für die kritische Höhe zu finden. Zu den physikalischen Größen zählt Zaeske (2001) die Art und Größe einer zusätzlichen äußeren Belastung, wobei vor allem zwischen statischen und zyklischen Belastungen unterschieden wird. Zyklische Lasten können zu einer Reduzierung der Gewölbewirkung führen, wie es zum Beispiel Zaeske (2001) oder Heitz (2006) berichten. Die stofflichen Größen umfassen die Scherfestigkeit des granularen Materials, das Eigengewicht, den Steifigkeits- beziehungsweise

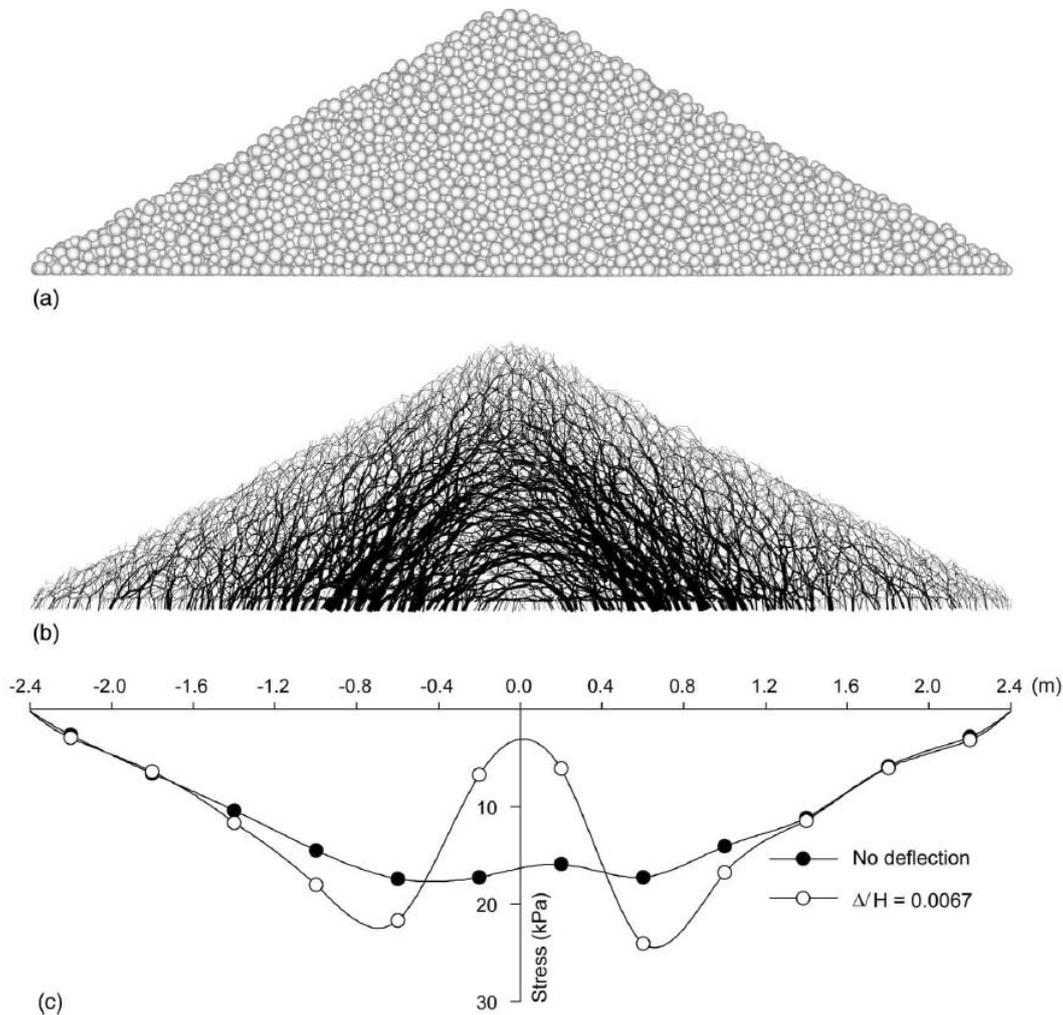


Abbildung 2.7.: Veranschaulichung der Gewölbewirkung mit der diskreten Partikelmethode (Nadukuru and Michalowski 2012)

hungsweise Bettungsunterschied, die Setzungsgröße und die Lagerungsdichte. Lally and Naughton (2012) ermitteln einen Unterschied in der kritischen Höhe von 12% zwischen einem dicht und einem locker gelagerten Sand.

Die Form des sich einstellenden Gewölbes wird sehr unterschiedlich angenommen. Engesser (1882) nimmt ein parabelförmiges Gewölbe an mit einem Neigungswinkel der Seiten gegenüber der Horizontalen entsprechend dem Reibungswinkel des Bodens. Terzaghi (1943) geht von einer kuppelförmigen Ausbildung aus, wobei die Scherkräfte des Bodens entlang vertikaler Gleitlinien mobilisiert werden.

In den Untersuchungen von Jones et al. (2010) ergibt sich die Verformungsfigur aus Geometrie und Last. Ein höherer Reibungswinkel führt zu einer größeren Gewölbebildung. Auch Zaeske (2001) erwähnt, dass die Form des Gewölbes mit zunehmender Gewölbe-

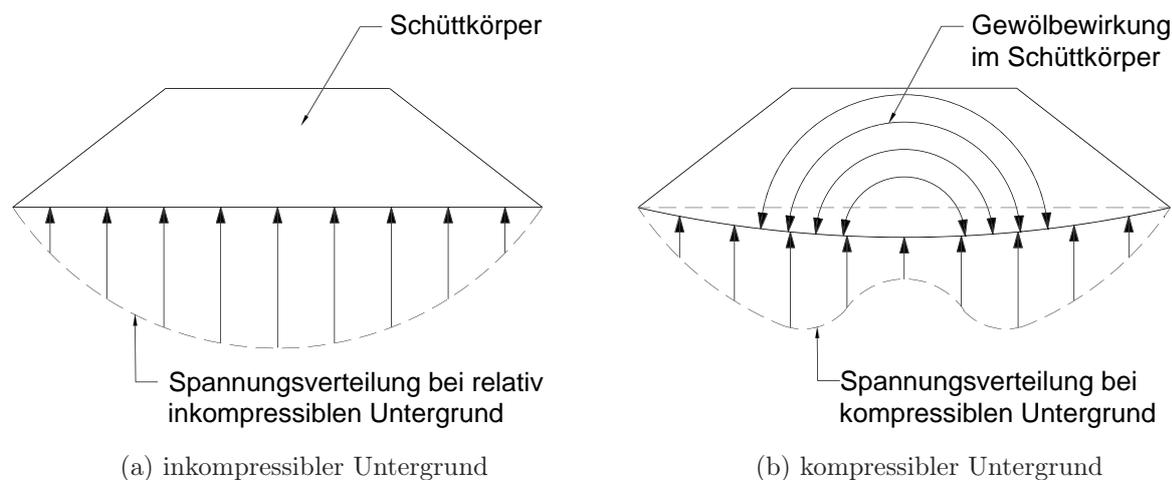


Abbildung 2.8.: Gewölbewirkung im Dammkörper in Abhängigkeit der Untergrundsteifigkeit nach Casagrande (1936) aus Boutrup and Holtz (1982)

höhe von einer Parabel- in eine Kreisform übergeht. Iglesia et al. (2014) beschreibt den Prozess der Gewölbeentstehung. Gemäß seinen Trap-door Zentrifugen-Modellversuchen nimmt das Gewölbe mit zunehmendem Entzug der Bettung unterschiedliche Formen an. Zunächst stellt sich eine parabelförmige Form ein, gefolgt von einer Dreiecksform bis es schließlich zu einem senkrechten Versagensbereich kommt. Letzteres tritt bei unzureichender Dicke der Überdeckung ein.

Jennings (1966) unterscheidet zwischen Reibungsböden, welche einen hohen Bogen ausbilden und bindigen Böden, die einen flachen Bogen ausbilden.

Durch die Spannungsumlagerung werden die Ausfallbereiche beziehungsweise Bereiche geringerer Steifigkeit entlastet und überbrückt. Die Last wird in Bereiche höherer Steifigkeit umgeleitet. Lasten oberhalb eines Gewölbes werden überproportional in die Auflagerbereiche geleitet. Durch die Ausbildung eines Gewölbes nehmen im Stützpunkt die Vertikal- und Horizontalspannungen zu.

Bei geotechnischen Bemessungen wird anhand des Verhältnisses Höhe zu Breite unterschieden, ob es zu einer vollständigen Gewölbebildung kommt oder nicht (siehe zum Beispiel EBGEO 2010 oder BS8006 2010). Kommt es zu einer vollständigen Gewölbebildung, so werden alle Lasten oberhalb des Gewölbes den Auflagerbereichen zugeordnet. Der Ausfallbereich beziehungsweise Bereich geringerer Steifigkeit wird nur von dem Material unterhalb des Gewölbes beansprucht.

Eine verformungsabhängige Formulierung der Gewölbeausbildung ist in den bekannten Berechnungsverfahren nicht zu finden. Dies liegt unter anderem an den komplexen Zusammenhängen beziehungsweise den multiplen Einflussfaktoren. Zumal es im Prozess der

Gewölbeausbildung auch zu Auflockerungen im granularen Material kommen kann, welche ebenfalls schwer zu fassen sind.

2.5.3. Interaktion zwischen Membran- und Gewölbewirkung

Membran- und Gewölbewirkung beeinflussen sich gegenseitig. Auf der einen Seite unterstützt die Membran das Gewölbe, indem sie den unter dem Gewölbe liegenden Boden stützt und somit das Gewölbe stabilisiert. Auf der anderen Seite beeinflusst die Gewölbewirkung die Größe und Verteilung der Last auf der Membran.

In den Berechnungsverfahren von zum Beispiel Giroud et al. (1990), Blivet et al. (2002), EBGEO (2010) oder BS8006 (2010) werden daher beide Mechanismen berücksichtigt, wobei entschieden wird, ob ein Gewölbe existiert oder nicht und dementsprechend die Berechnungsformel ausgewählt wird.

van Eekelen et al. (2011) stellen fest, dass die Dehnsteifigkeit der Bewehrung keinen spürbaren Einfluss auf die Gewölbewirkung hat.

2.5.4. Spreizspannungen

Spreizspannungen treten im Böschungsbereich von Dammkörpern aufgrund eines Ungleichgewichts der horizontalen Erddruckkräfte auf (siehe Abbildung 2.3). Die Spreizkräfte sind abhängig von der Scherfestigkeit und Wichte des Dammmaterials sowie der Dammhöhe und der Böschungsneigung. Faraq (2008) oder auch Kempfert et al. (2009) nennen des Weiteren die Steifigkeit des Untergrundes sowie das Interaktionsverhalten Boden-Geokunststoff als Einflussfaktoren. Die Spreizspannungen nehmen demnach zu, je geringer die Scherfestigkeit, desto höher die Wichte, desto höher der Damm, desto steiler die Böschung und desto weicher der Untergrund ist.

Die wirkenden Spreizspannungen können mit dem grafischen Verfahren nach Culmann oder analytischen Verfahren ermittelt werden. Bei der Bemessung einer Dammbasisbewehrung wird in verschiedenen Standards oder Empfehlungen, wie zum Beispiel EBGEO (2010) oder BS8006 (2010), die Spreizspannung vereinfacht dem horizontalen aktiven Erddruck in einem senkrechten Schnitt im Übergang der Böschung in die Dammkrone gleich gesetzt.

2.5.5. Undrainiertes und drainiertes Verhalten des Bodens

Ob eine undrainierte oder eine drainierte Betrachtung eines Bauwerks auf geringtragfähigen Böden erfolgen muss, hängt von der Durchlässigkeit des Untergrundes und der Belastungszeit beziehungsweise -geschwindigkeit ab. Vermeer and Meier (1998) schlagen als Orientierungshilfe die Verwendung des dimensionslosen Zeitfaktors T_v vor, der sich aus folgender Gleichung 2.2 ergibt.

$$T_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot D^2} \cdot t = \frac{c_v}{D^2} \cdot t \quad (2.2)$$

k ist die Durchlässigkeit des Bodens in Richtung des Drainageweges, E_s der Steifemodul des Bodens, γ_w die Wasserwichte, D der Drainageweg und t die Belastungsdauer. Gemäß dem Vorschlag von Vermeer and Meier (1998) liegen undrainiert Verhältnisse für ein $T_v < 0,01$ vor, was einem Konsolidationsgrad U von etwa 10 % entspricht. Für $T_v > 0,4$ und $U > 70\%$ liegen überwiegend drainierte Verhältnisse vor.

Kempfert and Gebreselassie (2002) führen an, dass eine Entscheidung nur unter Verwendung des T_v -Wertes nicht getroffen werden kann. Vielmehr ist auch zu beachten, ob sich die Porenwasserdrücke aus Be- oder Entlastungsvorgängen ergeben. Gerade bei Entlastungsvorgängen, wie sie beim Aushub einer Baugrube auftreten, können sich negative Porenwasserdrücke bilden, welche die Standsicherheit erhöhen. In diesem Fall ist der drainierte Zustand maßgebend.

Bei Dammbauwerken ist zumeist sowohl der undrainierte Zustand bezüglich der Standsicherheit und der drainierte Zustand bezüglich der Verformungen zu untersuchen. Häufig werden Dammkörper in zeitlich getrennten Phasen aufgebaut, um einen Porenwasserüberdruckabbau zwischen den einzelnen Phasen zu ermöglichen. In diesem Fall sind Konsolidierungsrechnungen durchzuführen.

2.6. Erddruckbelastung auf Stützwände

Die Belastung einer Stützwand aus dem davor oder dahinter liegendem Boden wird als Erddruck bezeichnet. Die Größe des Erddrucks hängt dabei stark von der Bewegungsrichtung der Stützwand ab. Bei ausreichender Verschiebung der Stützwand vom Boden weg, reduziert sich die Größe des Erddrucks auf einen Minimalwert, der als aktiver Erddruck E_a bezeichnet wird. Bei einer Verschiebung der Stützwand in Richtung des Bodens wird

bei ausreichend großem Weg ein Maximalwert erreicht, der als passiver Erddruck E_p bezeichnet wird. Reichen die Verformungen zur Mobilisierung der Grenzzustände nicht aus, so wird von teilmobilisierten aktiven oder passiven Erddrücken gesprochen.

Durch die Bewegung der Wand werden Scherkräfte im Boden aktiviert, die je nach Bewegungsrichtung zu einer Abnahme oder Zunahme der wirkenden Drücke führen. Wird die Stützwand ohne Beeinflussung des Ausgangsspannungszustandes in den Boden eingebracht und findet keine Bewegung statt, so wirkt der sogenannte Erdruchdruck E_0 (Abbildung 2.9). Die drei Erddruckarten lassen sich über entsprechende Erddruckbeiwerte aus den effektiven Vertikalspannungen herleiten. Die Mobilisierung der Grenzwerte hängt unter anderem von der Bodenart (grob- oder feinkörniger Boden), der Lagerungsdichte (locker oder dicht gelagert) beziehungsweise dem Zustand (breiig bis steif), der Scherfestigkeit (effektiver Reibungswinkel φ' , effektive Kohäsion c' oder einer möglichen Kapillarkohäsion) sowie der Größe der Verformungen ab.

Die Größe sowie die Verteilung des Erddrucks hängt von der Bewegungsart ab. Ohde (1948) unterscheidet die drei Grundverschiebungsarten Parallelverschiebung, Verdrehung um den Fußpunkt sowie Verdrehung um den Kopfpunkt. Eine vierte Variante ist die Durchbiegung der Wand. Die Verschiebungen realer Stützwände sind komplex und hängen unter anderem von den Anker- beziehungsweise Steifenpunkten sowie dem Bauablauf ab. Die DIN4085 (2011), EAB (2012) oder EAU (2012) geben für die genannten Verformungsarten und Anker- beziehungsweise Steifenpunkte idealisierte Erddruckfiguren (Verteilung des Erddrucks über die Höhe der Wand) an, welche aus zahlreichen in-situ Messungen abgeleitet wurden. Diese Erddruckfiguren gelten jedoch nur für rollige beziehungsweise für steife bindige Böden (Richter 2009). Je unnachgiebiger die Anker- oder Steifenpunkte sind, desto größer ist die Lastumlagerung (Gewölbewirkung) in Richtung der Anker-

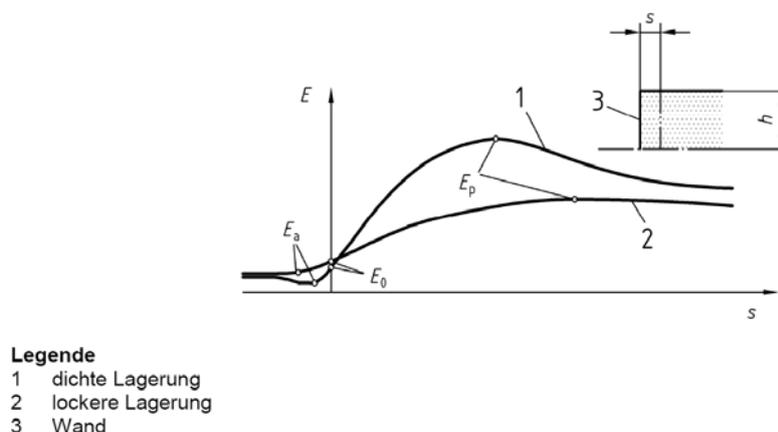


Abbildung 2.9.: Mobilisierung des passiven und aktiven Erddrucks (DIN4085 2011)

beziehungsweise Steifenpunkte. Über die Erddruckentwicklung in sehr weichen, normal-konsolidierten feinkörnigen Böden gibt es kaum Angaben. Eine Lastumlagerung wird im Allgemeinen nicht angesetzt. Hinzu kommt, dass nach Weißenbach and Hettler (2003) bei einer sehr nachgiebigen Stützung die Erddruckumlagerung weitestgehend aufgehoben werden kann.

Besteht hinter der Spundwand eine Geländeerhöhung, wie zum Beispiel aufgrund einer Dammschüttung, so kann die Erddruckverteilung auf die Spundwand näherungsweise gemäß Abbildung 2.10 abgebildet werden (zum Beispiel Spundwandhandbuch 2007).

Hettler and Schanz (2008) empfehlen die Verwendung der FEM, wenn der Gültigkeitsbereich der klassischen Erddrucktheorie und die Erfahrungsgrundlage der EAB verlassen werden, im Besonderen bei komplexen Geometrien, nachgiebigen Ankern und flexiblen Wänden.

Zur Berücksichtigung der Bettung von Spundwänden im nicht-bindigen Material, im Besonderen bei Baugrubenwänden, gibt es umfangreiche Untersuchungen und Bettungsansätze (beispielsweise Hettler and Besler 2001, Hettler and Maier 2004 oder Hettler et al. 2005).

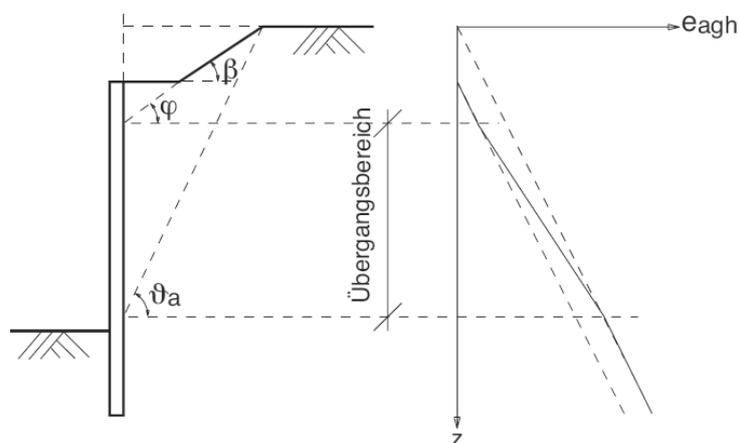


Abbildung 2.10.: Näherungsweise Erddruckermittlung bei gebrochener Böschung (zum Beispiel Spundwandhandbuch 2007)

2.7. Abschließende Bewertung

Es wird deutlich, dass die einzelnen am Systemverhalten beteiligten Tragmechanismen und bodenmechanische Prozesse bereits an sich äußerst komplex sind. Für geringtragfähige Weichböden oder für flexible Wände beziehungsweise nachgiebige Verankerungen liegen zudem kaum Erkenntnisse bezüglich sich einstellender Belastungen aus dem Erddruck oder einer möglichen Umlagerungen vor.

Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit, das Systemverhalten und die gegenseitige Beeinflussung der aufgeführten Tragmechanismen und bodenmechanische Prozesse genauer zu untersuchen. Ein erster Schritt erfolgt mit den Zentrifugen-Modellversuchen im folgenden Kapitel.

3. Zentrifugen-Modellversuche

3.1. Einleitung

Das folgende Kapitel behandelt die Zentrifugen-Modellversuche. Nach einer kurzen Erläuterung der Zentrifugen-Modelltechnik sowie der anzuwendenden Skalierungsgesetze wird der Versuchsaufbau, die Messtechnik und die speziell entwickelte Sandeinrieselvorrichtung beschrieben. Die Ergebnisse der Zentrifugen-Modellversuche werden ausgewertet, miteinander verglichen und interpretiert. Am Ende des Kapitels erfolgt eine Zusammenfassung der Thesen und Schlussfolgerungen.

3.2. Zentrifugen-Modelltechnik

Werden im Labor kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt, so ergibt sich aufgrund der reduzierten geometrischen Abmessungen ein vom Prototypen abweichender Spannungszustand im Modell. Unter einem Prototypen wird ein idealisierter Ausschnitt aus der Realität mit realen Dimensionen verstanden, welcher alle für die Fragestellung als wesentlich erachteten Parameter enthält. Besonders dort, wo das Materialverhalten wesentlicher Modellbestandteile ausgeprägt spannungsabhängig ist, wie zum Beispiel beim Material *Boden*, führt der reduzierte Maßstab zu einem abweichenden oder nicht zutreffenden Systemverhalten. Rückschlüsse auf den Prototypen sind dann nur eingeschränkt oder gar nicht möglich. Über Skalierungsgesetze und geeignete Wahl von Ersatzmaterialien kann dies teilweise umgangen werden. Schwierigkeiten ergeben sich jedoch zum Beispiel bei der Skalierung der Kohäsion bindiger Böden (Hettler 2010).

Die Zentrifugen-Modelltechnik ermöglicht es, schwierige Skalierungsprobleme spannungsabhängiger Materialien zu umgehen. Mittels der Zentrifugen-Modelltechnik können die kleinmaßstäblichen Modelle in ein erhöhtes Schwerfeld versetzt und in dem Modell ein dem Prototypen äquivalenter Spannungszustand erzeugt werden. Hierzu wird das um den

Maßstabsfaktor m verkleinerte Modell einem dem n -fachen der Erdbeschleunigung entsprechenden Schwerfeld ausgesetzt, wobei $m=n$ gilt (Abbildung 3.1). So entspricht der Spannungszustand unterhalb eines 50 mm hohen Dammbauwerks in der Zentrifuge bei einer Beschleunigung von 100g dem Spannungszustand eines Prototypen von 5 m Höhe unter 1g (Taylor 1995).

Die Erhöhung des Schwerfelds wird erreicht, indem das Modell in einem Schwenkkorb auf einer Kreisbahn bewegt wird. Die Zentrifugalbeschleunigung erzeugt eine statische Beschleunigung in horizontaler Richtung (siehe Abbildung 3.2). Die Beschleunigung a ergibt sich aus dem Radius r und der Winkelgeschwindigkeit ω :

$$a = \omega^2 \cdot r \quad (3.1)$$

Bei konstantem Radius r und konstanter Winkelgeschwindigkeit ω gilt:

$$a = n \cdot g \quad (3.2)$$

mit n = Beschleunigungsfaktor und g = Erdbeschleunigung.

Die Resultierende aus der in vertikaler Richtung wirkenden Erdbeschleunigung (1g) und der Zentrifugalkraft wirkt senkrecht auf die Oberfläche des im Schwenkkorb befindlichen Modells.

Über Maßstabsfaktoren werden die am Modell auftretenden Größen, wie zum Beispiel Längen, Kräfte oder Verformungen, auf den Prototypen übertragen. Es gelten dabei unter anderem die in Tabelle 3.1 aufgeführten Maßstabsfaktoren (Schofield 1980, Jessberger 1992, Springman et al. 1992, Schürmann 1997, Viswanadham and König 2004 sowie Garnier et al. 2007).

3.3. Versuchsaufbau

3.3.1. Geometrie

Als Prototyp wird ein 10 m hoher Damm gewählt, der auf einer 10 m mächtigen Weichschicht, unterlagert von einer tragfähigen Sandschicht, gegründet werden soll. Die Dammbasisbreite und damit der Abstand der vertikalen Wandelemente beträgt 40 m. Die Wandelemente enden 1,5 m oberhalb der Geländeoberkante. Die Böschungsneigung wird mit

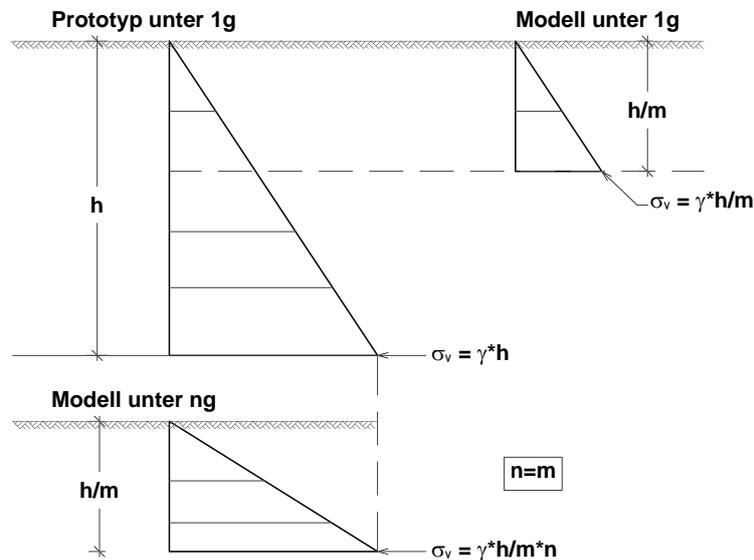


Abbildung 3.1.: Vergleich von vertikalen Spannungen am Modell und Prototypen (nach Laue 1996)

30° angenommen, daraus resultiert eine Kronenbreite von 10 m. Verkehrslasten werden nicht berücksichtigt. Basierend auf den Prototypabmessungen werden nachfolgend die Abmessungen des Zentrifugen-Versuchsmodells bestimmt.

Die Großzentrifuge Z1 im geotechnischen Großzentrifugenzentrum Bochum bietet eine Plattform im Schwenkkorb von 1,25 m mal 1,25 m. Der Radius von der Drehachse bis zur Plattform beträgt im um 90° geschwenkten Korb 4,125 m. Die Zentrifuge kann auf maximal 250g beschleunigen, was einer Umdrehungsgeschwindigkeit von 230 U/min entspricht. Eine Zuladung beziehungsweise Modellmasse von bis zu 2 t ist möglich (Jessberger 1992).

Das Beschleunigungsfeld in einem Zentrifugen-Modellversuch ist nicht einheitlich, da die Zentrifugalkraft beziehungsweise das g-Niveau mit dem Radius ansteigt (Abbildung 3.3).

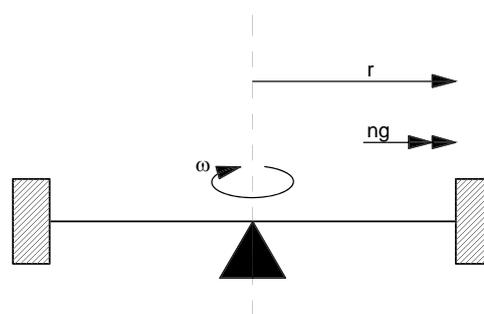


Abbildung 3.2.: Prinzip der Zentrifugen-Modelltechnik (Schofield 1980)

Tabelle 3.1.: Maßstabsfaktoren für Versuch im einfachen (1g) und erhöhten (ng) Schwerfeld für ausgewählte Größen

Kenngröße	Dimension	Prototyp	Modell 1g	Modell ng
Lineare Abmessungen	L	1	1/n	1/n
Fläche	L ²	1	1/n ²	1/n ²
Volumen	L ³	1	1/n ³	1/n ³
Masse	M	1	1/n ³	1/n ³
Steifemodul	M * L ⁻¹ *T ⁻²	1	1/n	1
Kraft	M*L*T ⁻²	1	1/n ³	1/n ²
Spannung	M*L ⁻¹ *T ⁻²	1	1/n	1
Reibungswinkel	[-]	1	1	1
Kohäsion (Spannungswert)	M*L ⁻¹ *T ⁻²	1	1/n	1
Konsolidierungsvorgänge (Terzaghi)	L*T ⁻¹	1	1/n	1/n ²
Dehnsteifigkeit J Geotextil	M*T ⁻²	1	1/n ²	1/n
Biegesteifigkeit EI Modellwand	M*L ² *T ⁻²	1	1/n ⁴	1/n ³

Dies bedeutet, dass an der Modelloberfläche ein geringeres g-Niveau herrscht als an der Unterkante. Bei relativ geringen Modellhöhen im Vergleich zum Radius der geotechnischen Großzentrifuge darf das g-Niveau vereinfacht auf den unteren Drittelpunkt der Modellhöhe bezogen und als konstant über die Modellhöhe angenommen werden (Schofield 1980, Taylor 1995).

Schofield (1980) berichtet, dass der daraus resultierende Fehler vernachlässigbar ist, wenn die Modellhöhe nicht mehr als 10% vom effektiven Radius beträgt. Unter Anwendung dieses Kriteriums ergibt sich eine zulässige Modellhöhe von ca. 41 cm. Die Zentrifugen-Modellversuche werden in einem erhöhten Schwerfeld von 50g durchgeführt. Diese Wahl wird unter Berücksichtigung der Konsolidationszeiten, der Größe der Messtechnik, der Auslegung der Einrieselvorrichtung, der Strukturelemente und der Anschlüsse sowie des verfügbaren Platzes im Schwenkkorb und der maximalen Zuladung getroffen. Daraus ergeben sich für die Dammhöhe und Weichschichtdicke jeweils 20 cm im Modellmaßstab. Zuzüglich einer 2 cm starken Drainageschicht unterhalb der Weichschicht ergibt sich eine planmäßige Gesamthöhe des Modells von 42 cm. In der Zentrifuge wird unter Ausnutzung der Systemsymmetrie nur das halbe System abgebildet. Die halbe Dammbasisbreite im Modellmaßstab beträgt 40 cm und es verbleibt ein Abstand von 50 cm zwischen Modellwand und gegenüberliegender Behälterseitenwand. Die Höhe des Dammes soll 20 cm betragen. Bei einer Böschungsneigung von 30° ergibt sich eine Dammkronenbreite von

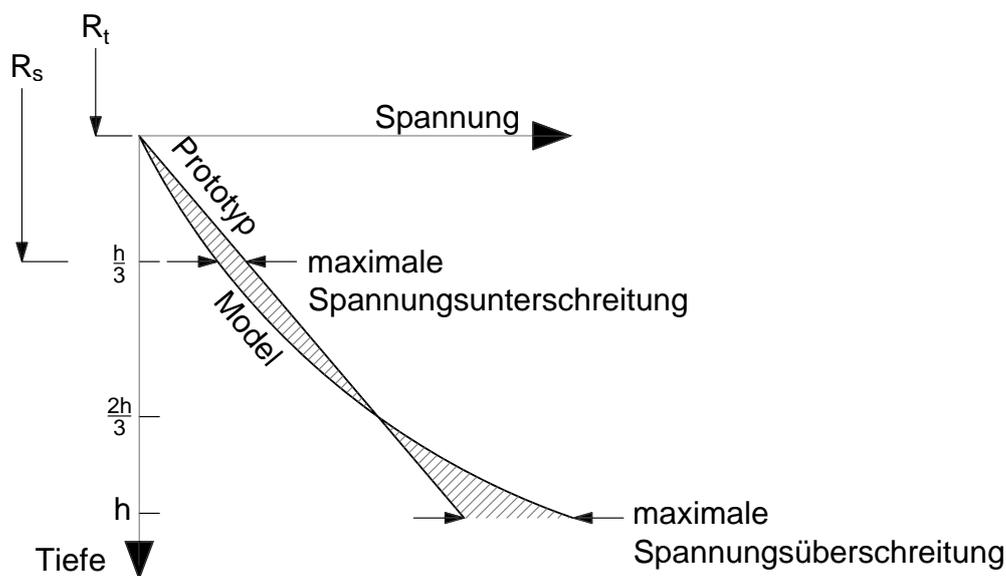


Abbildung 3.3.: Vergleich der Vertikalspannungen über die Tiefe im Prototypen und im Zentrifugen-Modellversuch für die Schichttiefe h (nach Schofield 1980 und Taylor 1995)

15 cm bei einem Überstand der Modellwand von 3 cm über Oberkante des Weichbodens (Abbildung 3.4).

Es kommen zwei baugleiche Modellbehälter zum Einsatz, um die Versuchsdurchführung beziehungsweise -vorbereitung der Weichböden zu beschleunigen (Abbildung 3.5). Die Innenabmessungen der Modellbehälter betragen 900 mm · 600 mm · 360 mm (Breite · Höhe · Tiefe). Die Modellbehälter sind so konstruiert, dass sich ein ebener Verformungszustand ergibt. Ein detaillierte Beschreibung der Modellbehälter ist in Anhang A.1 gegeben.

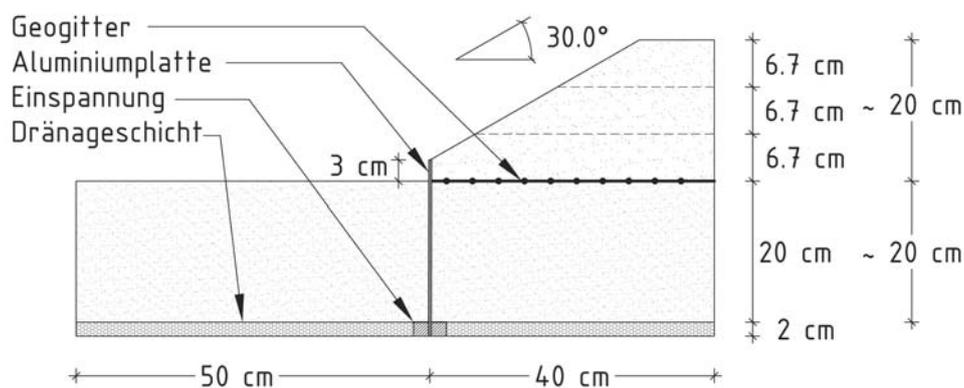


Abbildung 3.4.: Abmessungen des Zentrifugenmodells

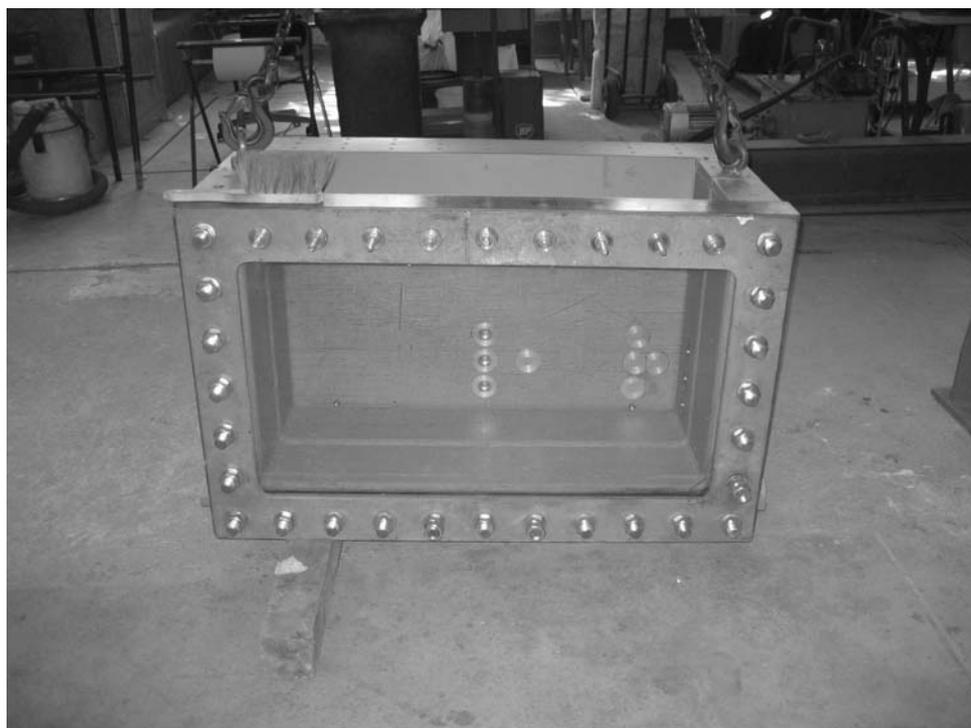


Abbildung 3.5.: Modellbehälter mit den Innenabmessungen von 90 cm Breite, 36 cm Tiefe und 60 cm Höhe

3.3.2. Materialien

Böden

Der Weichboden wird aus einer Kaolinschlämme hergestellt. Kaolin besitzt die Eigenschaften eines Weichbodens bei gleichzeitig relativ hoher Durchlässigkeit. Dies wirkt sich positiv auf die Versuchsdauer in Bezug auf die Konsolidierungszeiten aus. Die Kaolinschlämme wird zunächst im erhöhten Schwerfeld von 50g für 12 Stunden konsolidiert. Zu diesem Zeitpunkt sind die Setzungen nahezu abgeklungen. Durch die Konsolidierung der Kaolinschlämme im erhöhten Schwerfeld wird die natürliche Entstehung eines normal- beziehungsweise leicht überkonsolidierten Weichbodens bestmöglich nachgebildet, im Gegensatz zu einer Konsolidierung unter statischer Auflast, welche zu einer starken Abweichung bezüglich der Verteilung der undrainierten Scherfestigkeit führt (siehe Anhang B). Das verwendete Kaolin (Typ 2096 C) wurde bereits zuvor bei Zentrifugen-Modellversuchen im Geotechnischen Großzentrifugenzentrum Bochum eingesetzt (Thaher 1991, Scherbeck 1992 und Viswanadham 1996). Als Dammmaterial wird der sogenannte Haltener Silbersand verwendet, der sich aufgrund seiner sehr engen Stufung und gedrunen sowie stark gerundeten Kornform sehr gut für den Aufbau des Dammes mittels Einrieselung eignet

(Abbildung 3.6). In der Drainageschicht wird ein Rheinsand mit einem Kornbereich 0,25-2 mm verwendet.

Dehnsteife und zugfeste Membranen

Als dehnsteife und zugfeste Membranen werden Geotextilien verwendet. Die Dehnsteifigkeit J [kN/m] sowie die Zugfestigkeit F [kN/m] der Geotextilien beeinflussen das Tragverhalten des Systems. Das Verbundverhalten zwischen Boden und Geotextil bestimmt zudem wie viel Kraft aufgrund von Reibung und Verzahnung in das Geotextil eingeleitet beziehungsweise wie viel Kraft vom Geotextil an den Boden abgegeben werden kann. Das Verbundverhalten ist äußerst komplex und die geometrische Skalierung der Struktur des Geotextiles bei hohen Maßstabsfaktoren m technisch nicht umsetzbar. Bei der vorliegenden Problemstellung wird jedoch von einem durchgehend vollständigen Verbund ausgegangen, so dass die Abweichungen zwischen Dehnungen im Geotextil und Boden vernachlässigbar sind (Viswanadham 1996). Für die Zentrifugen-Modellversuche werden zwei Modellgeogitter, welche als dehnsteife und zugfeste Membranen eingesetzt werden, entsprechend der in Tabelle 3.1 aufgeführten Skalierungsgesetze speziell angefertigt. Um unterschiedliche Dehnsteifigkeiten zu generieren, werden die Rohstoffe Polyester (PET) und Polyvinylalkohol (PVA) verwendet. Die dehnungsbezogenen Steifigkeiten sowie deren Verhältnisse sind in Tabelle 3.2 aufgeführt.

Bei einem Modellmaßstab von 1:50 und einem erhöhten Schwerfeld von 50g entspricht das dehnsteifere Modellgeogitter aus Polyvinylalkohol einer Prototypenzugfestigkeit von 1900 kN/m und Dehnsteifigkeit von 34500 kN/m, das dehnweichere Modellgeogitter aus Polyester einer Prototypenzugfestigkeit von 850 kN/m und einer Dehnsteifigkeit von 7000 kN/m.

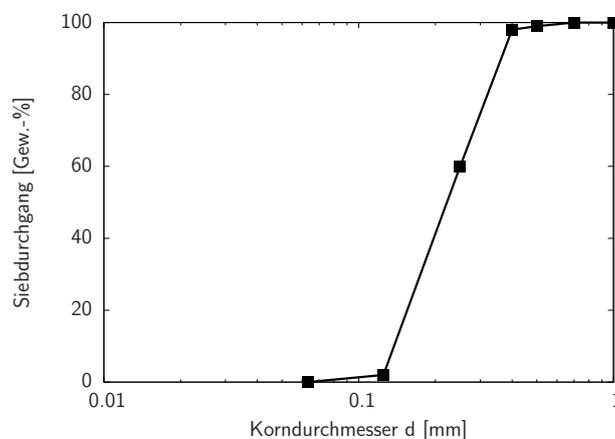


Abbildung 3.6.: Korngrößenverteilung des Haltener Silbersandes

Tabelle 3.2.: Eigenschaften der verwendeten Modellgeogitter

	2% Dehnung		5% Dehnung		max. Dehnung	
	Kraft [kN/m]	Steifigkeit [kN/m]	Kraft [kN/m]	Steifigkeit [kN/m]	Kraft(Dehnung) [kN/m (%)]	Steifigkeit [kN/m]
PVA	13,1	655	34,9	698	38,8 (5,4)	719
PET	4	200	6,5	130	17,5 (14,2)	123
Verhältnis		3,3		5,4		5,8

Vertikale Strukturelemente

Die für das Systemverhalten entscheidende Eigenschaft der Modellwand ist ihre Biegesteifigkeit EI [kNm²/m], da sie die Verformung der Modellwand bestimmt und somit das Tragverhalten des Gründungssystems.

Der E-Modul ist eine Materialkonstante und kann nur durch Materialwechsel verändert werden. Für die Modellwände wird als Material Aluminium mit einem E-Modul von 70000 N/mm² gewählt, welcher im Vergleich mit dem E-Modul von Stahl mit 210000 N/mm² drei mal geringer ist. Das Flächenträgheitsmoment I [m⁴] ist eine geometrische Größe und kann über die Abmessungen, im Besonderen über die Wandstärke, gesteuert werden. Die Modellwände besitzen eine Stärke von 2 mm beziehungsweise 4 mm. Daraus ergeben sich Biegesteifigkeiten EI im Modellmaßstab von 0,047 kNm²/m beziehungsweise 0,373 kNm²/m und im Prototypenmaßstab von 5833 kNm²/m beziehungsweise 46667 kNm²/m. Die Biegesteifigkeiten unterscheiden sich um den Faktor 8.

3.3.3. Randbedingungen

Im folgenden Abschnitt werden die Versuchsrandbedingungen wie Freiheitsgrade beziehungsweise Lagerung der Strukturelemente sowie den Drainagemöglichkeiten behandelt. Die Herausforderung bei den Lagerungen und Anschlusskonstruktionen besteht darin, sie möglichst filigran auszubilden, damit das Eigengewicht im erhöhten Schwerfeld nicht zu einer Beeinflussung der Ergebnisse führt, aber gleichzeitig stabil genug sind, um die auftretenden Kräfte im erhöhten Schwerfeld aufnehmen zu können.

Lagerung der Modellwand

Die Modellwände werden am Wandfuß als voll eingespannt modelliert, wodurch sich klar definierte Lagerungsbedingungen der Modellwände in den Versuchen ergeben. Die Repro-

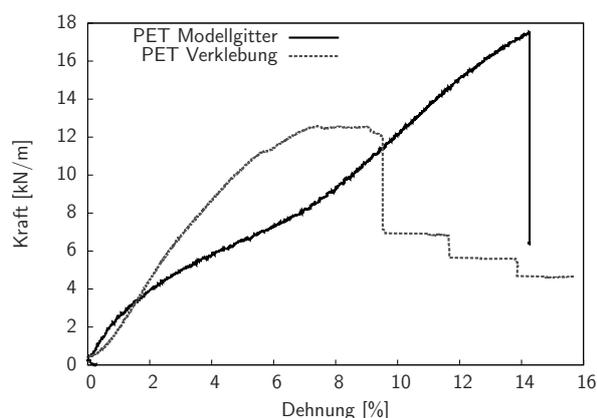
duzierbarkeit der Auflagerbedingungen sowie der exakten Lage der Modellwände soll mit Hilfe einer Einspannung zwischen zwei Leisten gewährleistet werden (Abbildung 3.4).

Befestigung Modellgeogitter

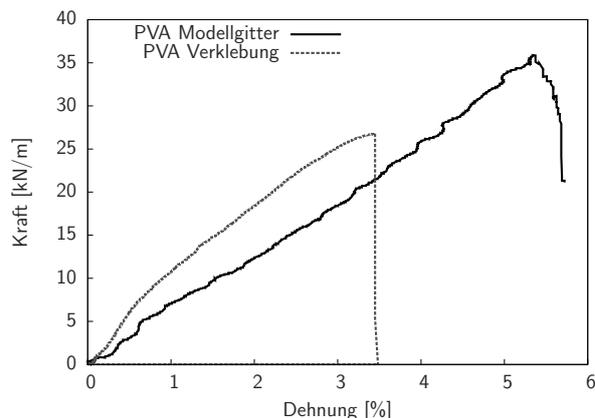
Der Anschluss der Modellgeogitter an die Modellwand und das Lager auf der Symmetrieachse wird über Verklebung hergestellt. Hierzu wird das Modellgeogitter um eine Stange herumgeführt und mit einem Sekundenkleber (Marke Pattex Ultra Gel) verklebt. Diese Verbindungsart wurde im Labor getestet, um sicherzustellen, dass sie ausreichend dehnsteif und zugfest ist. Die Verbindung muss mindestens so dehnsteif sein, wie das Modellgeogitter damit Verformungen ins Modellgeogitter übertragen werden und dort Zugkräfte aktiviert werden. Ebenso sollte die Verbindung eine ausreichend hohe Zugfestigkeit aufweisen, um keine Schwachstelle zu bilden. Die Kraft-Dehnungsverhalten für die Modellgeogitter aus Polyester sowie Polyvinylalkohol und deren Verbindung ist in Abbildung 3.7 abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die Verbindungen so dehnsteif beziehungsweise dehnsteifer als die Modellgeogitter sind und somit die Verformungen übertragen werden.

Lagerung des Modellgeogitters auf der Symmetrieachse

Auf der Symmetrieachse dürfen nur Setzungen auftreten, aber keine Horizontalbewegungen. Hierfür wurde eine spezielle Lagerung angefertigt. Das Lager besteht aus drei Stahlhülsen, welche an der Seitenwand des Modellbehälters vertikal befestigt werden (Abbildung 3.8). In diese Stahlhülsen werden drei Stahlstangen geführt, welche am oberen Ende über eine horizontale Stahlstange verbunden sind. An der horizontalen Stange wird das Modellgeogitter befestigt.



(a) Kraft-Dehnungsverhalten des Modellgeogitters aus Polyester (PET) und der Klebeverbindung



(b) Kraft-Dehnungsverhalten des Modellgeogitters aus Polyvinylalkohol (PVA) und der Klebeverbindung

Abbildung 3.7.: Kraft-Dehnungsverhalten der Modellgeogitter aus Polyester (PET) und Polyvinylalkohol (PVA) und deren Klebeverbindung

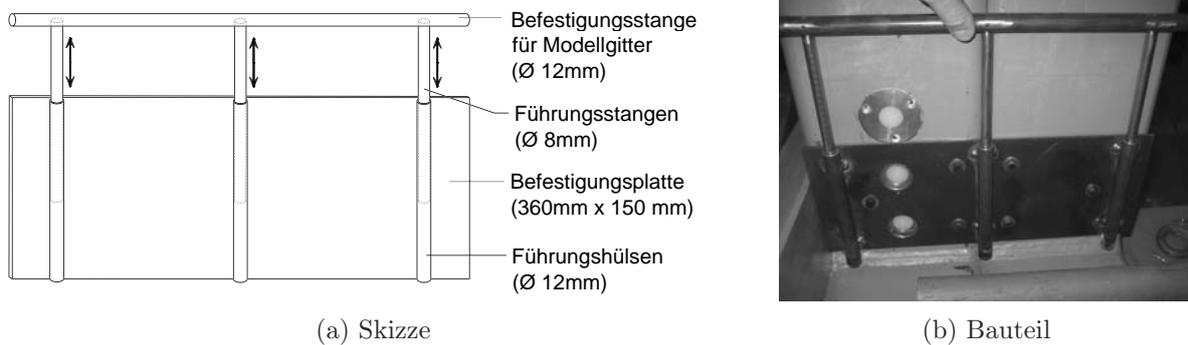


Abbildung 3.8.: Lagerung zur Befestigung des Geogitters auf der Symmetrieachse

Anschluss Modellgeogitter an Modellwand

Das Modellgeogitter wird über eine Anschlusskonstruktion, welche mit Kraftmessdosen ausgestattet ist, auf Höhe der Geländeoberkante an der Modellwand befestigt (Abbildung 3.9).

Drainage

Der Weichboden kann zweiseitig, oben und unten, entwässern. Das nach unten drainierende Wasser kann durch Auslässe, die mit Standrohren außerhalb der Modellbehälter verbunden sind, abfließen. Der Wasserstand innerhalb der Standrohre entspricht der Geländeoberkante im Modellbehälter, so ist sichergestellt, dass nur Wasser aus dem Porenwasserüberdruck abfließen kann (Abbildung 3.10). Die Standrohre befinden sich im selben Abstand von der Mitte des Versuchskastens, wie die drei übereinander angeordneten Po-

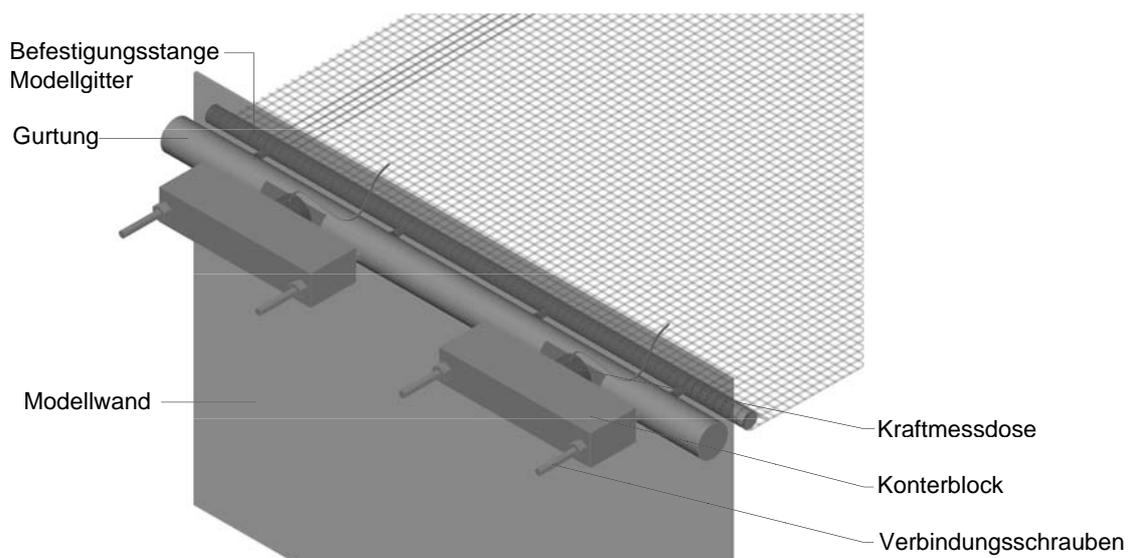


Abbildung 3.9.: Anschlusskonstruktion mit integrierten Kraftmessdosen

renwasserdruckmessgeber. Nach oben drainierendes Wasser kann nicht abfließen und bleibt auf der Oberfläche stehen. Bei einem freien Wasserspiegel kommt es aufgrund des mit dem Radius zunehmenden g -Niveaus zu einer gekrümmten Wasseroberfläche. Hieraus resultieren unterschiedlich hohe Wassersäulen bezogen auf die Breite des Versuchskastens und somit auch über den Porenwasserdruckmessgebern. Bei im Boden befindlichem Wasser tritt dieser Effekt je nach Durchlässigkeit des Bodens zeitverzögert ein. Die Porenwasserdruckerhöhungen aufgrund der aufgebrachten Dammlast ist davon unbeeinträchtigt.

3.3.4. Messtechnik und Instrumentierung

Im folgenden Abschnitt wird die Messtechnik beschrieben. Eine Übersicht der Instrumentierung ist in Abbildung 3.11 gegeben.

Digitale Foto- und Filmaufzeichnung

Eine Plexiglasscheibe an der Frontseite des Modellbehälters ermöglicht es, den Versuch während der Durchführung mittels mitfliegender Kamertechnik zu verfolgen und zu dokumentieren.

Mit einer digitalen Videokamera wird der Versuch über die Versuchsdauer kontinuierlich gefilmt. Der gefilmte Ausschnitt konzentriert sich dabei auf den Dammaufbau. Zu erkennen sind auf den Aufnahmen die in den Schüttstufen erzielten Dammgeometrien, die Wandverschiebungen im oberen Bereich sowie die Setzungsmulde unterhalb des Dammes. Auf der Innenseite der Plexiglasscheibe ist ein Raster aufgezeichnet, wodurch die Ermittlung der Dammgeometrien erleichtert wird.

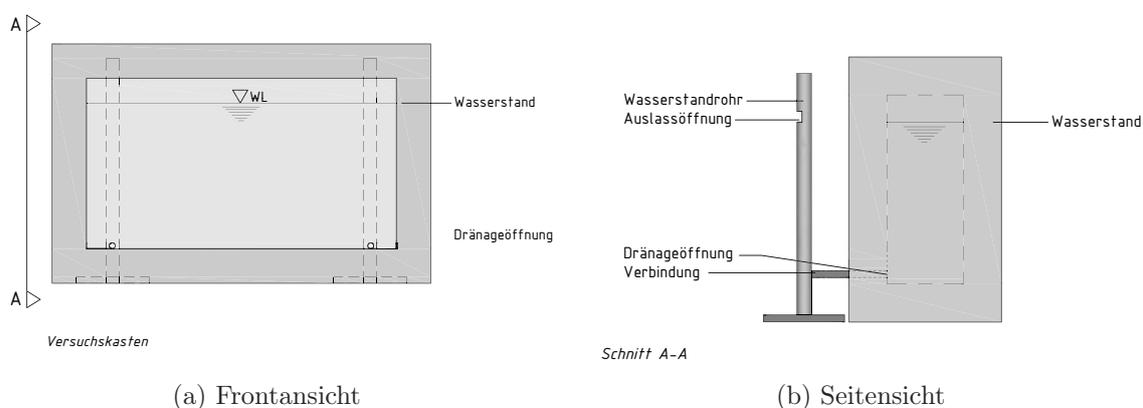
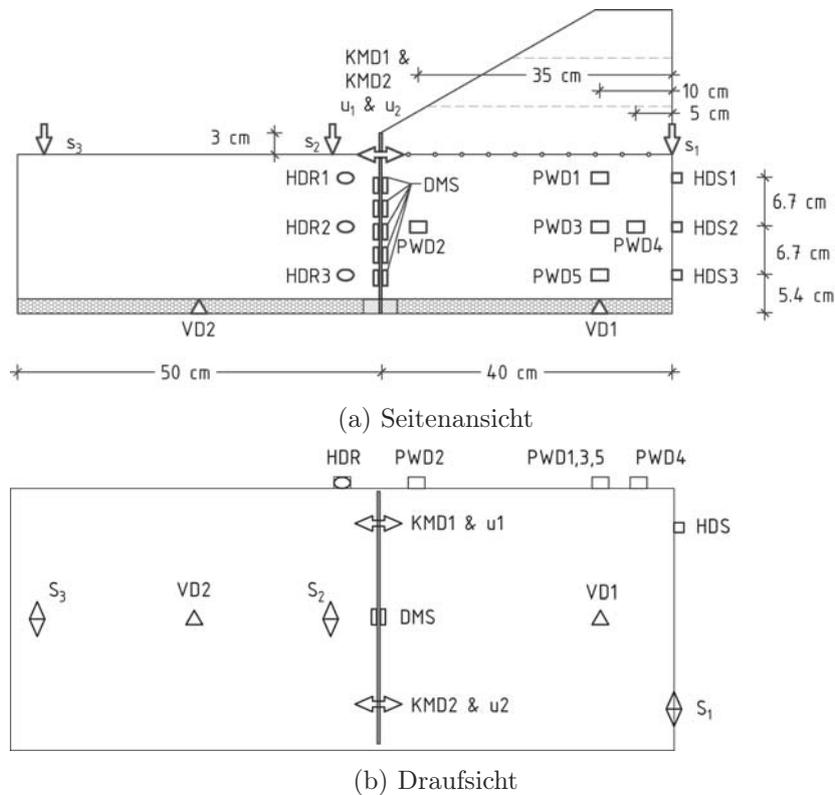


Abbildung 3.10.: Drainage



- $KMD_{1,2}$ = **K**raft**M**ess**D**osen
- $HDR_{1,2,3}$ = **H**orizontal**D**ruck**M**ess**D**osen in der **R**ückwand des **B**ehälters
- $HDS_{1,2,3}$ = **H**orizontal**D**ruck**M**ess**D**osen in der **S**eitenwand des **B**ehälters
- $PWD_{1,2,3,4,5}$ = **P**oren**W**asser**D**ruck**M**ess**D**osen
- DMS = **D**ehnung**M**ess**S**treifen
- $VD_{1,2}$ = **V**ertikal**D**ruck**M**ess**D**ose
- $u_{1,2}$ = Modellwandverschiebungen Höhe Anschlusspunkt Membran
- s_1 = Setzung des Dammes auf der Symmetrieachse
- $s_{2,3}$ = Setzungen vor der Modellwand

Abbildung 3.11.: Anordnung der Messtechnik

Eine Fotokamera macht in regelmäßigen Abständen Aufnahmen vom Weichboden unterhalb des Dammkörpers. Anhand der Aufnahmen kann die Modellwandverformung verfolgt werden.

Horizontale und vertikale Verformungen

Es werden Seilzug- und induktive Wegaufnehmer verwendet, um die horizontalen Verformungen der Modellwände auf Höhe des Membrananschlusses, die Setzungen unterhalb des Dammes sowie Oberflächenverformungen vor der Modellwand zu messen. Zwei induktive Wegaufnehmer (*Solatron SDF 15*) zur Messung der horizontalen Modellwandverformungen sind auf Höhe des Membrananschlusses angebracht, so können die auftretenden Verformungen der Modellwand nach außen oder innen verfolgt werden. Zwei weitere induktive Wegaufnehmer (*Solatron DC 50*) messen die vertikalen Oberflächenverformungen vor der Modellwand und dem Dammkörper. Ein Seilzug-Wegaufnehmer (*ASM WS 10-125*) ist an der Lagerkonstruktion auf der Symmetrieachse befestigt, um die Setzungen des Dammes auf der Symmetrieachse zu messen.

Totale Vertikalspannungen

Zwei Druckmessdosen (*Eigenbau*) werden zur Erfassung der totalen Vertikalspannungen an der Unterkante der Weichbodenschicht in der Drainageschicht platziert. Eine Druckmessdose befindet sich im Bereich unterhalb der späteren Dammkrone und die zweite Druckmessdose vor der Modellwand außerhalb des Gründungssystems. Die Messdose unterhalb der Dammkrone erfasst die totalen Spannungen aus dem Weichboden sowie die Spannungserhöhung aufgrund der Dammschüttungen. Die Messdose vor der Modellwand erfasst nur die totalen Spannungen aus dem Weichboden und dient als Referenzmessung.

Totale Horizontalspannungen

In der Seiten- sowie Rückwand der Modellbehälter werden insgesamt sechs Druckmessdosen zur Erfassung der totalen Horizontalspannungen angebracht. Die Messdosen in der Seitenwand (*Kyowa BE-2KD und BE-5KD*) sind unterhalb des Dammes übereinander angeordnet. Auf der Mittelachse der Rückwand und somit vor der Modellwand außerhalb des Gründungssystems befinden sich auf den gleichen Höhen drei weitere übereinander angeordnete Messdosen (*Kyowa BER-A-15*) zur Erfassung der totalen Horizontalspannungen. In der zweiten Versuchsphase wird die Erhöhung der Horizontalspannungen infolge der Dammschüttung mit den in der Seitenwand angebrachten Messdosen verfolgt sowie die druckabschirmende Wirkung des Gründungssystems auf den außerhalb liegenden Boden mit den in der Rückwand angebrachten Messdosen.

Porenwasserdrücke

Unterhalb des späteren Dammes innerhalb des Gründungssystems befinden sich in der Rückwand fünf Messstellen zur Erfassung der Porenwasserdrücke (*Omega PX102*). Davon sind drei Messstellen auf den gleichen Höhen wie die zuvor beschriebenen Messdosen zur Erfassung der totalen Horizontalspannungen übereinander angeordnet. Zwei weitere Messstelle befinden sich links und rechts von der mittleren Messstellen auf gleicher Höhe, wovon sich die linke Messstelle nahe der Modellwand befindet. Die Porenwasserdruckgeber ermöglichen es die Größe des Porenwasserdrucks und somit den Verlauf der Konsolidierung zu verfolgen.

Randfaserdehnungen der Modellwände

Die Modellwände werden mit Dehnungsmessstreifen (DMS) versehen. Die DMS werden jeweils paarweise auf beiden Seiten („innen“ und „außen“) der Modellwände appliziert, so dass eine Halbbrücke entsteht, und mit Epoxyd-Harz gegen Wasser abgedichtet. Aus den gemessenen Differenzen der Randfaserdehnungen zwischen Innen- und Außenseite lassen sich mit Hilfe von Umrechnungsfaktoren die Momente an den Messstellen ermitteln. Aus den Momenten können die horizontalen Belastungen der Modellwände ermittelt werden. Insgesamt werden 11 DMS Pärchen in einem Abstand von 17 mm angebracht (Abbildung 3.12).



Abbildung 3.12.: Mit DMS instrumentierte Modellwand (Höhe 25 cm, Breite 35,5 cm, Wandstärke 4 mm beziehungsweise 2 mm (hier dargestellt)). Die DMS sind mit einer wasserdichten Paste abgedeckt.

Anschlusskräfte zwischen Modellgeogitter und Modellwand

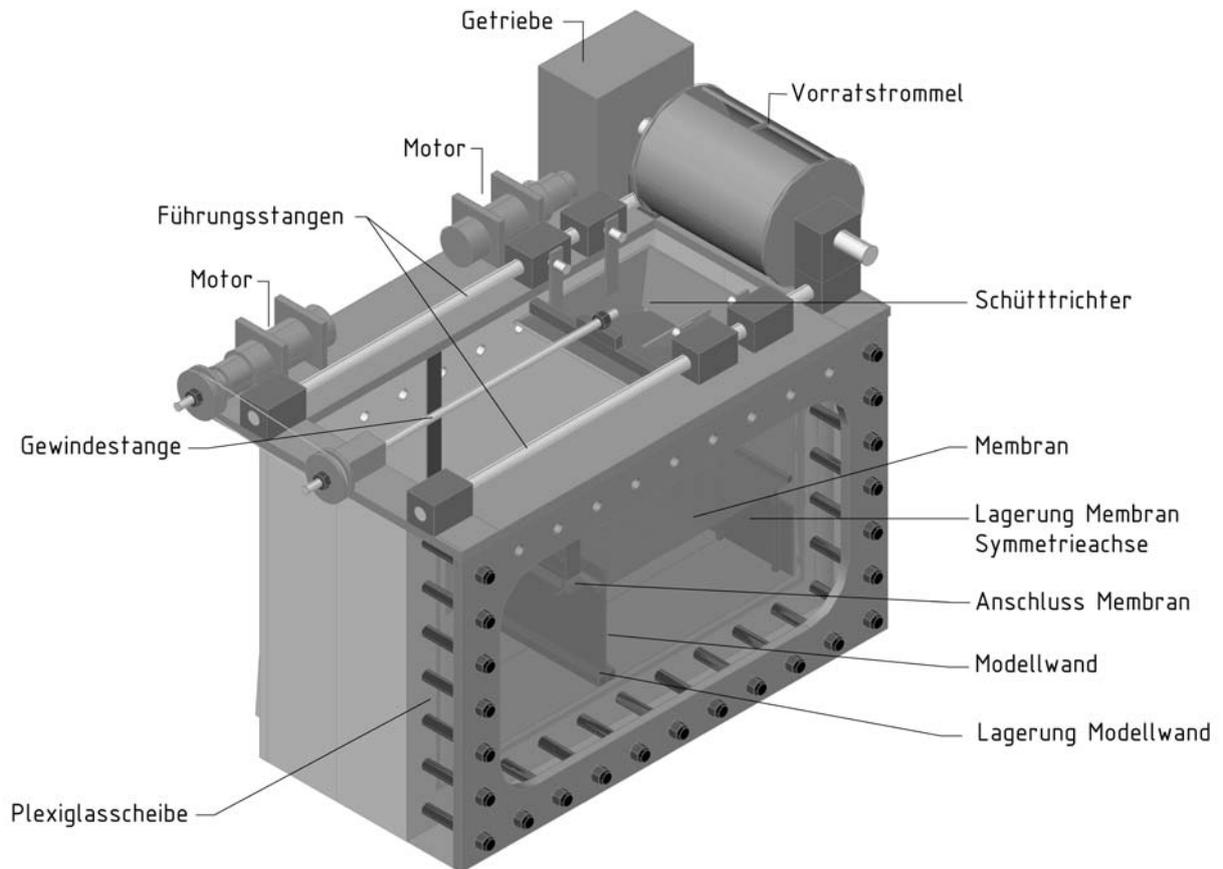
Das Modellgeogitter ist über eine spezielle Anschlusskonstruktion mit der Modellwand verbunden (Abbildung 3.9). In die Anschlusskonstruktion sind Kraftmessdosen (*Omron OMF 0601S-5kN*) zur Erfassung der Anschlusskräfte integriert. Das Gewicht der Anschlusskonstruktion soll über Stahldrähte abgefangen werden, da die Kraftmessdosen sehr empfindlich bezüglich Querkraftbeanspruchung sind.

3.3.5. Einrieselvorrichtung

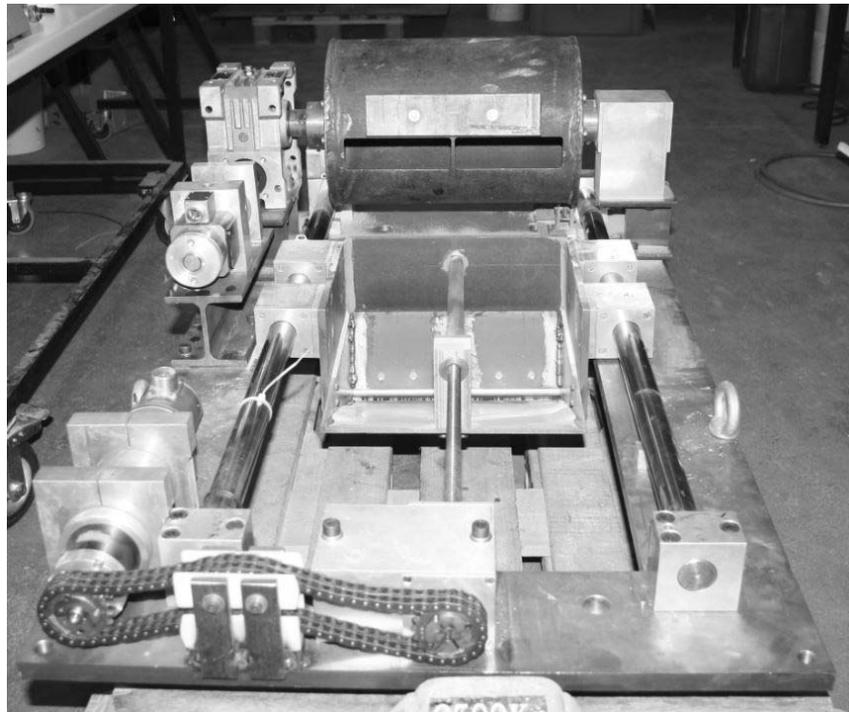
Der Damm wird in drei Schüttstufen mit anschließenden Konsolidierungsphasen aufgebaut, um das Systemverhalten in Abhängigkeit des Verhältnisses Dammhöhe zu - breite sowie verschiedenen Belastungszuständen (Porenwasserüberdruckabbau) analysieren zu können. Der Aufbau des Dammes soll dabei im erhöhten Schwerfeld stattfinden, um Ent- und Wiederbelastungsvorgänge, die beim Anhalten und Wiederbeschleunigen der Zentrifuge entstehen würden, zu vermeiden. Ent- und Wiederbelastungsvorgänge beeinflussen das Bodenverhalten und führen zu einem Vorzeichenwechsel der Porenwasserdrücke. Die Auswirkungen auf das Systemverhalten sind schwer zu quantifizieren und sollen vermieden werden.

Um den stufenweisen Aufbau des Dammes in der Zentrifuge zu ermöglichen, ist eine Einrieselvorrichtung notwendig, die auf den Modellbehälter montiert und im erhöhten Schwerfeld bedient werden kann. Der Aufbau eines Dammkörpers im erhöhten Schwerfeld kann mit stationärer oder beweglicher Einrieselvorrichtung erfolgen. Davies and Parry (1985) oder auch Allard et al. (1994) verwendeten zum Beispiel stationäre Einrieselvorrichtungen. Die Vorrichtungen bestehen aus einer Vielzahl nebeneinander angeordneter sandgefüllter Zellen, die geöffnet und geschlossen werden können. Die Geometrie des Dammkörpers kann über den jeweiligen Füllstand der einzelnen Zellen oder auch den Öffnungszeiten der Zellen beeinflusst werden. Allersma (1994) verwendet eine bewegliche Vorrichtung. Der Trichter der Vorrichtung wird vor dem Versuchsstart mit Sand gefüllt. Die Geometrie des Dammes ergibt sich aus der Geschwindigkeit des Trichters und dem Volumenstrom des Sandes.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurde aufgrund der großen zu schüttenden Sandmenge eine neuartige bewegliche Einrieselvorrichtung entwickelt, die den stufenweisen Aufbau der Dammschüttung ermöglicht (Abbildung 3.13). Das Besondere ist, neben der großen Sandmenge, die Möglichkeit der Wiederbefüllung des beweglichen Schütttrichters.



(a) Grafische Darstellung inklusive Modellbehälter und Systemaufbau



(b) Bauteil

Abbildung 3.13.: Einrieselvorrichtung

Die Einrieselvorrichtung besteht aus einem beweglichen Schütttrichter und einer Vorratstrommel. Der Schütttrichter kann entlang zweier Führungsstangen vor und zurück bewegt werden. Angetrieben wird der Schütttrichter über eine daran befestigte Gewindestange und einem Motor. An der Unterseite des Schütttrichters befindet sich über die gesamte Breite ein Auslass in Form eines justierbaren Schlitzes. Die Öffnungsweite des Schlitzes wird in Vorversuchen im erhöhten Schwerfeld von 50g so eingestellt, dass sich ein konstanter feiner Sandfluss ergibt. Die optimale Öffnungsweite unter Verwendung des Haltener Silbersandes beträgt 1 mm. Die Steuerung des Schütttrichters geschieht manuell über einen Regler, mit dem sowohl die Richtung als auch die Geschwindigkeit variiert werden können. Nach jedem Schüttvorgang kann der Schütttrichter aus der Trommel wieder aufgefüllt werden. Dazu wird er bis an den rechten Rand des Modellbehälters gefahren, so dass er sich unterhalb der Trommel befindet. Die Trommel wird über einen zweiten Motor angetrieben. Mittels eines Reglers können auch hier die Drehrichtung und Drehgeschwindigkeit der Trommel manuell variiert werden. Die Trommel besitzt über die gesamte Breite einen 5 cm breiten Schlitz. Die Sandmenge, die eingefüllt werden soll, kann über den Drehwinkel der Trommel gesteuert werden. Damit während des Befüllvorgangs beziehungsweise bis zur nächsten Schüttung kein Sand aus dem Schlitz des Schütttrichters rieselt, muss dieser verschlossen werden. Dies wird mittels eines Moosgummis gewährleistet, welches sich an der Seitenwand des Modellbehälters befindet. Der Schütttrichter wird so dicht an die Seitenwand herangefahren, dass sich der Schlitz ins Moosgummi drückt und somit verschlossen ist. Der Schütt- sowie der Füllvorgang kann mittels zweier mitfliegender Kameras im Zentrifugenkontrollraum auf Monitoren verfolgt werden.

Bei den Schüttvorgängen ist der Coriolis Effekt zu beachten. Dieser Effekt tritt auf, wenn ein Gegenstand in einem rotierenden System fallen gelassen wird. Der Gegenstand bewegt sich dann unabhängig vom rotierenden System und folgt seiner eigenen Trajektorie, welche sich von der Bewegung des Systems unterscheidet (Taylor 1995). Da der Sand somit nicht vertikal nach unten fällt, sondern einer in Richtung der Symmetrieachse des Damms beziehungsweise der Seitenwand des Modellbehälters geneigten Trajektorie folgt, muss zu Beginn der Schüttung der Schütttrichter schneller fahren, da sich sonst an der Seitenwand zu viel Sand ansammelt.

3.4. Versuchsprogramm

Es werden insgesamt acht Zentrifugen-Modellversuche durchgeführt. Wie zuvor beschrieben werden zwei unterschiedlich biegesteife Modellwände sowie zwei unterschiedlich dehn-

steife Modellmembranen verwendet, daraus ergeben sich insgesamt vier mögliche Konfigurationen:

- 2 mm Wand mit Membran aus Polyester
- 2 mm Wand mit Membran aus Polyvinylalkohol
- 4 mm Wand mit Membran aus Polyester
- 4 mm Wand mit Membran aus Polyvinylalkohol

Um die Varianz der Ergebnisse beziehungsweise die Reproduzierbarkeit der Versuche beurteilen zu können, wird jede Konfiguration zweifach getestet.

Die Bezeichnung der Versuche ergibt sich wie folgt:

- MG steht für Membrangründung
- 2 oder 4 bezeichnet die Modellwandstärke in mm
- T steht für den Rohstoff Polyester (dehnweiche Modellmembran)
- M steht für den Rohstoff Polyvinylalkohol (dehnsteife Modellmembran)
- 1 oder 2 steht für Versuch Nr. 1 oder Versuch Nr. 2

MG2M1 bedeutet: Erster Versuch mit der 2 mm starken Modellwand in Kombination mit der Modellmembran aus Polyvinylalkohol.

3.5. Versuchsvorbereitung und -durchführung

Die Durchführung der Zentrifugen-Modellversuche unterteilt sich in eine Konsolidierungs- und eine Dammschüttphase. In der Konsolidierungsphase werden beide Modellbehälter verwendet, somit wird die parallele Konsolidierung zweier Schlämmen während einer Zentrifugenfahrt unter Nutzung beider Schwenkkörbe ermöglicht. Eine schlaffe Last wird in Form von Sandmatten aufgebracht, um auch eine Konsolidierung des oberflächennahen Kaolins zu ermöglichen. Die Auflast aus den Sandmatten entspricht bei 50g einer effektiven Spannung von 10 kN/m^2 . Die Kaolinschlämmen werden wie zuvor beschrieben für 12 Stunden im erhöhten Schwerfeld von 50g in den instrumentierten Modellbehältern konsolidiert. Nach der Konsolidierungsphase wird das überschüssige Kaolin abgetragen, das Modellgeogitter an der Modellwand befestigt und die sandgefüllte Einrieselvorrichtung montiert. Nach einer Rekonsolidierungsphase von zwei Stunden im erhöhten Schwerfeld von 50g erfolgt die erste Schüttung. Nach einer einstündigen Konsolidierungsphase erfolgt die zweite Schüttung und wiederum eine Stunde später die dritte Schüttung. Im Anschluss

an die dritte Phase folgt eine zweistündige Konsolidierungsphase. Während der Durchführung des dritten Zentrifugen-Modellversuchs MG2T1 kam es zu einem Defekt an der Zentrifuge, so dass dieser frühzeitig abgebrochen werden muss. Die Versuchsvorbereitung und -durchführung ist ausführlich in Anhang A beschrieben.

3.6. Modellfehler

Modellfehler sind bei der Durchführung von Modellversuchen nicht zu vermeiden. Hügel (2004) beschreibt Modellfehler als Phänomene, die im Rahmen des Modells nicht erfasst werden, wie zum Beispiel Installationsprozesse. Ziel der Zentrifugen-Modellversuche ist es, die maßgebenden Prozesse im Tragverhalten des Gründungssystem zu erarbeiten und eine Datengrundlage für die Validierung der numerischen Modelle zu erhalten. Wichtig ist daher, dass Modellfehler bei der Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse bekannt sind und berücksichtigt werden. Im Vergleich zu einem Prototypen treten bei den Zentrifugen-Modellversuchen folgende Modellfehler auf.

- *Modellwandlagerung*: Die Modellwand wird in den Zentrifugen-Modellversuchen eingeklemmt, um eine Volleinspannung zu simulieren. Im Prototypen des Gründungssystem wird eine Volleinspannung über eine ausreichende Länge der Wand erzielt. Hierdurch werden in den Zentrifugen-Modellversuchen eine höhere Steifigkeit und geringere Verformungen besonders im Einspannbereich der Modellwand erzeugt. Des Weiteren kann sich die Modellwand nicht setzen, was zu einer Entlastung der Modellmembran im Anschlussbereich führen würde.
- *Modellwandinstallation*: Die Modellwand wird bereits vor dem Einbringen der Schlämme im Modellbehälter befestigt und nicht nachträglich in den Weichboden eingepresst.
- *Gewicht der Anschlusskonstruktion an der Modellwand*: Das Gewicht der Anschlusskonstruktion ist im erhöhten Schwerfeld relativ hoch und kann zu einer Beeinflussung der Ergebnisse führen, wenn es nicht richtig abgefangen wird.
- *Lagerung auf der Symmetrieachse*: Im Prototypen existiert keine Lagerung auf der Symmetrieachse. Daher sind sowohl das Gewicht der Lagerung als auch eventuell vorhandene Reibung im Lager Modellfehler.
- *Dammaufbau*: Der Aufbau des Dammkörpers durch Einrieseln kann ebenfalls einen Modellfehler darstellen. Wird zum Beispiel ein Verkehrsdamm errichtet, so ist ein

lagenweiser Aufbau mit Schichtstärken von 0,5 m bis zu 0,8 m mit anschließender Verdichtung üblich. Dieser Vorgang wird nicht nachgebildet. Handelt es sich hingegen um eine Rohstoffhalde, gibt der Einrieselvorgang den Aufbauprozess der Halde gut wieder.

- *Reibung an den Wänden der Modellbehälter*: Die auftretende Reibung an den Seitenwänden der Modellbehälter ist ebenfalls ein versuchsbedingter Effekt, der beim Prototypen nicht auftritt. Aufgrund der Anordnung von Messdosen in den Seitenwänden konnten keine Gleitfolien verwendet werden (siehe Anhang A.3.1).
- *Inhomogenes Beschleunigungsfeld*: Wie zu Beginn des Kapitels erwähnt, ist das Beschleunigungsfeld nicht homogen über die Modellhöhe. Der Einfluss kann aber unter Berücksichtigung der Abmessungen zwischen Zentrifugenradius und Modellhöhe sowie der Wahl des Bezugspunktes des g-Niveaus auf eine vernachlässigbares Maß reduziert werden (Schofield 1980 und Taylor 1995).

Ein Maßstabseffekt bezogen auf die maximale Korngröße ist hingegen bei den gewählten Abmessungen des Versuchskastens nicht zu erwarten. Die minimale Abmessung im Versuchskasten ist 360 mm und der maximale Durchmesser des Dammmaterials beträgt 1 mm, so dass ein Verhältnis von 360 zu 1 vorliegt. Mittels "model the model" Versuchen können Maßstabeffekte bezüglich der Versuchsergebnisse ermittelt werden. In der Literatur sind diverse Versuchsergebnisse für unterschiedliche Problemstellungen zu finden, wie zum Beispiel für Streifenfundamenten von Mikasa and Takada (1973) oder Kutter (1988), für Kreisfundamente von Christensen and Bagge (1977) oder Ovesen (1979) für Tunnel von Chambon et al. (1995) oder Böschungen Goodings and Gilette (1991). Eine umfangreiche Zusammenstellung von "model the model" Versuchen ist in Marquaß (1997) zu finden. Aus dieser Zusammenstellung lässt sich ermitteln, dass je nach untersuchten Problemstellung kein Maßstabeffekte zu verzeichnen sind, wenn die maßgebende Model labmessung mindestens 25 bis zu 254 mal größer sind als der maximale Korndurchmesser. Das in dieser Versuchsreihe vorliegende Verhältnis von 360 zu 1 liegt deutlich darüber, so dass Maßstabeffekte ausgeschlossen werden dürfen.

Ein Einfluss auf die Messergebnisse wird aufgrund der beschriebenen Modellfehler erwartet, welcher jedoch keine Auswirkung auf das allgemeine Systemverhalten hat.

3.7. Ergebnisse der Zentrifugen-Modellversuche

3.7.1. Spannungszustand innerhalb des Systems unmittelbar nach Lastaufbringung

In Abbildung 3.14 sind die Verläufe der Porenwasserdrücke der Versuche MG4T1 und MG4T2 über die Versuchsdauer dargestellt. Die einzelnen Versuchsphasen Beschleunigen, Rekonsolidieren, Schüttungen mit anschließenden Konsolidierungsphasen und Versuchsende sind am Verlauf der Messkurven deutlich zu erkennen. Aufgrund der Beschleunigung und der damit ansteigenden Vertikalspannungen entstehen Porenwasserüberdrücke, die sich in der nachfolgenden Rekonsolidierungsphase abbauen. Die Porenwasserdrücke der unteren Porenwasserdruckmessdosen (PWD5) bauen sich in beiden Versuchen über die Zeit auf. Vermutlich stand während der Entlastungs- und Umbauphase nicht ausreichend Wasser zur Verfügung, um die Saugspannungen im Boden komplett auszugleichen, so dass sich der Porenwasserdruck beziehungsweise die Sättigung des Bodens erst in der Rekonsolidierung durch zuströmendes Wasser einstellte. Ebenfalls eingezeichnet sind die theoretischen hydrostatischen Porenwasserdrücke der jeweiligen Messhöhen zwecks Plausibilitätsprüfung der Messwerte. Hier ist am Ende der Rekonsolidierungsphase eine gute Übereinstimmung zu erkennen.

Die Porenwasserdruckzuwächse der oberen (PWD1) und unteren (PDW5) Messdosen sind gering im Vergleich zu den Zuwächsen der drei mittleren Messdosen. Aufgrund ihrer unmittelbaren Nähe zur Oberfläche beziehungsweise Drainageschicht findet ein sofortiger

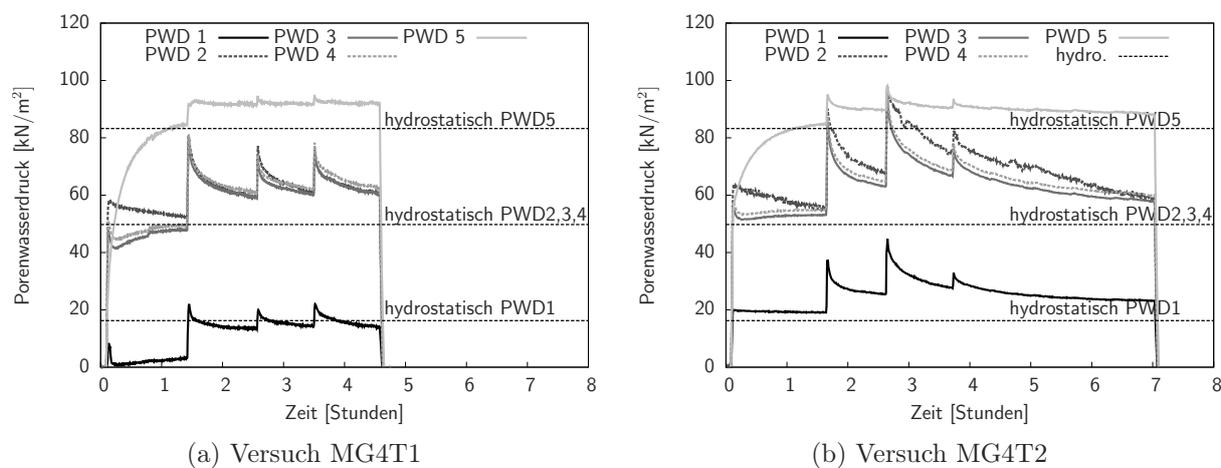


Abbildung 3.14.: Verlauf der Porenwasserdrücke über die Versuchsdauer

Porenwasserüberdruckabbau statt. Die Porenwasserdruckmessdosen PWD2, PWD3 und PWD4 reagieren trotz ihren unterschiedlichen räumlichen Lage zeitgleich.

Unter der Annahme, dass unmittelbar nach der Schüttung im Bereich der Porenwasserdruckmessdosen in der Mitte der Weichschicht weder Konsolidierungsprozesse noch andere Lastumlagerungsprozesse stattgefunden haben, werden die theoretischen Porenwasserdruckanstiege aus der geschütteten Dammhöhe oberhalb der Messdosen multipliziert mit der Wichte des Sandes bestimmt. Die geschütteten Dammhöhen wurden dabei für jeden Versuch und Zeitpunkt aus den Videoaufnahmen bestimmt. Für den Versuch MG4T1 und MG4T2 ergeben sich daraus die in Abbildung 3.15 aufgeführten Porenwasserdruckanstiege. Ebenfalls eingetragen sind die gemessenen Porenwasserdruckanstiege. Die jeweils ersten drei Balken stellen die berechneten und die jeweils letzten drei Balken die gemessenen Anstiege dar.

Beim Vergleich der gemessenen und der erwarteten Porenwasserdruckanstiege der einzelnen Schüttungen wird deutlich, dass PWD2 höhere und PWD3 sowie PWD4 tendenziell geringere Porenwasserdruckanstiege anzeigen als erwartet. Des Weiteren sind die gemessenen Anstiege der drei Porenwasserdruckmessdosen in den drei Schüttstufen nahezu identisch. Dies deutet daraufhin, dass innerhalb des Gründungssystems eine sofortiger Druckausgleich stattfindet, der eine gleichmäßige Verteilung der Porenwasserdrücke im Weichboden unterhalb des Dammkörpers bewirkt.

Trifft die Beobachtung des sofortigen Druckausgleichs zu, so muss der Anstieg der weiteren Messgeber dem Anstieg der Porenwasserdruckmessdosen entsprechen. Ein Vergleich der Spannungserhöhungen der innerhalb des Gründungssystems liegender Messdosen auf mittlerer Höhe (PWD3 und HDS2) sowie der Messdose zur Erfassung der totalen Vertikalspan-

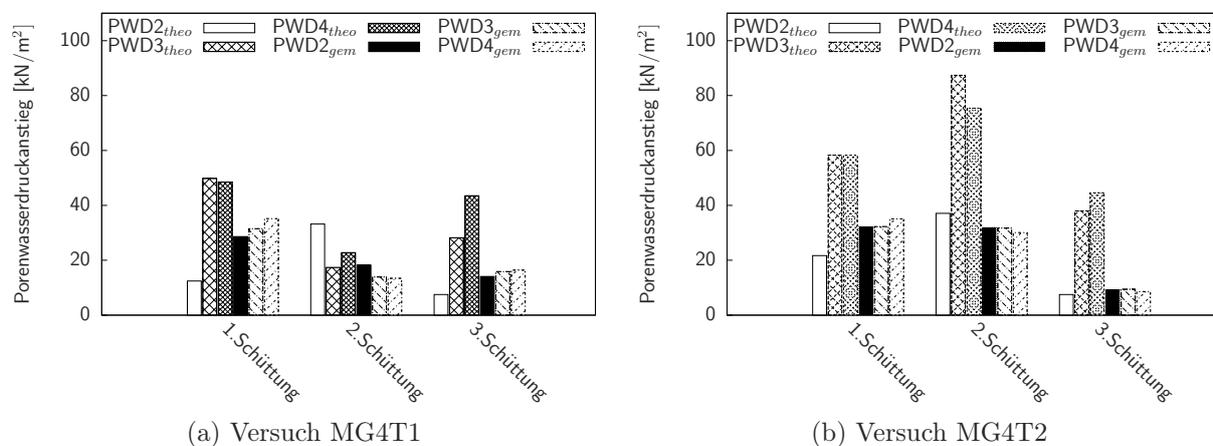


Abbildung 3.15.: Vergleich der berechneten theoretischen und gemessenen Porenwasserdruckanstiege

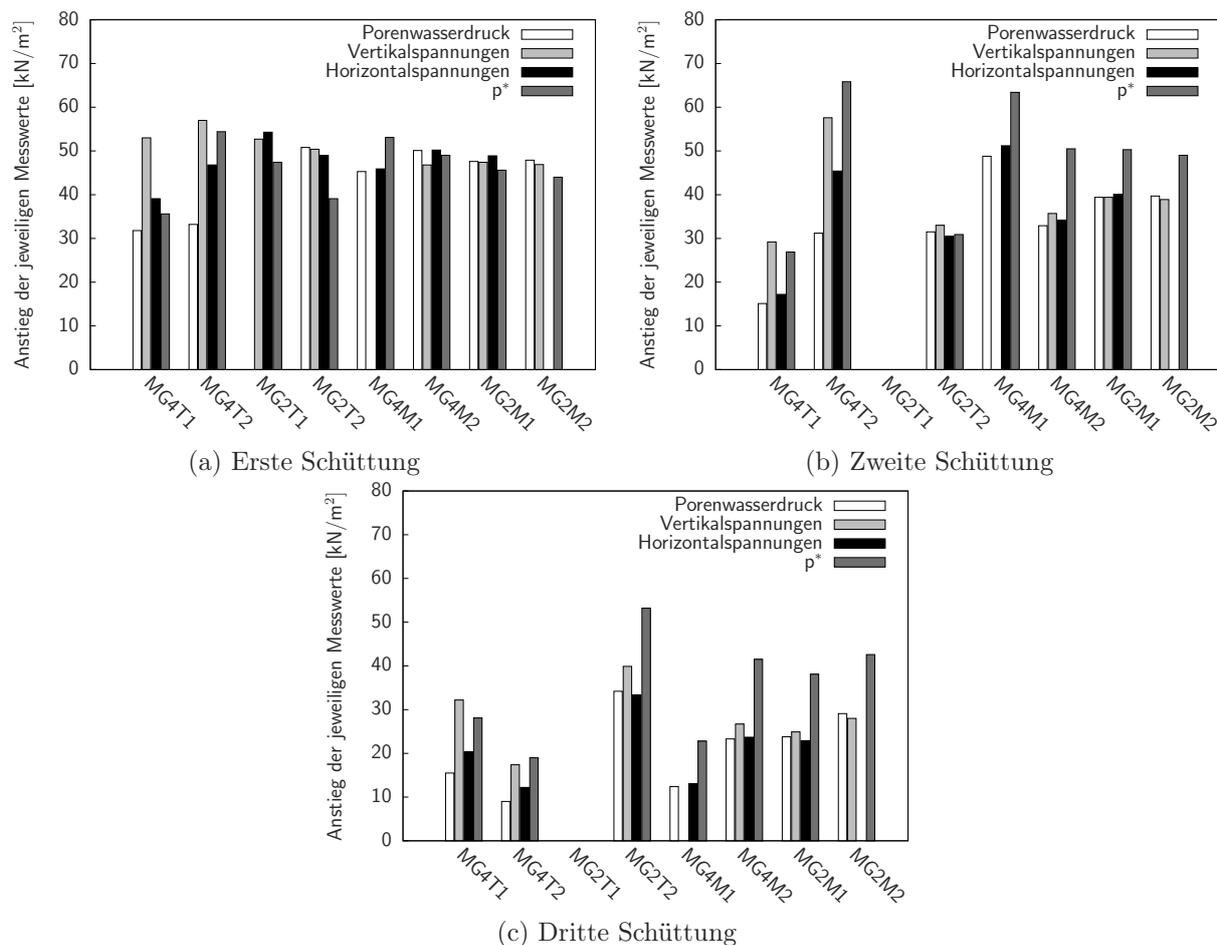


Abbildung 3.16.: Vergleich der gemessenen Spannungszuwächse in den jeweiligen Schüttstufen

nungen (VD1) unterhalb der Kaolinschicht ist in Abbildung 3.16 zu sehen. Es ist zu erkennen, dass die Beobachtung im Besonderen bei den Versuchen MG2T2, MG2M1, MG2M2, MG4M1 und MG4M2, welche nach der reparaturbedingten Unterbrechung durchgeführt wurden, zutrifft.

Die homogene Erhöhung des Spannungszustands unmittelbar nach der ersten Schüttung entspricht einer Belastung aus einer gleichmäßig verteilten Streckenlast und weniger der einer trapezförmig verteilten Last, wie es entsprechend des geschütteten Damms zu erwarten ist. Um dies zu verifizieren, werden die Volumina der einzelnen Schüttungen aus den digitalen Filmaufnahmen ermittelt.

Aus den Volumina V der einzelnen Dammmetriern werden gleichmäßig verteilte Flächenlasten p^* bezogen auf die Dammaufstandsfläche A_{Damm} mit der erhöhten Wichte γ^*n ermittelt (Gleichung 3.3).

$$p^* = \frac{V * \gamma * n}{A_{Damm}} \quad (3.3)$$

Die ermittelten konstanten Flächenlasten p^* sind ebenfalls in Abbildung 3.16 eingetragen. Für die erste Schüttstufe ergeben sich gute Übereinstimmungen. Für Schüttstufe zwei und drei ergeben sich jedoch zunehmende Abweichungen. Die errechnete Last p^* ist größer als die gemessene Spannungserhöhung. Dies kann folgende Ursachen haben.

- *Membranwirkung*: Die Membran verformt sich, nimmt Last aus dem Damm auf und überträgt diese in die Modellwand. Mit zunehmender Setzung steigt die Membranwirkung an.
- *Reduzierte Wichte des Dammmaterials*: Die Wichte des eingefüllten Sandes hängt im Allgemeinen von der Fallhöhe und dem Volumenstrom ab (Wichtmann 2003 oder Lagioia et al. 2006). Bei den hier durchgeführten Versuchen kommt hinzu, dass der Sand zunächst auf bereits geschütteten Sand prallt und anschließend eine Böschung herunterrollt. Die Fallhöhe verringert sich dabei von Schüttstufe zu Schüttstufe. In der letzten Schüttstufe fließt der Sand nur noch aus dem Trichter heraus. Dies kann zu einer reduzierten Dichte führen, wie es auch bei Absetzvorgängen im Tagebau beobachtet wurde (Matschak 1969). Abbildung 3.17 zeigt die verschiedenen Stadien des Einrieselns.
- *Wandreibung*: Wie im Anhang A beschrieben, konnte die Wandreibung nicht durch Folien oder ähnliches reduziert werden, da aufgrund der großen Setzungen während der Konsolidierungsphase der Schlämme die Folien die Messgeber abdecken würden so dass ein Teil der Last über Wandreibung verloren geht. Die Reibungsverluste können bei einem angenommenen durchschnittlichen Reibungswinkel zwischen Kaolin und den Behälterwänden von 12° (Springman 1989) und zwischen Sand und Behälterwänden von 15° (Balachandran 1996) in Abhängigkeit der geschütteten Sandmenge bis zu 20% betragen.

Am Beispiel der Versuche MG2M1 und MG4M2 werden fiktive Wichten errechnet, die sich aus den gemessenen Spannungserhöhungen sowie den ermittelten Volumina der einzelnen Schüttstufen ergeben. Beim Vergleich der zurückgerechneten Wichten mit den im Labor bestimmten minimalen und maximalen Wichten wird ersichtlich, dass die errechneten Wichten teilweise deutlich unter dem im Labor ermittelten Wert der minimalen Wichte von 14 kN/m^3 liegt, was physikalisch nur bedingt möglich ist (Abbildung 3.18). Dies

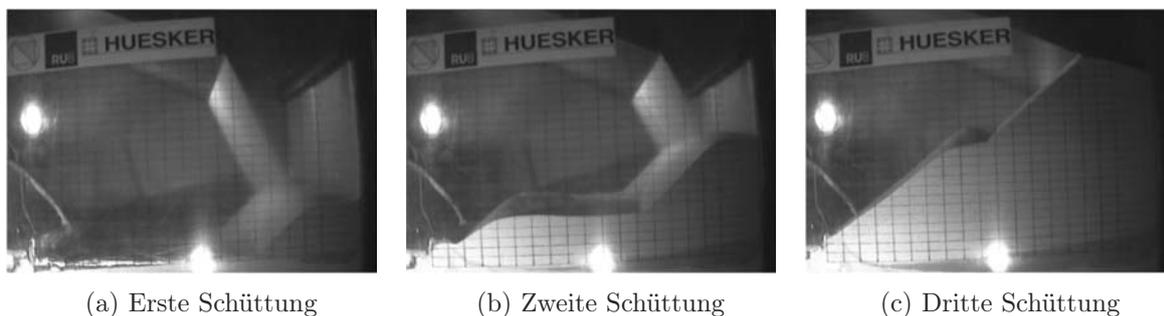


Abbildung 3.17.: Einrieselvorgänge der drei Schüttphasen

deutet daraufhin, dass oben genannten Ursachen dafür verantwortlich sind oder weitere Mechanismen wirken, wobei die Abweichungen erst in der zweiten und dritten Schüttstufe auftreten.

3.7.2. Verlauf der Vertikalspannungen über die Zeit

Abbildung 3.19 zeigt den Verlauf der totalen Vertikalspannungen (VD1), gemessen unterhalb der Weichschicht nahe der Symmetrieachse über die Zeit für Versuch MG2M1. Zu erkennen ist die Spannungserhöhung zu Beginn des Versuches, die Rekonsolidierungsphase, die drei Schüttstufen mit anschließenden Konsolidierungsphasen sowie das Versuchsende. Während in der Konsolidierungsphase nach der ersten Schüttung die totalen Vertikalspannungen nahezu konstant verlaufen, sind in der zweiten und dritten Konsolidierungsphase deutliche Spannungsabnahmen zu verzeichnen. Diese Spannungsabnahmen sind in allen durchgeführten Versuchen zu beobachten, wobei die Spannungsabnahme in den jeweiligen Konsolidierungsphasen mit zunehmender durchschnittlicher Dammhöhe deutlich zunimmt (Abbildung 3.20).

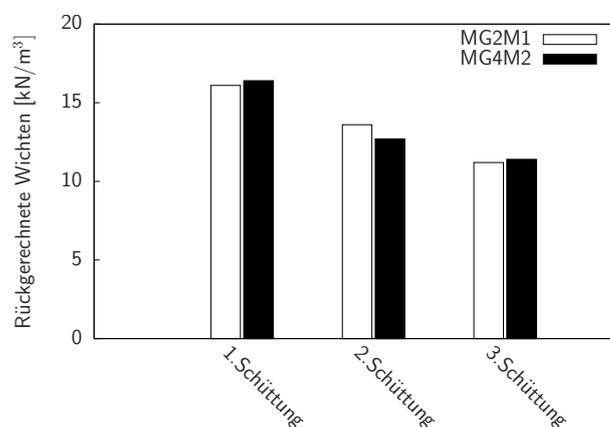


Abbildung 3.18.: Aus dem Schüttvolumen und Messwerten errechnete Wichten

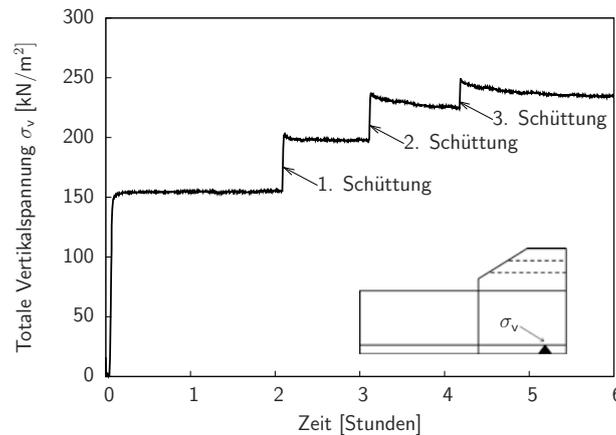


Abbildung 3.19.: Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb der Weichschicht nahe der Symmetrieachse (Versuch MG2M1)

Die gemessenen Vertikalspannungen während der Rekonsolidierungsphase beträgt 160 kN/m^2 und entspricht genau der theoretisch erwarteten Spannung bei einer Wichte des Kaolins von 16 kN/m^2 , einer Weichschichtmächtigkeit von 20 cm und einem g -Niveau von 50 . Eine Beeinflussung der Messwerte aufgrund einer Gewölbebildung oberhalb der Messdosen im Weichboden kann daher ausgeschlossen.

Eine spürbare Reduzierung der Spannungen aufgrund der setzungsbedingten Porenwasserdrängung wird ausgeschlossen. Aufgrund der Kapillarkwirkung wird das verdrängte Porenwasser in den Dammkörper aufsteigen und das Gesamtgewicht somit konstant bleiben.

Aufgrund der zunehmenden Setzung sowie Modellwandverformung steigt die Zugkraft in der Modellmembran an. Dies führt zu einer Reduzierung der vertikalen Lasten aus

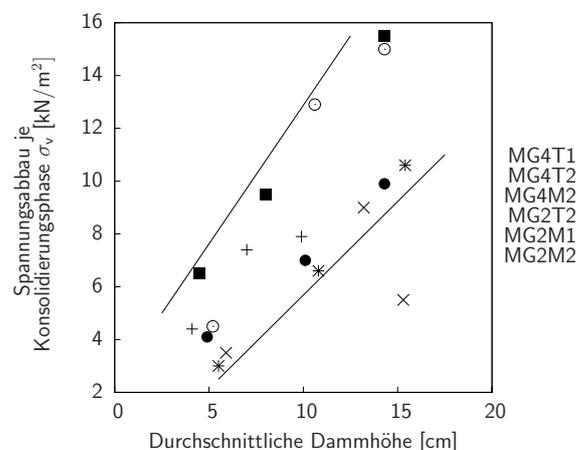


Abbildung 3.20.: Abbau der totalen Vertikalspannungen je Konsolidierungsphase bezogen auf die durchschnittliche Dammhöhe

dem Dammkörper in der Weichschicht. Der Anteil der Vertikallast, welcher über Membranwirkung abgetragen wird, kann aus der Verformungsfigur der Setzungsmulde sowie der Dehnung der Modellmembran aufgrund der Modellwandverschiebung am Anschlusspunkt ermittelt werden. In Abbildung 3.21 ist eine Gegenüberstellung der aufaddierten gemessenen Spannungsabnahmen in den Konsolidierungsphasen und der berechneten über Membrankraft abgetragenen Vertikallast zu sehen. Die Membrankraft wird hierbei für die maximale Verformungsfigur der Setzungsmulde sowie der maximalen Wandverschiebung am Anschlusspunkt berechnet. Es wird deutlich, dass der Anteil der Membranwirkung an der Lastabtragung relativ gering ist.

Die theoretisch maximal möglichen Anteile der beiden Modellgeogitter am Abtrag der Vertikallast kann über ein Momentengleichgewicht ermittelt werden (Abbildung 3.22 und Formel 3.4). Hierbei wird die Kurzeitzugfestigkeit der Modellmembran und die eingetretenen Setzungen unter Vernachlässigung der tatsächlich aktivierten Dehnung in der Membran verwendet. Es ergeben sich Reduzierungen der Vertikallast von $4,5 \text{ kN/m}^2$ für die Modellmembran aus Polyester und $9,3 \text{ kN/m}^2$ für die Modellmembran aus Polyvinylalkohol.

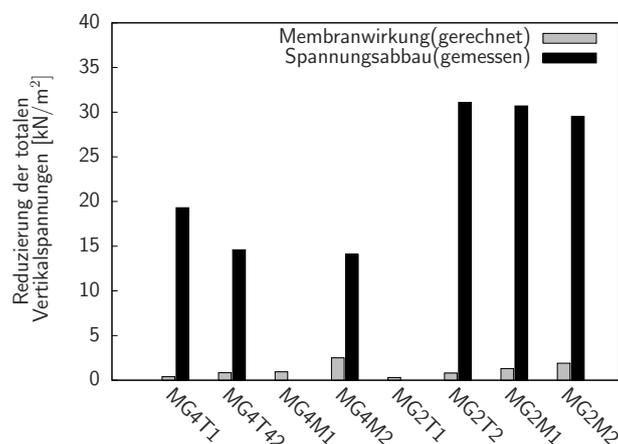


Abbildung 3.21.: Gegenüberstellung der über Membranwirkung abgetragenen Vertikallast und der gemessenen Spannungsreduzierung in den Konsolidierungsphasen

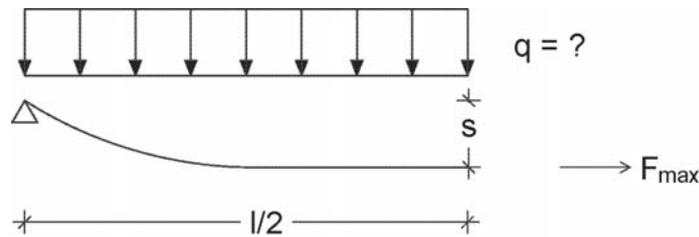


Abbildung 3.22.: Ermittlung der aufnehmbaren Spannungen durch die Zugmembran unter Berücksichtigung der eingetretenen Setzungen und der maximalen Membranzugkraft

$$q = \frac{F_{max} * s * 8}{l} \quad (3.4)$$

mit

- q : maximal aufnehmbare Spannung (gesucht)
- F_{max} : maximale Zugfestigkeit der Membran (38,8 kN/ für PVA und 17,5 kN/m für PET)
- s : eingetretene Verformung (2,45 cm)
- l : Dammbasisbreite (80 cm)

Die relativ gering erscheinenden Spannungsreduzierungen aufgrund von Membranwirkung ergeben sich aus dem hier vorliegenden kleinem Verhältnis von Setzung zur Länge der Membran im Vergleich zu beispielsweise einer Erdfallüberbrückung.

Neben der Reduzierung der totalen Vertikalspannungen in den Konsolidierungsphasen ist zu beobachten, dass die Wandverformungen in den Versuchen, gemessen am Anschlusspunkt des Geogitters an die Modellwand, nach einem sprunghaften Anstieg unmittelbar nach den Schüttungen, über die Zeit weiter leicht zunehmen. Abbildung 3.23 zeigt dies beispielhaft für Versuch MG2M1. Dies ist zunächst unerwartet, da unmittelbar nach der Schüttung die Last vom Porenwasser getragen wird, wodurch sich ein theoretischer Seitendruckbeiwert im Weichboden von 1,0 einstellt. Mit fortschreitender Konsolidierung geht die Last auf den Weichboden über und der Seitendruckbeiwert nimmt ab und somit theoretisch auch die horizontale Belastung der Modellwand, was eine Abnahme der Wandverformungen bewirken würde.

Die Absolutwerte der Kraftmessdosen zur Messung der Anschlusskraft zwischen Membran und Wandkopf besitzen nur eine eingeschränkte Aussagekraft, da es in den Versuchen

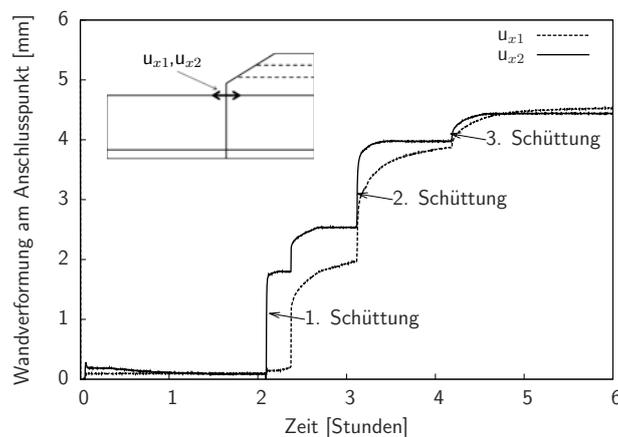


Abbildung 3.23.: Wandverformung über die Zeit (Versuch MG2M1)

zu Querkraftbeanspruchungen kam. Das Eigengewicht der Anschlusskonstruktion konnte nicht gänzlich von den Stahldrähten abgefangen werden. Jedoch weisen die Messungen ein ähnliches Verhalten wie die Messungen der Wandverformungen auf. Nach der ersten Schüttstufe ist eine Abnahme der Zugkraft zu erkennen, was mit den erwähnten Konsolidierungsprozessen erklärt werden kann. Nach der zweiten und dritten Schüttstufe hingegen nehmen die Anschlusskräfte während der Konsolidierungsphase weiter zu (Abbildung 3.24 zeigt dies beispielhaft für Versuch MG2M1).

Der mit der durchschnittlichen Dammhöhe ansteigende Abbau der totalen Vertikalspannungen in den Konsolidierungsphasen in Verbindung mit den zunehmenden Wandverschiebungen sowie Anschlusskräften deuten daraufhin, dass im Dammkörper eine Lastumlagerung in Richtung der Modellwand stattfindet.

Der Prozess der Lastumlagerung in einem granularen Medium in Verbindung mit Relativverformungen wird als Gewölbewirkung bezeichnet. Es ist möglich, dass die zuvor

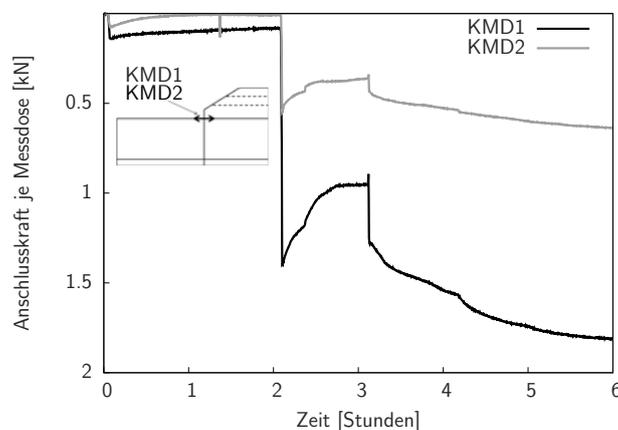


Abbildung 3.24.: Anschlusskräfte über die Zeit (Versuch MG2M1)

festgestellten Abweichungen zwischen den erwarteten und den gemessenen Spannungserhöhungen zum Teil auf die Gewölbewirkung zurückzuführen sind. Dies wird mit Hilfe der Numerik genauer untersucht.

Eine Bekräftigung der Annahme einer Gewölbewirkung beziehungsweise der Lastumlagerung in Richtung der Modellwand ergibt sich aus Versuch MG2M2. In diesem Versuch wird nach der Konsolidierungsphase der dritten Schüttstufe das Modellgeogitter nahe des Anschlusses an die Modellwand durch Schmelzen mit einem Heizdraht durchtrennt. Direkt nach dem Durchtrennen ist ein sprunghafter Anstieg der Vertikalspannungen um $24,9 \text{ kN/m}^2$ zu erkennen (Vierte Spannungszunahme in Abbildung 3.25). Der zuvor in den Konsolidierungsphasen stattgefundene Spannungsabbau addiert sich zu $31,4 \text{ kN/m}^2$, wobei nicht bekannt ist, wie viel Last sich bereits während der Schüttvorgänge umgelagert hat. Nach dem Durchbrennen ist zu erkennen, dass der Damm nach vorne kippt aber die Setzungen in der Symmetrieachse kaum zunehmen. Dem Gewölbe wird der Auflagerpunkt im Anschlussbereich des Modellgeogitters an die Modellwand entzogen.

3.7.3. Vergleich der Versuche untereinander

Im folgenden Abschnitt werden die durchgeführten Zentrifugen-Modellversuche untereinander verglichen. Versuch MG2T1 wurde aufgrund eines Defektes in der Zentrifuge frühzeitig abgebrochen, daher sind keine verwertbaren Messwerte vorhanden. In Versuch MG4T1 wurde in etwa nur $2/3$ des Sandes geschüttet und in Versuch MG4M1 ist die Messdose zur Erfassung der totalen Vertikalspannungen ausgefallen.

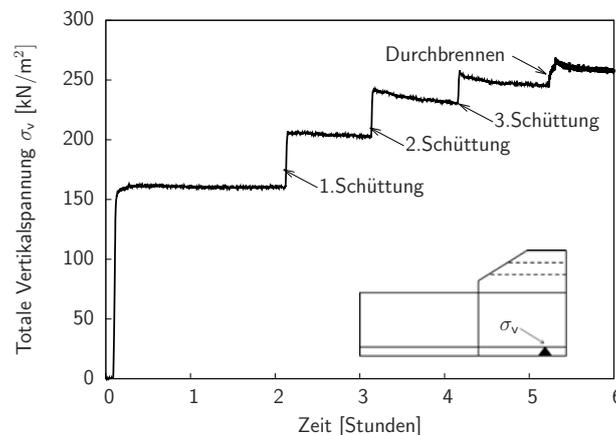


Abbildung 3.25.: Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb der Weichschicht nahe der Symmetrieachse (Versuch MG2M2)

Der Vergleich der eingetretenen Wandverschiebungen zu Versuchsende auf Höhe des Membrananschlusses (unter Berücksichtigung der geringeren Sandmenge bei Versuch MG4T1) zeigt, dass sich tendenziell die Systeme mit den dehnsteiferen Modellmembranen weniger nach außen verformen als mit den dehnweicheren (Abbildung 3.26). Die Biegesteifigkeit der Modellwände hat jedoch keinen erkennbaren Einfluss.

Die Summe der eingetretenen Spannungsabnahmen der totalen Vertikalspannungen ist in Abbildung 3.27 zu sehen. Der Abbau der Spannungen ist für die biegeweiche Modellwand deutlich größer als für die biegesteife Modellwand. Abbildung 3.28 zeigt die eingetretenen Setzungen. Hier ist zu erkennen, dass die Setzungen in den Versuchen mit der biegeweichen Modellwand geringer sind, als in den Versuchen mit der biegesteifen Modellwand.

Zunächst passen die geringeren Setzungen zum stärkeren Spannungsabbau. Es scheint eine größere Lastumlagerung und somit eine stärkere Entlastung des Weichbodens stattzufinden. Jedoch würde die deutlich stärkere Lastumlagerung auch eine deutlich größere Belastung der Modellwand bedeuten und somit größere Verformungen. Ein Zusammenhang zwischen Verformung und Biegesteifigkeit der Modellwände kann aber nicht festgestellt werden. Es besteht die Möglichkeit, dass die Reibung des Auflagers auf der Symmetrieachse im Modellbehälter der Versuche mit der 2 mm dicken Wand höher ist, als die Reibung im Modellbehälter mit der 4 mm dicken Wand. Eine Reibung im Lager kann dazu führen, dass Setzungen reduziert werden und Lastumlagerungen in Richtung des Lagers stattfinden. Je höher die Reibung ist, desto geringer sind die Setzungen und desto höher ist die Lastumlagerung und somit der Spannungsabbau. Eine genauere Analyse der Versuchsergebnisse im Bezug auf die Lastumlagerung und Setzungsreduzierung in Abhängigkeit der Biegesteifigkeiten der Modellwände erfolgt mit den numerischen Simulationen.

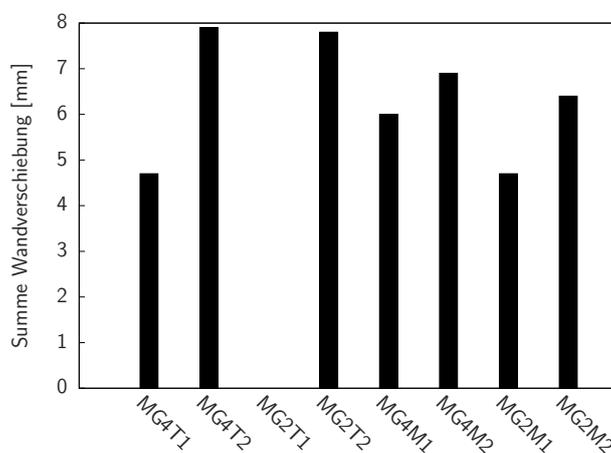


Abbildung 3.26.: Summe Wandverschiebung je Versuch (Versuch MG2T1 abgebrochen)

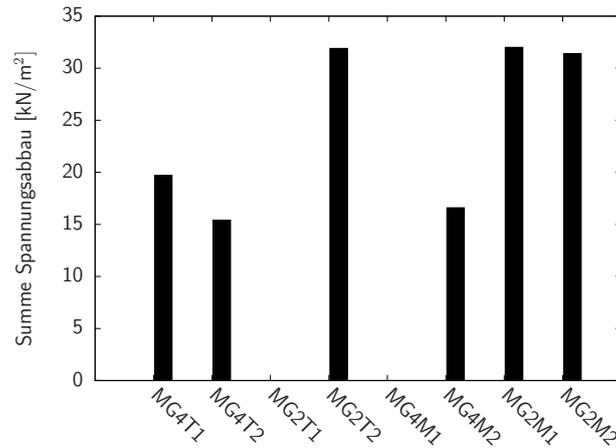


Abbildung 3.27.: Summe Spannungsabbau je Versuch gemessen unterhalb des Dammes und der Weichschicht (Versuch MG2T1 abgebrochen; Messdose bei Versuch MG4M1 defekt)

In Abbildung 3.29 sind die Verformungsfiguren der 2 mm und der 4 mm Modellwand nach der dritten Schüttung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die 2 mm Modellwand deutlich ausbaucht, während die 4 mm Modellwand eine Drehung um die Einspannung erfährt.

3.7.4. Auswertung der Momentenverläufe

Die Dehnungsmessstreifen sind mittels einer Abdichtung gegen Wasserzutritt geschützt. Die Verformungen der 2 mm starken Modellwand im Versuch MG2T2 sind jedoch so groß, dass die Abdichtung reißt und die Dehnungsmessstreifen mit Wasser in Kontakt kommen. Trotz Lagerung der Modellwand im Trockenofen war eine Reaktivierung der

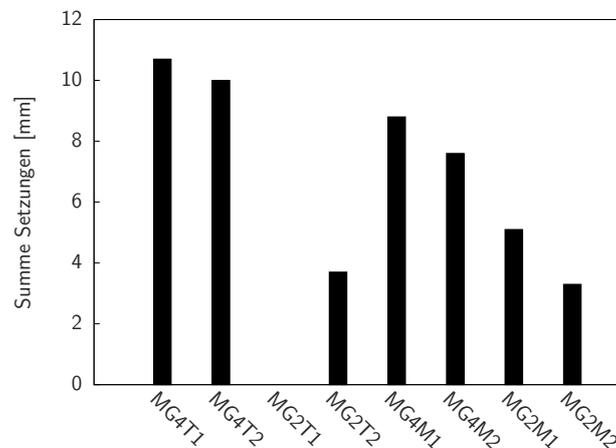


Abbildung 3.28.: Summe Setzungen je Versuch gemessen auf der Symmetrieachse (Versuch MG2T1 abgebrochen)

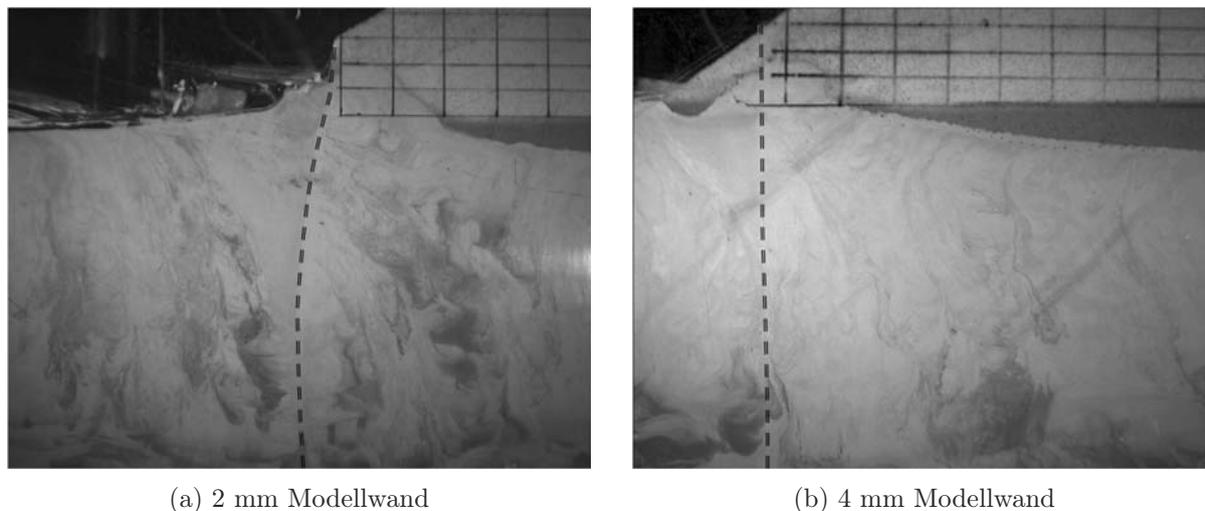


Abbildung 3.29.: Verformungsfiguren der Modellwände(zwecks besserer Sichtbarkeit mit gestrichelter Linie markiert; unteres Drittel der Modellwände nicht erfasst); Membran befindet sich im Übergangsbereich des hellen Kaolins zum dunkel gefärbtem feuchtem Sand des Dammkörpers

Dehnungsmessstreifen nicht möglich, so dass die Versuche MG2M1 und MG2M2 ohne Randfaserdehnungsmessungen durchgeführt wurden. Der Versuch MG2T1 wird aufgrund des Zentrifugendefekts frühzeitig abgebrochen. Bei der 4 mm Wand hält die Dichtung, jedoch kam es auch hier mit fortschreitendem Gebrauch der Wand zu einem verstärkten Ausfall einzelner Dehnungsmessstreifen.

Die Auswertung der Momentenverläufe zur Bestimmung der resultierenden Belastung auf die Modellwand wird mit dem am Lehrstuhl entwickelten Programm *Spline-on-Spline* durchgeführt. Das Programm verwendet kubische Splines fünften Grades, die ausgleichend durch die Messstellen gelegt werden und den Momentenverlauf näherungsweise wiedergeben. Durch eine zweifachen Differentiation des so ermittelten Momentenverlaufs kann die resultierende Belastung der Modellwand ermittelt werden. Für die Auswertung werden bei diesem Verfahren zudem Angaben zu den Randableitungen benötigt (Schürmann and Jessberger 1994).

Als Randableitung im oberen Bereich der Modellwand sollten die Anschlusskräfte verwendet werden. Aufgrund der nicht fehlerfreien Messungen der Anschlusskräfte können hier nur Werte basierend auf den Messungen geschätzt werden. Neben der Randableitung oben wird auch eine Randableitung unten an der Einspannung benötigt. Da eine Messung mittels Kraftmessdose am unteren Ende nicht durchgeführt wurde, wird dieser Wert durch Iteration ermittelt. Die Querkraft am unteren Ende wird so lange variiert, bis der Momentenverlauf dem gemessenen Momentenverlauf möglichst genau entspricht.

Dies entspricht dem Vorgehen von Schürmann and Jessberger (1994) zur Bestimmung der Randableitung im Bereich der Wandeinspannung.

Aufgrund der beschriebenen Ungenauigkeit wird die Auswertung beschränkt auf einen Versuch mit einer 2 mm Wand (MG2T2) und einen Versuch mit einer 4 mm Wand (MG4T1). Die Auswertungen sollen eine qualitative Aussage über die resultierende Erd-druckverteilung geben. Eine genau Beschreibung der durchgeführten Auswertung ist in Hölter (2013) zu finden.

Die Auswertung der resultierenden Modellwandbelastung ergibt eine nahezu konstante Belastung der Modellwände sowohl im undrainierten Zustand direkt nach den Schüttungen als auch in den (teil-)konsolidierten Zuständen vor den folgenden Schüttungen (Abbildung 3.30). Zu erkennen ist die Entlastung der Modellwände während der Konsolidierungsphasen und der Anstieg mit den weiteren Schüttstufen. Als weitere Tendenz ist zu erkennen, dass die biegesteife Wand einer höhere Belastung aufweist als die biegeweiche Wand und dass die Entlastung aufgrund der Konsolidierung deutlich größer ist.

Die ermittelten Belastungen sind geringer als die zuvor beobachteten gleichmäßig verteilten Spannungserhöhungen in den einzelnen Schüttstufen (Abbildung 3.16). Dies resultiert aus dem Erddruck, der außerhalb des Systems auf die Modellwände wirkt.

3.7.5. Druckabschirmung

Um die Wirkung des Systems bezüglich der Druckabschirmung zu beurteilen, werden die Spannungszunahmen in den drei Schüttphasen der mittleren Druckmessdose HDR2

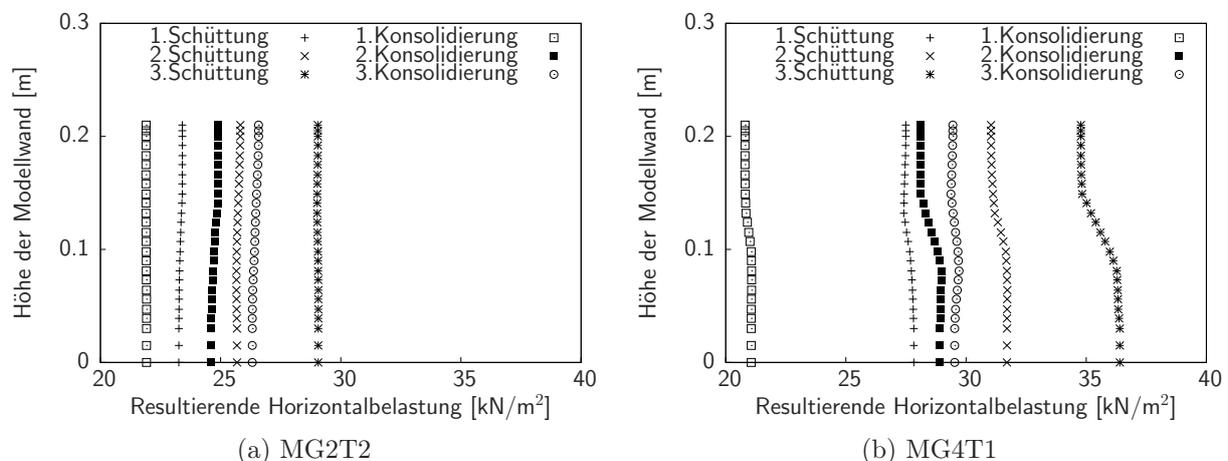


Abbildung 3.30.: Resultierende Wandbelastungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten (nach Hölter 2013)

in der Rückwand zur Erfassung der totalen Horizontalspannungen außerhalb des Gründungssystems mit der Porenwasserdruckmessdose PWD2 innerhalb der Gründungssystem auf gleicher Höhe in den Versuchen MG4T1 und MG4T2 miteinander verglichen (siehe Tabelle 3.3). Die beiden Druckmessdosen besitzen den gleichen Abstand zur Modellwand.

Tabelle 3.3.: Vergleich Spannungszunahmen inner- und außerhalb des Gründungssystems

	MG4T1			MG4T2		
	$\Delta\sigma_{PWD2}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{HDR2}$ [kN/m ²]	$\frac{\Delta\sigma_{HDR2}}{\Delta\sigma_{PWD2}}$ [%]	$\Delta\sigma_{PWD2}$ [kN/m ²]	$\Delta\sigma_{HDR2}$ [kN/m ²]	$\frac{\Delta\sigma_{HDR2}}{\Delta\sigma_{PWD2}}$ [%]
1.Schüttung	31,9	6,2	19	33,2	10	30
2.Schüttung	13,5	4,3	32	31,4	9,4	30
3.Schüttung	16,4	4,5	27	9,1	3,4	37

Eine druckabschirmende Wirkung ist deutlich zu erkennen. Außerhalb des Gründungssystems werden nur 20% bis maximal 40% des im Gründungssystem wirkenden Druckes gemessen. Der Differenzdruck der 1. Schüttung für Versuch MG4T1 beträgt $31,9 \text{ kN/m}^2 - 6,2 \text{ kN/m}^2 = 25,7 \text{ kN/m}^2$. Dieser Druck wird von der Modellwand aufgenommen. Zuvor wurde eine Belastung der Modellwand unmittelbar nach der ersten Schüttung von etwas geringer als 28 kN/m^2 aus den Randfaserdehnungsmessungen ermittelt (Abbildung 3.30). Die Werte weisen eine gute Übereinstimmung auf.

3.8. Zusammenfassung

Die Zentrifugen-Modellversuche haben die Funktionalität der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung belegt. Die Auswertung der Messergebnisse ergibt, dass sich unmittelbar nach den einzelnen Schüttungen nahezu gleichmäßig verteilte Spannungszuwächse aus den Schüttungen im vom Gründungssystem eingefassten Weichboden unterhalb des Dammes einstellen. Für die Spannungszuwächse unmittelbar nach der ersten Schüttstufe lässt sich eine gute Übereinstimmung zwischen einer rechnerisch ermittelten, gleichmäßig verteilten Flächenlast p^* , welche sich aus dem geschütteten Dammvolumen multipliziert mit der Wichte bezogen auf die Dammaufstandsfläche ergibt, feststellen. Mit steigender Dammhöhe nimmt die Übereinstimmung infolge der Gewölbewirkung ab. Die Gewölbewirkung beziehungsweise die Lastumlagerung ist im Besonderen während der Konsolidierungsphasen zu erkennen, da hier eine Abnahme der totalen Vertikalspannungen bei gleichzeitiger Zunahme der auswärtsgerichteten Verformungen stattfindet. Mit

steigender mittlerer Dammhöhe nimmt die Größe des Spannungsabbaus während der Konsolidierungsphase zu. Die Wandverschiebungen auf Höhe des Membrananschlusses werden maßgeblich von der Membrandehnsteifigkeit beeinflusst, wobei ein Einfluss der Biegesteifigkeit der Wände nicht zu erkennen ist. Die Wandverformung zwischen der Einspannung am Boden des Versuchsbehälters und dem Anschlusspunkt der Membran gleicht bei der biegesteiferen Modellwand einer Verdrehung und bei der biegeweicheren Modellwand einer Ausbauchung. Die Auswertung der resultierenden Belastung auf die Modellwand innerhalb der Weichbodenschicht stellt sich nahezu konstant über die Höhe ein. Vor der Konsolidierung ist die resultierende Belastung größer als nach der Konsolidierung. Der Vergleich der gemessenen totalen Horizontalspannungen innerhalb des Gründungssystems und außerhalb unmittelbar vor der Modellwand ergeben, dass eine Druckabschirmung von 60% bis 80% erreicht wird.

Die Bedeutung der Zugmembran konnte insbesondere durch den Versuch, bei welchem nach erfolgter Dammschüttung und Konsolidierung die Zugmembran durchtrennt wurde, verdeutlicht werden. Nach Durchtrennung der Membran, kam es zu starken Zunahmen der Wandverformung, welche letztlich nur durch einen Tragrahmen der Instrumentierung gestoppt wurde. Ebenfalls zu erkennen war ein Einbruch des Gewölbes verbunden mit einem sprunghaften Anstieg der Vertikalspannungen in Höhe der zuvor gemessenen Spannungsreduzierung während der Konsolidierungsphase.

Im nächsten Kapitel sollen mit Hilfe der numerischen Methoden diese Beobachtungen sowie die daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen überprüft werden. Randeinflüsse, wie zum Beispiel Reibung an den Seitenwänden oder in Lagern, können bei den numerischen Simulationen ausgeschlossen werden, so dass keine Beeinflussung der Ergebnisse entsteht.

4. Numerische Systemanalyse

4.1. Einleitung

Die numerischen Simulationen wurden mit der Software Plaxis 2D 2012 (Brinkgreve et al. 2012) durchgeführt. Mit Hilfe der numerischen Simulationen sollen die grundsätzlichen Tragmechanismen des Systems detailliert betrachtet sowie die maßgeblichen Einflussfaktoren und -parameter auf das Systemverhalten ermittelt werden.

In einem ersten Schritt werden die Anforderungen an die numerischen Simulationen definiert und die Auswahl der Stoffgesetze getroffen sowie die erforderlichen Parameter abgeleitet. Im Anschluss findet die Validierung des numerischen Modells statt, indem die Zentrifugen-Modellversuche nachgerechnet werden und überprüft wird, ob die maßgebenden Messergebnisse und Prozesse abgebildet werden. Nach der Validierung des numerischen Modells wird der Einfluss der Lastaufbringung, in einzelnen Schüttstufen oder Lagen, auf das Systemverhalten untersucht, bevor das Modell auf Prototypenmaßstab vergrößert und die Einspannung der Spundwand durch eine Einbindung in eine Sandschicht ersetzt wird. Die Auflagerbedingung der Spundwand wird durch die Einbindung in eine Sandschicht realitätsnäher erfasst.

Am numerischen Modell des Prototypen wird die Bedeutung der auftretenden Prozesse der Lastumlagerung, Spreizen, Membranwirkung, Wasserverdrängung sowie der Einfluss der Auftriebskräfte ermittelt sowie die Entwicklung der Systemkräfte in Abhängigkeit der Zeit und der Dammgeometrie untersucht.

Mit einer Sensitivitätsanalyse unter Verwendung der Meta-Modelltechnik werden die, das Systemverhalten dominierenden, Parameter ermittelt. Basierend auf den Erkenntnissen aus der globalen Sensitivitätsanalyse werden im Anschluss Parameterstudien durchgeführt, die als Basis für den Entwurf von Bemessungsdiagrammen dienen.

4.2. Wahl der Stoffgesetze

4.2.1. Bodenphysikalische Eigenschaften und Prozesse

Das Verhalten von Böden ist sehr komplex, was sich unter anderem in der Vielzahl an Stoffgesetzen widerspiegelt, die entwickelt wurden, um die unterschiedlichen bodenphysikalischen Eigenschaften und Prozesse zu erfassen. Im Folgenden wird eine kurze Übersicht über Eigenschaften und Prozesse gegeben, die das Verhalten der SIM beeinflussen können.

Kriechen

Nach Abschluss der Konsolidierung sind vor allem bei feinkörnigen Böden weiterhin Verformungszunahmen zu beobachten. Dieser Prozess wird als *Kriechen* bezeichnet und ist ebenfalls zeitabhängig. Die Prozesse der Konsolidierung und des Kriechens verlaufen parallel, wobei die Konsolidierung deutlich früher endet.

Destrukturierung

Bei fein- und auch grobkörnigen Böden können über die Zeit interpartikuläre Verkittungen und Zementierungen entstehen, die unter anderem zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit und Steifigkeit führen. Der Prozess der Verkittung und Zementierung der Bodenpartikel wird unter anderem beeinflusst von der Entstehungsgeschichte, der chemischen Bodenzusammensetzung und der Zeit.

Eine Änderung des Spannungszustandes kann zu einem Aufbruch der interpartikulären Verkittung und Zementierung führen. Dieser Prozess wird *Destrukturierung* genannt (Leroueil et al. 1979) und hat unter anderem zur Folge, dass die Scherfestigkeit und Steifigkeit des Bodens abnimmt.

Bei aufbereiteten Böden ist eine Verkittung oder Zementierung nicht mehr nachzuweisen, so dass hier deutlich geringere Scherfestigkeiten sowie Steifigkeiten ermittelt werden (Burland 1990).

Small strain stiffness

Bei sehr geringen Dehnungen, die unterhalb der Auflösung von Standardlaborversuchen liegen, weisen Böden deutlich höhere Steifigkeiten auf. Die Steifigkeit bei geringen Dehnungen wird auch als *small strain stiffness* bezeichnet und kann die Qualität von Verformungsprognosen verbessern (unter anderem Atkinson and Sallfors 1991 und Benz et al. 2007).

Spannungs- und belastungsrichtungsabhängige Steifigkeit

Die Steifigkeit eines Bodens ist spannungsabhängig und steigt im Allgemeinen mit zunehmender Spannung an. Darüber hinaus spielt die Belastungsgeschichte und -richtung eine Rolle. Hat ein Boden in der Vergangenheit eine höhere Belastung erfahren, als die aktuell wirkende, so wird er zunächst auf eine Lasterhöhung (Wiederbelastung) deutlich steifer reagieren, als auf eine Belastung, welche die Vorbelastung übersteigt (Erstbelastung). Auch bei Entlastungsvorgängen ist ein steiferes Bodenverhalten zu beobachten.

Anisotropie

Anisotropie bezeichnet das richtungsabhängige Verhalten eines Stoffes, im Gegensatz zur Isotropie, bei der das Verhalten von der Richtung unabhängig ist, wie zum Beispiel beim Wasser. Anisotropie kann die Scherfestigkeit, Steifigkeit oder Durchlässigkeit eines Bodens betreffen. Aufgrund der natürlichen Entstehungsprozesse und Belastungsgeschichte weisen Böden zum Beispiel in vertikaler Richtung häufig eine höhere Steifigkeit, aber geringere Durchlässigkeit als in horizontaler Richtung auf.

Konsolidierung

Aufgrund der geringen Durchlässigkeit von feinkörnigen Böden, bilden sich unmittelbar nach Aufbringung einer Last Porenwasserüberdrücke, welche die Last tragen. Der Porenwasserüberdruck baut sich mit der Zeit ab und die Last wird an den Boden übergeben. Dieser Prozess wird als *Konsolidierung* bezeichnet und ist zeitabhängig.

4.2.2. Anforderungen und Auswahl der Stoffgesetze

Das komplexe Bodenverhalten hat zu unterschiedlich komplexen Stoffgesetzen geführt. Ziel der numerischen Simulationen ist es, die grundlegenden Tragmechanismen des Gründungssystems zu analysieren. Die Komplexität des Stoffgesetzes soll daher auf das Notwendigste reduziert werden. Hinweise zur Auswahl sowie eine Übersicht unterschiedlicher Stoffgesetze sind unter anderem in Meißner (1991) und Schanz (2006) zu finden.

Basierend auf den durchgeführten Laborversuchen ist der Kaolin als Schluff zu klassifizieren (DIN18196 2004). Die Auswertung der Ödometerversuche ergibt, dass die Steifigkeit E_s des Kaolins nicht linear, sondern gemäß dem Ansatz von Ohde (1939) (siehe Gleichung 4.1) mit einem Steifeexponent von $m = 0.8$ zunimmt.

$$E = E_0 \left(\frac{p}{p_0} \right)^m \quad (4.1)$$

Das Kriechverhalten von Böden kann unter anderem mit dem *Soft Soil Creep* Modell (Vermeer and Neher 1999) numerisch berücksichtigt werden. Da die Zentrifugen-Modellversuche maximal 8 Stunden dauern, wird kein signifikanter Einfluss vom Kriechverhalten des Kaolins auf das Systemverhalten erwartet. Darüber hinaus wird der Einfluss des Kriechens bei den weiteren numerischen Analysen im Rahmen der Arbeit nicht betrachtet.

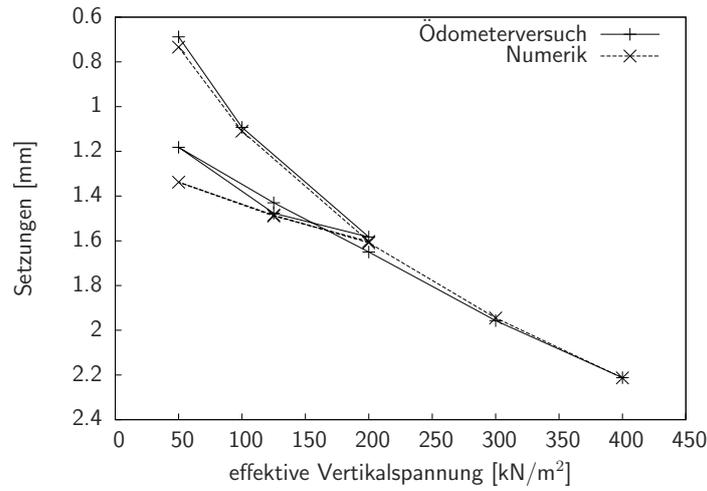
Die Destrukturierung von Böden kann unter anderem mit dem *S-Clay 1S* Modell (Koskinen et al. 2002) numerisch berücksichtigt werden. Bei den durchgeführten Zentrifugen-Modellversuchen ist davon auszugehen, dass es zu keiner relevanten Verkittung oder Zementierung der Partikel kommt, da zwischen Herstellung des Weichbodens aus einer Schlämme und der Versuchsdurchführung maximal 5 Tage liegen. Destrukturierung ist somit für die Simulation der Zentrifugen-Modellversuche nicht von Bedeutung.

Die erhöhte Steifigkeit von Böden bei sehr geringen Dehnungen kann unter anderem mit dem *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* Modell (Benz 2007) numerisch berücksichtigt werden. Der Effekt der erhöhten Steifigkeiten bei sehr geringen Dehnungen wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter betrachtet.

Da die Belastungsgeschichte des Bodens einen entscheidenden Einfluss auf die Bodensteifigkeit hat und somit das Tragverhalten des Systems beeinflusst, muss das Stoffgesetz in der Lage sein, die einzelnen Phasen des Zentrifugen-Modellversuchs beziehungsweise die daraus resultierenden Folgen nachzubilden. Hierzu zählen unter anderem die Konsolidierungsphase im erhöhten Schwerefeld, die Umbauphase im normalen Schwerefeld sowie die Versuchsdurchführung im erhöhten Schwerefeld.

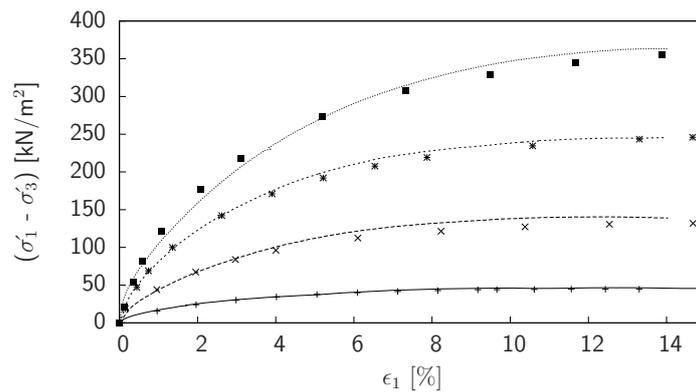
Für die numerischen Berechnungen wird daher sowohl für den Dammkörper und die untere Sandschicht als auch für den Weichboden das *Hardening Soil* Modell (Schanz et al. 1999) gewählt. Im Gegensatz zum *Soft Soil* Modell kann mit dem *Hardening Soil* Modell die spannungsabhängige und nicht lineare Steifigkeitszunahme des Kaolins berücksichtigt werden. Ferner unterscheidet das *Hardening Soil* Modell zwischen Erst- und Wiederbeziehungsweise Entlastungsvorgängen.

Die Anwendbarkeit des *Hardening Soil* Modells für weiche, normalkonsolidierte Tone und Schluffe haben unter anderem Gebreselassie (2003), Vermeer et al. (2006), Wehnert (2006) und Surarak et al. (2012) gezeigt. In Abbildung 4.1 ist ein Vergleich zwischen den Laborversuchen und den numerischen Simulationen zusehen. Mit dem *Hardening Soil* Modell ergeben sich gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der Ödometer- und Triaxialversuche.

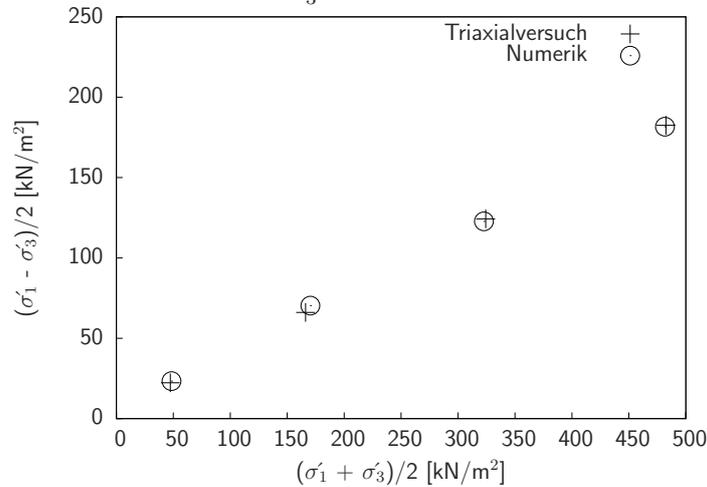


(a) Lastsetzungskurven aus dem Ödometerversuch und der numerischen Simulation

50 kN/m ² Labor	—	50 kN/m ² Numerik	+
100 kN/m ² Labor	- - -	100 kN/m ² Numerik	x
200 kN/m ² Labor	⋯	200 kN/m ² Numerik	*
300 kN/m ² Labor	⋯	300 kN/m ² Numerik	■



(b) Deviatorspannung über Stauchung aus dem Triaxialversuch und der numerischen Simulation bei unterschiedlichen Seitendrücken σ_3'



(c) Maximalwerte im τ - σ Diagramm

Abbildung 4.1.: Vergleich der Ergebnisse aus den Ödometer- und Triaxialversuchen im Labor und deren numerischen Simulation

Tabelle 4.1.: Bodenparameter des Kaolins für das HS-Modell

Parameter	Laborversuche	Numerik
ϕ'	21,6°	21,6°
c'	5,5 kN/m ²	5,5 kN/m ²
E_{50}^{100kN/m^2}	3500 kN/m ²	4100 kN/m ²
E_{oed}^{100kN/m^2}	2800 kN/m ²	3000 kN/m ²
E_{ur}^{100kN/m^2}	14750 kN/m ²	10000 kN/m ²
m	0,8	0,75

Tabelle 4.2.: Bodenparameter des Dammmaterials und der Drainageschicht für das HS-Modell

Parameter	Laborversuche
ϕ'	35°
c'	1 kN/m ²
E_{50}^{100kN/m^2}	60000 kN/m ²
E_{oed}^{100kN/m^2}	60000 kN/m ²
E_{ur}^{100kN/m^2}	350000 kN/m ²
m	0,5

Die im Labor für das Kaolin ermittelten und in den numerischen Simulationen der Laborversuche angepassten Bodenkennwerte sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Die Bodenkennwerte des Dammmaterials und der Drainageschicht werden basierend auf Barciaga et al. (2012) gemäß (Tabelle 4.2) angesetzt.

Das Hardening Soil Modell berücksichtigt das anisotrope Verhalten des Bodens bezüglich der Steifigkeit und Scherfestigkeit nicht. Der Einfluss der Anisotropie wird im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht. Eine Anisotropie in Bezug auf die Durchlässigkeit kann unabhängig vom Stoffgesetz berücksichtigt werden.

4.3. Numerische Modellbildung

4.3.1. Software und verwendete Einstellungen

Das Programm Plaxis 2D 2012 bietet verschiedene Optionen, welche bei der Simulation der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung verwendet und nachfolgend kurz erläutert werden.

Updated Mesh Analysis (UM)

Die *Updated Mesh* Option erlaubt es, Verformungen und Kräfte zweiter Ordnung zu berücksichtigen. Ohne Verwendung der Option, ändert sich beispielsweise die Wirkungslinie der Zugkraft im Geotextil nicht gegenüber der Ursprungslage. Mit Verwendung der Option werden die Vertikalanteile der Zugkraft im Geotextil und somit die Membranwirkung berücksichtigt. Des Weiteren wird die Richtung der Anschlusskraft an die Modellwand entsprechend der eingetretenen Verformungen angesetzt.

Updated Water Pressure Analysis (UWP)

Der Effekt des Auftriebs aufgrund großer Setzungen kann mit der *Updated Water Pressure* Option berücksichtigt werden. Zudem wird eine Reduzierung der totalen Spannungen berücksichtigt, die aus der Dammsetzung und der damit verbundenen Wasserverdrängung resultiert. Ohne Verwendung dieser Option erfolgt keine Berücksichtigung, der aufgrund Setzungen entstehenden Auftriebskräfte.

Total Multipliers

Ein erhöhtes g -Niveau beziehungsweise Schwerefeld kann mit den *Total Multipliers* nachgebildet werden, welche die Wichten oder Lasten um einen vorgegebenen Faktor erhöhen. M_{Weight} gilt für die Wichte von Materialien und M_{Load} für Lasten.

4.3.2. Modellfehler

Wie in den Zentrifugen-Modellversuchen treten auch bei den numerischen Simulationen Modellfehler in Bezug zur Realität als auch zu den Zentrifugen-Modellversuchen auf.

- *Installation der Spundwand*: Der Eindringvorgang der Spundwandbohlen kann nicht simuliert werden. In der Realität führt dies zu Störungen der unmittelbar angrenzenden Bodenbereiche und verändert somit die Eigenschaften in diesem Bereich. Hügel (1996) und auch von Wolfersdorff (1997) schreiben hierzu, dass dies vor allem bei Simulationen mit kleinen Verformungen von Bedeutung ist. Meißner (2002) gibt die Hinweise, dass dieser Einfluss auf ausschließlich durch Erddruck belastete Spundwände verhältnismäßig gering ist und daher häufig vernachlässigt werden kann, jedoch zur zutreffenden Erfassung des Setzungsverhaltens von vertikal belasteten Wänden berücksichtigt werden sollte. Das Setzungsverhalten der Spundwand wird bei dem Gründungssystem als irrelevant in Bezug auf die maßgebende Beanspruchung der Strukturelemente betrachtet. Eintretende Setzung führen zu einer

geringeren Beanspruchung der Zugmembran, da sich die Krümmung der Setzungsmulde reduziert. Eine eventuell unzutreffende Berücksichtigung des Setzungsverhaltens führt daher zu konservativen Ergebnissen.

- *Einrieselvorgang*: Der kontinuierliche Einrieselvorgang des Sandes und somit die Aufprallkräfte und anschließenden Bewegungen der Sandkörner können mit der gewählten Software nicht nachgebildet werden. Eine dadurch gegebenenfalls resultierende Wichteänderung kann daher nicht automatisch berücksichtigt werden.
- *Gewicht der Ankopplung und Lagerung*: In den numerischen Simulationen sind keine aufwendigen Konstruktionen für die Anbindung oder Lagerung der Membran notwendig. Während in den Zentrifugen-Modellversuchen die Anschlüsse und Lager ein Gewicht aufweisen sowie schlupf- und reibungsbehaftet sind, entfallen diese Eigenschaften in der numerischen Berechnung.
- *Prozess der Weichbodenherstellung*: In den Zentrifugen-Modellversuchen wird der Weichboden aus einer Kaolinschlämme hergestellt, welche im erhöhten Schwerfeld bei 50g konsolidiert. Dabei durchlaufen die Bodenpartikel in der Schlämme die drei Phasen der Flokkulation, Sedimentation und Konsolidierung (Krizek and Pepper 2004). Während der Konsolidierungsphase treten große Setzungen auf und der Wassergehalt der Schlämme nimmt deutlich ab, wodurch sich die Wichte des Kaolins stetig erhöht und die Durchlässigkeit verringert. Dieser Prozess kann ebenfalls nicht abgebildet werden.
- *Homogenes Schwerfeld*: Im Gegensatz zu den Zentrifugen-Modellversuchen ist es in der Numerik möglich eine über die Höhe des Modells konstante Erhöhung der Schwerkraft abzubilden. Dies bedeutet, dass sich der Spannungszustand des numerischen Modells vom Spannungszustand des Zentrifugen-Modellversuches leicht unterscheidet, jedoch dem Spannungszustand des Prototypens entspricht. Wie in 3.3.1 berichtet, ist der Unterschied der Spannungszustände bei geeigneter Wahl der Modellgeometrie in Bezug auf den Radius der Zentrifuge zwischen dem Prototypen beziehungsweise dem numerischen Modell und dem Zentrifugenmodell vernachlässigbar.

4.4. Numerische Simulationen der Zentrifugen-Modellversuche

4.4.1. Modellierung und Berechnungsschritte

Die vier Konfigurationen der Zentrifugen-Modellversuche werden nachgerechnet. Für die Nachrechnung der Zentrifugen-Modellversuche werden die realen Abmessungen des Zentrifugenmodells verwendet und das erhöhte g-Niveau unter Verwendung der *Total Multipliers* nachgebildet. Die Modellwand ist als voll eingespannt definiert und entsprechend der Zentrifugen-Modellversuche von Beginn an aktiviert.

Interface Elemente

Entlang der Geogitter- und der Spundwandelemente werden *Interface Elemente* angeordnet. Interface Elemente ermöglichen es die Kontaktflächeneigenschaften zu berücksichtigen und zu definieren, ob ein Element wasserdurchlässig oder -undurchlässig ist. Mittels der Interface Elemente werden unter anderem die Modellwand als wasserundurchlässig und die Membran als wasserdurchlässig definiert.

Netzeigenschaften

Die Berechnungen werden mit 6-knotigen Dreieckselementen durchgeführt. Eine Verfeinerung des Netzes wird in den Bereichen vorgenommen, wo größere Verformungen und Spannungsänderungen auftreten. Vor den eigentlichen Simulationen wird die Netzabhängigkeit der numerischen Modelle überprüft.

Simulation der undrainierten und drainierten Zustände

Wehnert (2006) beschreibt drei mögliche Varianten undrainierte Berechnungen numerisch durchzuführen und deren Vor- und Nachteile. Die erste Methode erfolgt mit den effektiven Scherparametern ϕ' und c' sowie effektiven Steifigkeitsparametern E' und ν' . Diese Methode ermöglicht es sowohl undrainierte als auch drainierte Zustände zu betrachten, sowie Konsolidierungsberechnungen durchzuführen. Aufgrund der Verwendung des effektiven Reibungswinkel ϕ' wird auch die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit beim Hardening Soil Modell berücksichtigt. Die zweite Methode erfolgt mit den undrainierten Scherparametern c_u und ϕ_u und den effektiven Steifigkeitsparametern E' und ν' . Bei dieser Methode werden die totalen Spannungen in effektive Spannungen und Porenwasserdrücke aufgeteilt, so dass eine Ermittlung der Porenwasserüberdrücke möglich ist. Da jedoch c_u konstant ist und $\phi_u = 0$ ändert sich zum einen die Scherfestigkeit des Bodens

während der Konsolidation nicht und zum anderen wird die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit nicht berücksichtigt. Bei der dritten Methode werden sowohl die undrainierten Scherparametern c_u und ϕ_u als auch die undrainierten Steifigkeitsparameter E_u und $\nu_u = 0,5$ verwendet. Eine Aufteilung der totalen Spannungen entfällt bei dieser Methode, so dass die Porenwasserüberdrücke nicht ermittelt und somit Konsolidationsvorgänge nicht berücksichtigt werden können. Ebenso geht die Berücksichtigung der spannungsabhängigen Steifigkeit im Hardening Soil Model verloren, da $\phi_u = 0$ ist. Ein weiterer Vorteil der ersten Methode mit effektiven Parametern ergibt sich aus der Tatsache, dass hier die undrainierte Scherfestigkeit berechnet wird und keine Eingabeparameter ist und die Spannungsabhängigkeit der Scherfestigkeit während der Konsolidierung berücksichtigt werden kann. Die numerischen Simulationen werden gemäß der ersten Methoden mit effektiven Scher- und Steifigkeitsparameter durchgeführt, da sowohl undrainierte als auch drainierte Zustände sowie die Konsolidationsprozesse betrachtet werden sollen.

Anfangszustand

Der Anfangszustand wird erzeugt, indem der Konsolidierungsprozess der Schlämme unter Berücksichtigung einer Vorbelastung, welche sich aus dem überschüssigen Kaolin sowie dem Gewicht der Sandmatten im erhöhten Schwerfeld ergibt, nachgebildet wird. Die Last aus den Sandmatten wird mittels einer aufgetragenen Flächenlast simuliert, die Last aus dem überschüssigen Kaolin mit einer Bodenschicht der entsprechenden Stärke. Dabei wird die Wichte des Kaolins im auskonsolidierten Zustand verwendet. Die nach der Konsolidierungsphase in den Zentrifugen-Modellversuchen abgetragene Menge entspricht in etwa 5 cm und die Belastung der wassergesättigten Sandmatten entspricht einer Flächenlast von 20 kN/m^2 beziehungsweise einer effektiven Belastung unter Auftrieb von 10 kN/m^2 . Der Wasserstand wird im numerischen Modell wie in den Zentrifugen-Modellversuchen der Kaolinoberfläche gleichgesetzt, so dass vollgesättigte Verhältnisse für das Kaolin vorliegen.

Simulationsschritte

Simuliert werden die Beschleunigung des Modells auf 50g, die Konsolidierungsphase von 12 Stunden, das Herunterfahren des Modells auf 1g, der Umbau (Entfernen der Sandmatten, Abtrag von überschüssigem Kaolin und Aktivierung der Membran), die Verweildauer bis zur Versuchsdurchführung (Abbau von negativen Porenwasserdrücken) sowie die Wiederbeschleunigung und die Schüttstufen bei 50g inklusive nachfolgender Konsolidierungsphasen.

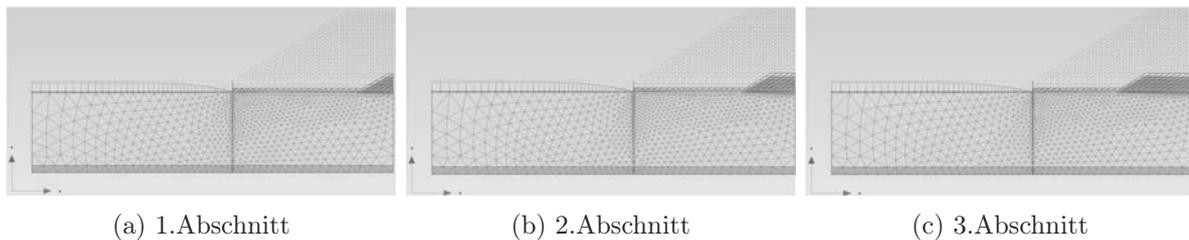


Abbildung 4.2.: Abschnittsweise Simulation des kontinuierlichen Schüttprozesses der Zentrifugen-Modellversuche im Modellmaßstab und erhöhtem Schwerfeld von 50g (nur die ersten 3 von insgesamt 15 Schüttungen sind dargestellt)

Simulation der Sandschüttungen

Ein kontinuierlicher Schüttprozess kann mit der gewählten Software in den numerischen Simulationen nicht nachgebildet werden. Als Annäherung wird die Schüttung der einzelnen Lagen daher in kleine Abschnitte unterteilt (Abbildung 4.2). Die Lastaufbringung erfolgt dabei innerhalb einer vorgegebenen Zeit. Ein Abbau entstehender Porenwasserüberdrücke erfolgt bereits innerhalb der Phase der Lastaufbringung, wie es auch real in den Zentrifugen-Modellversuchen geschieht. Da sich bereits mit der ersten Schüttung Zugspannungen entlang der Membran einstellen, wird eine geringe Auflast auf die Membran aufgebracht, um numerische Probleme zu vermeiden.

4.4.2. Validierung des numerischen Modells

Die Validierung eines numerischen Modells bezeichnet die Überprüfung, ob die maßgeblichen Ergebnisse, von beispielsweise physikalischen Versuchen, durch das numerische Modell mit ausreichender Genauigkeit wiedergeben werden können (Babuska and Oden 2004). Eine absolute Validierung ist jedoch nicht möglich, da sowohl die physikalischen Versuche als auch das numerische Modell zwangsläufig Modellfehler besitzen (Stein et al. 2009).

Die Validierung des numerischen Modells erfolgt in zwei Schritten. Zunächst wird am Beispiel des Zentrifugen-Modellversuches MG2M1 (2 mm Spundwand und dehnsteife Membran) überprüft, ob sich die zuvor beobachteten Verläufe der totalen Vertikalspannungen und Wandverformungen sowie die gleichmäßige Verteilung der Spannungserhöhung im Weichboden unmittelbar nach den Schüttungen in der numerischen Simulation ergeben. In einem zweiten Schritt werden die vier in der Zentrifuge getesteten Konfigurationen numerisch nachgerechnet und untereinander sowie mit den Ergebnissen der Zentrifugen-Modellversuche verglichen.

Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für Konfiguration MG2M1

Wandverschiebungen: Wie in dem Zentrifugen-Modellversuch MG2M1 ist eine starke Zunahme der auswärtsgerichteten Wandverschiebungen am Anschlusspunkt der dehnsteifen Membran während der Schüttphase zu beobachten (Abbildung 4.3a). In der anschließenden Konsolidierungsphase findet eine weitere moderate Zunahme statt. Der Verlauf und die Größe der Wandverformungen stimmen gut mit den Ergebnissen der Zentrifugen-Modellversuchen überein.

Verlauf der Vertikalspannungen: Der Verlauf der Vertikalspannungen in der numerischen Simulation gibt den Verlauf der Messungen in dem Zentrifugen-Modellversuch wieder (Abbildung 4.3b). In der ersten Konsolidierungsphase findet nahezu keine Reduzierung der Vertikalspannungen statt, jedoch in den Konsolidierungsphasen nach der zweiten und dritten Schüttung. Der Spannungsabbau nimmt mit steigender Dammhöhe deutlich zu. In Absolutwerten ist der Spannungsabbau in den Konsolidierungsphasen in der numerischen Simulation geringer und der totale Zuwachs deutlich größer. Wie in Kapitel 3 beschrieben, kommt es in den Zentrifugen-Modellversuchen zu Reibungseinflüssen an den Wänden und gegebenenfalls in den Lagerungen sowie zu unterschiedlichen Lagerungsdichten des Schüttmaterials aufgrund des Einfüllprozesses, so dass Abweichungen zu erwarten sind. Die Reibungsverluste können bei einem angenommen durchschnittlichen Reibungswinkel zwischen Kaolin und den Behälterwänden von 12° (Springman 1989) und zwischen Sand und Behälterwänden von 15° (Balachandran 1996) in Abhängigkeit der geschütteten Sandmenge bis zu 20% betragen.

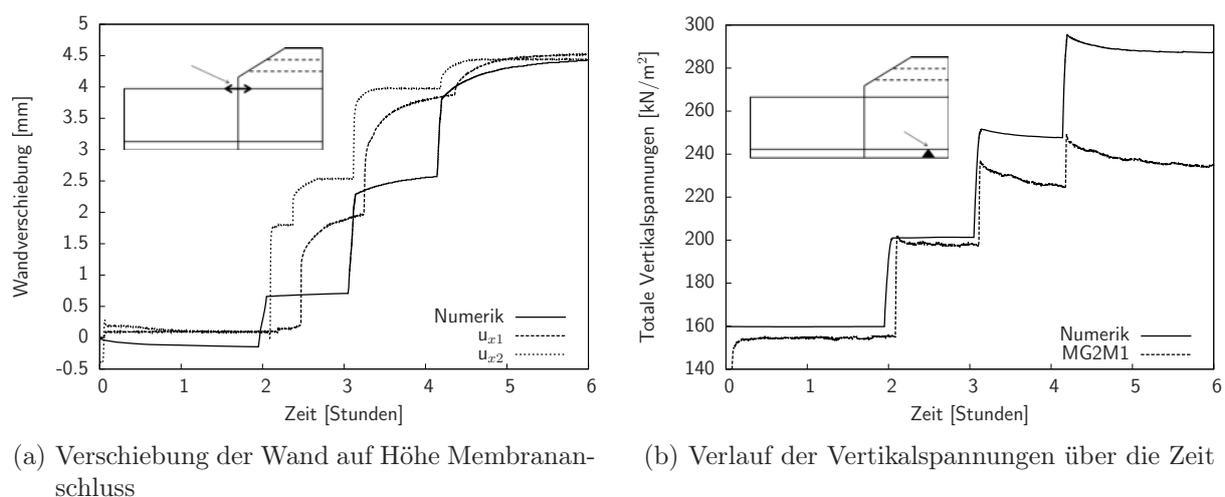


Abbildung 4.3.: Vergleich der Ergebnisse aus dem Zentrifugen-Modellversuch MG2M1 und der numerischen Simulation

Porenwasserdruckanstieg: Der in den Zentrifugen-Modellversuchen beobachtete sofortige Druckausgleich beziehungsweise die gleichzeitige Reaktion der Porenwasserdruckmessdosen auf mittlerer Messebene sowie der Anstieg der Messwerte um den gleichen Betrag mit Beginn der Schüttung kann in den numerischen Simulationen nachgestellt werden, wenn das Verhältnis der vertikalen zur horizontalen Durchlässigkeit größer 1:100 beträgt. Erfahrungswerte zeigen, dass in der Natur Verhältnisse von bis zu 1:10 beobachten werden (Schanz 2006), also Werte von 1:100 weniger wahrscheinlich sind.

Möglicherweise liegen die Abweichungen bezüglich des sofortigen Druckausgleichs an der gewählten Kompressibilität des Porenwassers in der Software, welche höher ist als in der Realität, zur Gewährleistung der numerischen Stabilität.

Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse der vier untersuchten Konfigurationen

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen der vier in den Zentrifugen-Modellversuchen untersuchten Konfigurationen ist nachfolgend aufgeführt.

Wandverschiebung: Die Wandverschiebung auf Höhe des Anschlusspunktes wird maßgeblich von den Membrandehnsteifigkeiten dominiert (Abbildung 4.4a), dies entspricht den Beobachtungen aus den Zentrifugen-Modellversuchen. Die Biegesteifigkeit der Wand ist nur von geringer Bedeutung.

Wandverformung: Die Wandverformung wird maßgeblich von der Biegesteifigkeit der Wände beeinflusst (Abbildung 4.4b). Die biegesteiferen Wände vollziehen eine Drehung um den Fußpunkt, während die weicheren Wände eine deutliche Durchbiegung erfahren. Dies wird auch in den Zentrifugen-Modellversuchen beobachtet.

Die Verformungsfiguren der biegesteiferen und -weicheren Wand mit der dehnsteiferen Membran schneiden sich ungefähr im Bereich des Anschlusspunktes. Gleiches gilt für die Wände in Verbindung mit der dehnweicheren Membran. Dies deckt sich mit der Beobachtung, dass die Wandverschiebung am Anschlusspunkt maßgeblich von den Membrandehnsteifigkeiten bestimmt wird und kaum von der Biegesteifigkeit der Wände.

Setzungen und Spannungsabbau: Die Setzungsunterschiede auf der Symmetrieachse des Dammkörpers folgen maßgeblich aus den Membrandehnsteifigkeiten (Abbildung 4.4c). Die maximalen totalen Vertikalspannungen sowie der anschließende Spannungsabbau sind bei den Konfigurationen mit der dehnsteiferen Membran geringfügig höher (Abbildung 4.4d).

Dies steht im Widerspruch zu den Beobachtungen aus den Zentrifugen-Modellversuchen, in denen ein Zusammenhang zwischen den Setzungen sowie dem Spannungsabbau zu den

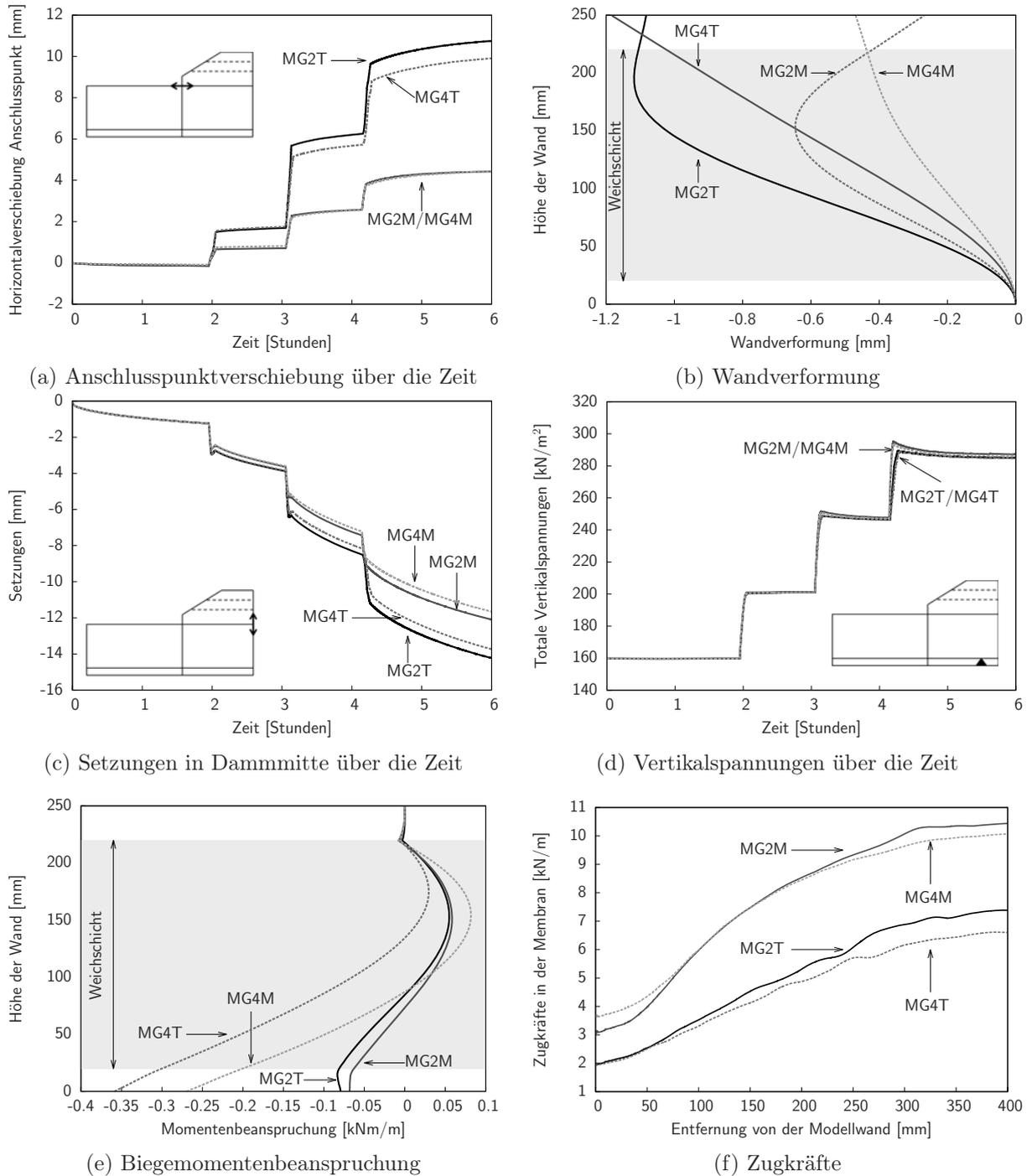


Abbildung 4.4.: Ergebnisse der numerischen Nachrechnung der vier in der Zentrifuge getesteten Konfigurationen

Wandstärken hergeleitet wird. Eine Vermutung ist, dass die Lagerung der Membranführung auf der Symmetrieachse im Modellbehälter, in dem die Versuche mit der 2 mm starken Wand durchgeführt wurden, eine höhere Reibung besaß. Dies führt zu einer reduzierten Setzung und bietet ebenfalls ein weiteres Auflager für eine Lastumlagerung, wodurch der stärkere Spannungsabbau zu erklären ist.

Biegemomente: Die maximalen Biegemomente werden maßgeblich durch die Biegesteifigkeit der Modellwände dominiert (Abbildung 4.4e). Die biegesteifere Wand erfährt eine größere Beanspruchung. Zudem ist zu beobachten, dass die dehnsteiferen Membranen zu einem ausgeglichenen Verhältnis zwischen den maximalen positiven und negativen Biegemomenten führen.

Zugkräfte: Die Zugkräfte in der Membran werden maßgeblich von deren Dehnsteifigkeit beeinflusst (Abbildung 4.4f). Die dehnsteifere Membran aktiviert höhere Zugkräfte, wobei die Biegesteifigkeit der Wände kaum einen Einfluss hat. Die größte Zugkraft tritt in Dammmitte auf.

Die resultierende Wandbelastung wird aus dem Querkraftverlauf in den Wandelementen ermittelt. Abbildung 4.5 zeigt die Verläufe der Spundwandbelastung im Bereich oberhalb der Einbindung und unterhalb des Anschlusses der Zugmembran. Dies ist der Bereich, der in den Zentrifugen-Modellversuchen instrumentiert war.

Deutlich zu erkennen ist die Abhängigkeit der Verläufe sowohl von der Biegesteifigkeit der Modellwand als auch dem Verhältnis aus Biegesteifigkeit der Modellwand und Dehnsteifigkeit der Membran. Die Simulation der weichsten Kombination führt zu einer dreiecksförmigen Belastung mit ihrem maximalen Wert unmittelbar am Anschluss der Membran. Die ermittelten Werte stehen in guter Relation zu den aus den Zentrifugen-Modellversuchen

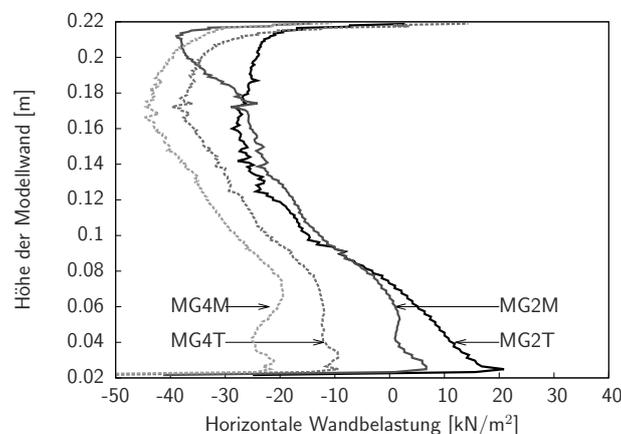


Abbildung 4.5.: Horizontale Wandbelastung der vier Konfigurationen nach der letzten Konsolidierungsphase

ermittelten Werten. Sie sind etwas größer, was auf die fehlende Wandreibung sowie die konstante Wichte des Schüttmaterials zurückgeführt werden kann.

Abschließende Bewertung des numerischen Modells

Die wesentlichen Prozesse der Zentrifugen-Modellversuche, wie der zunehmende Abbau der Vertikalspannungen mit steigender Dammhöhe und die zunehmende auswärtsgerichtete Verformung während der Konsolidierungsphase, werden quantitativ und qualitativ gut wiedergegeben. Die aus den Zentrifugen-Modellversuchen abgeleiteten Zusammenhänge zwischen der Abhängigkeit der Wandverformung am Anschlusspunkt von der Membrandehnsteifigkeit werden bestätigt. Auch die Verformungsfiguren der Wände stimmen überein. Ebenso stimmen die ermittelten Wandbelastungen für die biegesteife Wand in Größe und Form gut überein. Abweichungen gibt es bei den beobachteten Reduzierungen zwischen den totalen Vertikalspannungen aus den Versuchen und der Numerik. Wie zuvor beschrieben, kann dies durch eine Reibung im Lager verursacht worden sein. Die wesentlichen Prozesse und Abhängigkeiten werden mit dem numerischen Modell wiedergegeben und es können weitere Analysen mit dem Modell durchgeführt werden.

4.4.3. Vergleich zwischen stufen- und lagenweiser Lastaufbringung

Bevor das numerische Modell auf Prototypenmaßstab vergrößert und die Modellwandfixierung durch eine Einbindelänge ersetzt wird, soll der Einfluss einer stufen- oder lagenweisen Lastaufbringung untersucht werden. Die Simulation einzelner Schüttungen wurde gewählt, um die Zentrifugen-Modellversuche möglichst detailgetreu nachzubilden. In Realität wird eher ein lagenweiser Aufbau stattfinden.

Der Vergleich der Wandkopfverschiebung, der Setzungen auf der Symmetrieachse des Querkraft- und Momentenverlaufs innerhalb der Spundwände sowie der Zugkräfte innerhalb der Membran und dem Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb des Dammes und der Weichschicht zeigt, dass sich keine signifikanten Unterschiede in den Berechnungsergebnissen ergeben (Anhang C). Nur bei den Setzungen treten merkliche Unterschiede auf. Die Sofortsetzungen bei der stufenweisen Lastaufbringung sind größer als bei der lagenweisen. Dies resultiert daraus, dass beim lagenweisen Aufbau eine ausgeglichene Belastung des Untergrundes stattfindet, wohingegen beim stufenweisen Aufbau die Belastung anfänglich sehr konzentriert erfolgt und zunächst kein Gegengewicht im späteren Böschungsbereich vorhanden ist. Die Setzungen während der Konsolidierung

verlaufen wieder parallel. Der Unterschied in den Setzungen führt zu keinem signifikanten Unterschied in der Zugkraftaktivierung in der Membran.

Hieraus kann gefolgert werden, dass die Art der Lastaufbringung, bis auf Abweichungen bei den Setzungen, keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Daher werden die weiteren Berechnungen mit einem lagenweisen Aufbau des Dammes geführt.

4.5. Allgemeine Simulation mit dem numerischen Prototypenmodell

4.5.1. Einleitung

Die in den Zentrifugen-Modellversuchen gewählte Einspannung der Modellwände entspricht nicht der Realität und erzeugt ein steiferes Systemverhalten im Bereich der Einspannung. In den nachfolgenden Simulationen wird daher die Einspannung der Modellwand durch eine Einbindung in eine Sandschicht ersetzt.

Bei den folgenden Simulationen werden Dämme auf einem Weichboden mit einer Mächtigkeit von 10 m errichtet. Die maximale Höhe der Dämme beträgt 10 m. Simuliert werden Dämme mit Höhen zwischen 1 m und 10 m. Die Konsolidierung findet nach Errichtung der vollen Dammhöhe statt, da das Gründungssystem einen raschen Aufbau der Dammkörper ohne Konsolidierungsphasen ermöglichen soll. Die Spundwand bindet 5 m in eine Sandschicht ein und besitzt einen Überstand über Geländeoberkante von 3 m. Der Abstand zwischen den Spundwänden beträgt 40 m. Unter Ausnutzung der Symmetrie wird nur das halbe System betrachtet.

4.5.2. Entwicklung der Systemkräfte

Im folgenden Abschnitt wird die Entwicklung der Systemkräfte näher betrachtet. Aus den Zentrifugen-Modellversuchen und deren numerischer Simulation ist bekannt, dass zwei Systemzustände berücksichtigt werden müssen. Zum einem der undrainierte Zustand nach Lastaufbringung und zum anderen der drainierte Zustand nach Abschluss der Konsolidierung.

Für die genaue Analyse werden vier Konfigurationen analysiert. Wie zuvor in den Zentrifugen-Modellversuchen werden zwei Biegesteifigkeiten der Modellwände und zwei Dehnsteifigkeiten der Membran verwendet (Tabelle 4.3). Die restlichen Parameter bleiben unverändert.

Tabelle 4.3.: Variation der Biegesteifigkeit der Modellwand und der Dehnsteifigkeit der Membran

Simulation	Biegesteifigkeit [kN/m ²]	Dehnsteifigkeit [kN/m]
Modell 1	170000	50000
Modell 2	170000	10000
Modell 3	50000	10000
Modell 4	50000	50000

Die allgemeine Entwicklung der Systemkräfte wird am Modell 1 betrachtet. Im Anschluss findet ein Vergleich der bemessungsrelevanten Systemgrößen unter den vier Variationen statt.

Modellwandbelastung bei undrainierten Verhältnissen

In den Zentrifugen-Modellversuchen wurde beobachtet, dass während der Aufbringung des Dammkörpers ein sofortiger Druckausgleich in der Weichschicht stattfindet. Bei den numerischen Berechnungen ist zusehen, dass dieser Druckausgleich teilweise einem Konsolidierungsvorgang ähnelt, bei dem das Porenwasser aus hochbelasteten Bereichen in weniger stark belasteten Bereich abfließt. Während des Druckausgleichs in horizontaler Richtung findet parallel ein Porenwasserdruckabbau in vertikaler Richtung statt. Die Größe des Porenwasserdrucks nachdem Druckausgleich ist abhängig von der Böschungslänge, Weichschichtmächtigkeit sowie dem Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Durchlässigkeit. Angenommen die horizontale Durchlässigkeit ist unendlich viel größer als die vertikale Durchlässigkeit, so findet ein direkter Druckausgleich statt ohne dass in vertikaler Richtung ein Abbau stattfinden kann. Im umgekehrten Fall, wenn der Boden in horizontaler Richtung undurchlässig ist, findet kein Druckausgleich statt und der Porenwasserüberdruck baut sich ausschließlich in vertikaler Richtung ab.

In Abbildung 4.6a ist der Verlauf des Porenwasserüberdrucks für einen Punkt in Weichschichtmitte unmittelbar vor der Modellwand für drei unterschiedliche Verhältnisse zwischen vertikaler und horizontaler Durchlässigkeit zu sehen. Es ist zu erkennen, dass in allen drei Fällen der Porenwasserdruck zunächst mit der Zeit ansteigt. Je größer das Verhältnis, desto schneller und größer ist der Porenwasserdruckanstieg. Bei einem Verhältnis von 1:1 findet kaum noch ein Druckanstieg statt, da der Drainageweg nach oben und unten kürzer ist als die Böschungslänge. Es bildet sich hier kein ausgeprägter Peak aus.

In Abbildung 4.6b ist die Verteilung des Porenwasserüberdrucks über die Höhe der Spundwand zum Zeitpunkt des maximalen Porenwasserdrucks aus Abbildung 4.6a dargestellt.

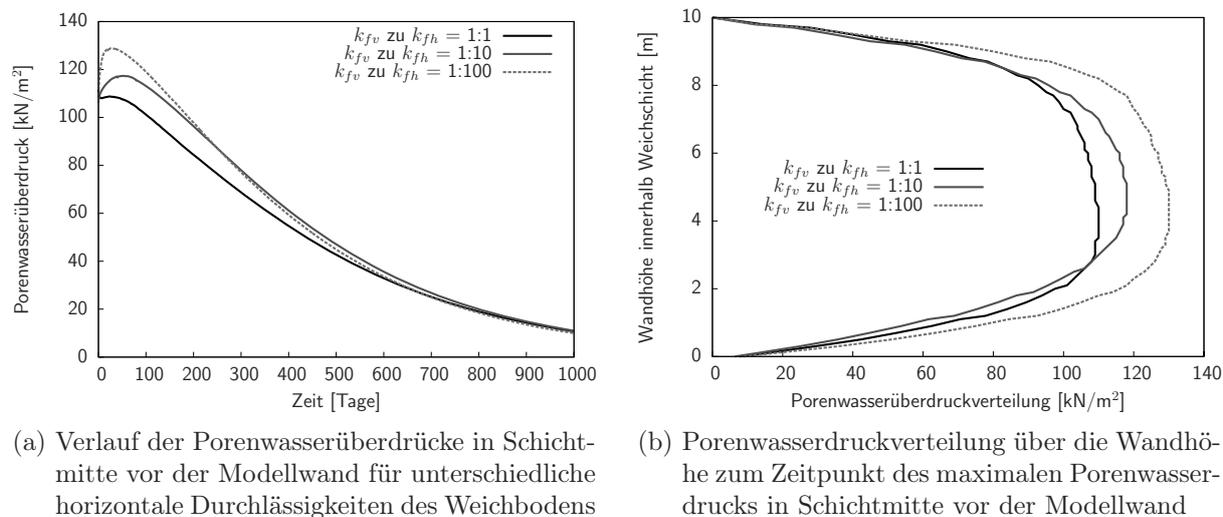


Abbildung 4.6.: Verlauf und Verteilung der Porenwasserüberdrücke

Hier ist deutlich zu erkennen, dass je höher das Verhältnis der Durchlässigkeit ist, desto konstanter ist die Verteilung der Porenwasserüberdrücke über die Höhe.

Die sich zu den Zeitpunkten des maximalen Porenwasserüberdrucks ergebenden Spundwandbelastungen sind in Abbildung 4.7 zu sehen.

Modellwandbelastung bei drainierten Verhältnissen

Sowohl in den Zentrifugen-Modellversuchen (Vergleiche 3.19 und 3.23) als auch in der Numerik (Vergleiche 4.4a und 4.4d) ist eine Zunahme der Wandverschiebung und eine Abnahme der totalen Vertikalspannungen unterhalb der Weichschicht während der Konsolidierung zu verzeichnen. Diese Abnahme ist umso größer je höher der Damm ist. Dieses Verhalten wird einer eintretenden Gewölbewirkung zugeschrieben. Die Numerik ermög-

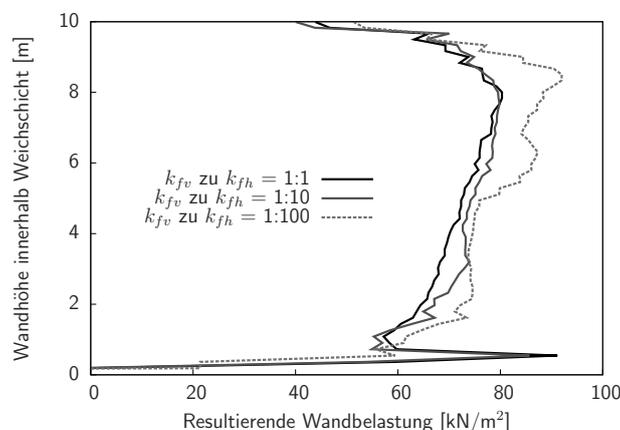


Abbildung 4.7.: Resultierende Wandbelastung innerhalb der Weichschicht im undrainierten Zustand

licht es, die Ausrichtung der effektiven Hauptnormalspannungen vor und nach Konsolidierung zu betrachten (Abbildung 4.8). Deutlich zu erkennen ist die Verdrehung der effektiven Hauptspannungen nach der Konsolidierung. Es entsteht ein Gewölbe, welches sich auf der Membran vor der Spundwand abstützt.

Abbildung 4.9 zeigt die totale Spannungsverteilung unterhalb der Dammaufstandsfläche vor und nach der Konsolidierung. Auch hier ist deutlich zu erkennen, dass die Last aus Dammmitte während der Konsolidierung in Richtung Böschungsbereich verlagert wird.

Abbildung 4.10 zeigt die Entwicklung der effektiven Horizontalspannungen inner- und außerhalb des Gründungssystems über die Höhe der Modellwand innerhalb der Weichschicht bevor die Dammlast aufgebracht wird und für Dämme mit den Höhen von 3 m, 5 m, 7 m und 10 m. Die effektiven Spannungen außerhalb nehmen im Vergleich zu den effektiven Spannungen innerhalb infolge der Dammschüttungen nur gering zu. Der passive Erdwiderstand außerhalb des Systems wird nur geringfügig aktiviert. Dies ist gleichzeitig ein Maß für die druckabschirmende Wirkung des Systems. Innerhalb ist ein deutlich proportionaler Anstieg der Spannungen mit der Dammhöhe zu verzeichnen. Die Differenz der horizontalen effektiven Spannungen entspricht der resultierenden Modellwandbelastung.

Abbildung 4.11 zeigt die Modellwandbelastung für Dämme mit der Höhe von 3 m, 5 m, 7 m und 10 m. Der Einspannbereich in die Sandschicht ist im Bereich 0 m bis 5 m. Die Aktivierung des passiven Erdwiderstandes im Einspannbereich ist deutlich zu erkennen. Innerhalb des Weichbodens von 5 m bis 15 m ist eine nahezu konstante Verteilung der resultierenden Belastung zu verzeichnen. Der überstehende Abschnitt der Spundwand im Bereich 15 m bis 18 m erfährt eine Erddruckbelastung aus dem Dammkörper.

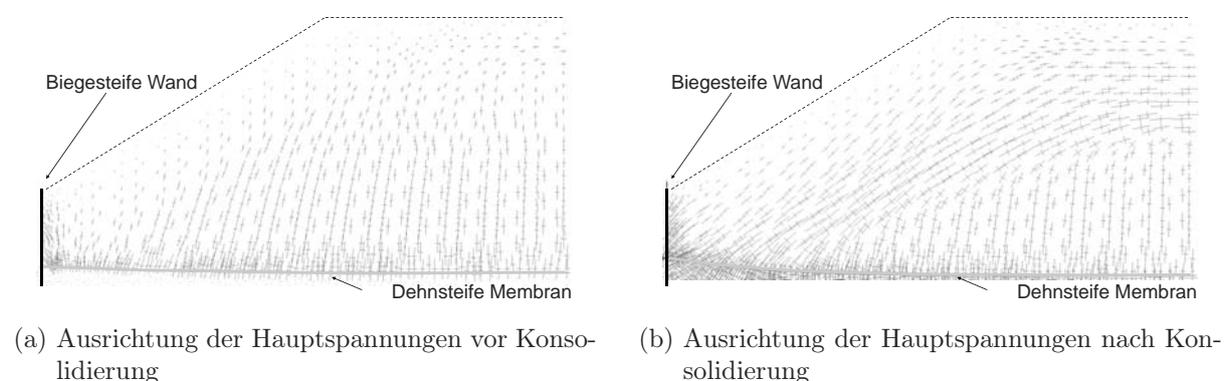


Abbildung 4.8.: Vergleich der Hauptspannungen vor und nach Konsolidierung für einen 10 m hohen mit einer Dammbasisbreite von 40 m (Weichboden ist ausgeblendet)

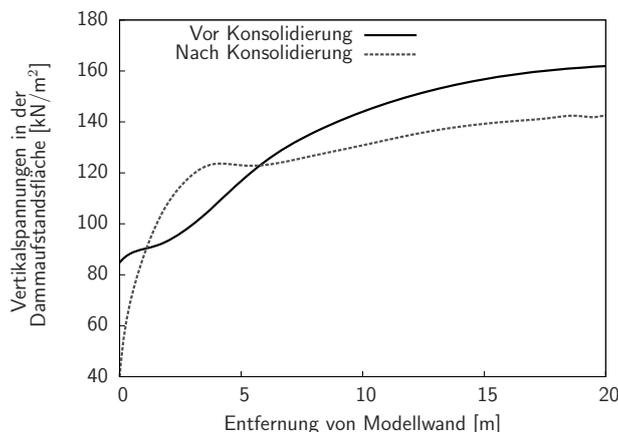
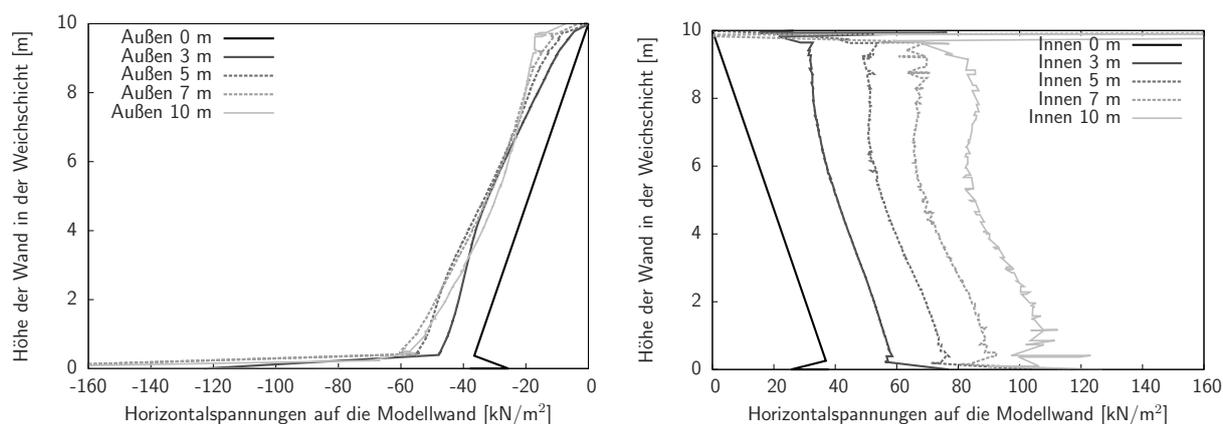


Abbildung 4.9.: Verteilung der Vertikalspannungen in der Dammaufstandsfläche

Abbildung 4.12 zeigt die resultierende Belastung sowie die Verformung der Wand vor und nach Konsolidierung für einen 10 m hohen Damm über die gesamte Wandhöhe. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verformungen zunehmen, wobei die Belastung innerhalb der Weichschicht abnehmen. Die Belastung des Überstandes nimmt jedoch aufgrund der eintretenden Lastumlagerung deutlich zu.

Abbildung 4.13 zeigt die Momentenbeanspruchung für einen 10 m hohen Damm vor und nach Konsolidierung. Die Beanspruchung in Feldmitte geht zurück, steigt jedoch im Bereich des Membrananschlusses aufgrund der Gewölbewirkung an. Die Belastung des Überstandes sowie die Reduzierung Spundwandbelastung innerhalb der Weichschicht sorgt für eine Reduzierung der Feldmomente.



(a) Effektive Horizontalspannungen außerhalb für unterschiedliche Dammhöhen unter drainierten Verhältnissen

(b) Effektive Horizontalspannungen innerhalb für unterschiedliche Dammhöhen unter drainierten Verhältnissen

Abbildung 4.10.: Entwicklung der effektiven Spannungen außer- und innerhalb des Gründungssystems

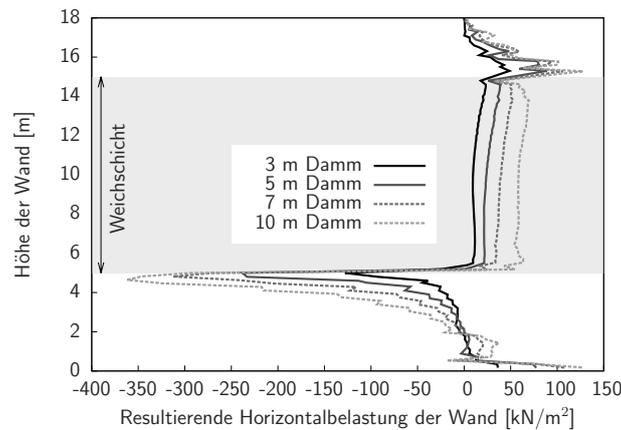


Abbildung 4.11.: Resultierende Horizontalbelastung der Spundwand für unterschiedliche Dammhöhen

Membranbeanspruchung

Abbildung 4.14 zeigt die Membrankraft für einen 10 m hohen Damm vor und nach der Konsolidierung. Es zu erkennen, dass die Membrankraft während der Konsolidierung deutlich ansteigt. Die Dehnung der Membran und somit die Kraftentwicklung setzt sich aus unterschiedlichen Einflüssen zusammen. Zum einen wird die Membran aufgrund der Setzungsmulde gedehnt, die während der Konsolidierung deutlich zunimmt. Zum anderen erfährt die Membran eine Dehnung aufgrund der Spundwandverschiebung am Anschlusspunkt der Membran. Eine dritte Komponente erfolgt aus der Spreizbelastung im Böschungsbereich. Die Spreizbelastung im Böschungsbereich sowie die Lastumlagerung während der Konsolidierung lassen sich nicht von einander getrennt untersuchen.

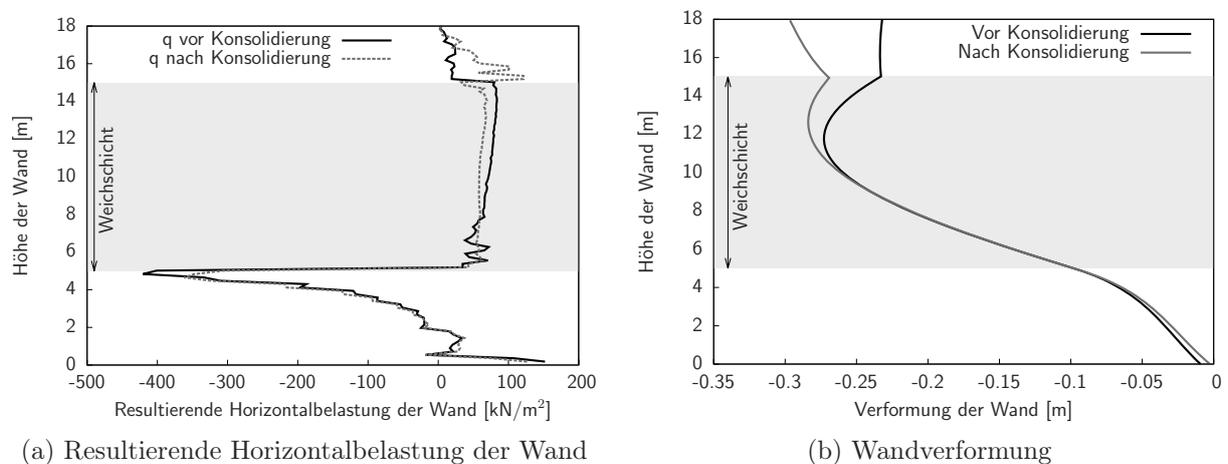


Abbildung 4.12.: Resultierende Belastungen sowie Verformungen der Modellwand aus einem 10 m hohen Damm vor und nach Konsolidierung

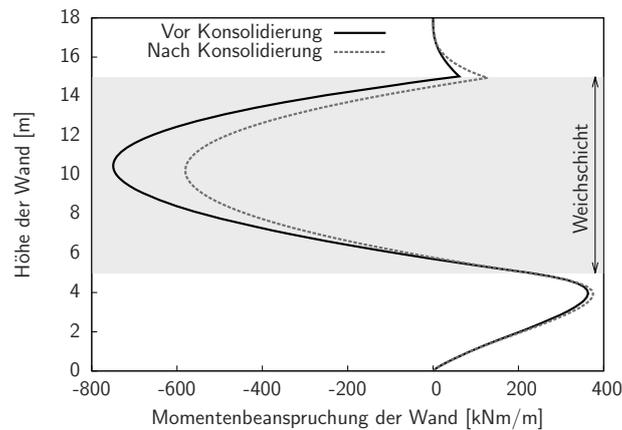


Abbildung 4.13.: Momentenbeanspruchung der Modellwand aus einem 10 m hohen Damm vor und nach Konsolidierung

Vergleich der Systembeanspruchungen der unterschiedlichen Konfigurationen

Im Folgenden sollen die Systembeanspruchungen in Abhängigkeit der unterschiedlichen Konfigurationen ausgewertet werden.

Die Belastung der Modellwand nach Aufbringung der Dammlast ist zunächst unabhängig von der Systemkonfiguration. Unterschiede treten erst im auskonsolidierten Zustand auf.

Abbildung 4.15a zeigt die Wandverformungen der vier Konfigurationen jeweils für einen 10 m hohen Damm nach Konsolidierung. Es ist zu erkennen, dass die Wandverschiebung deutlich von der Dehnsteifigkeit der Membran abhängt. Der Verlauf zwischen den Auflagerbereichen wird von der Biegesteifigkeit der Modellwand bestimmt.

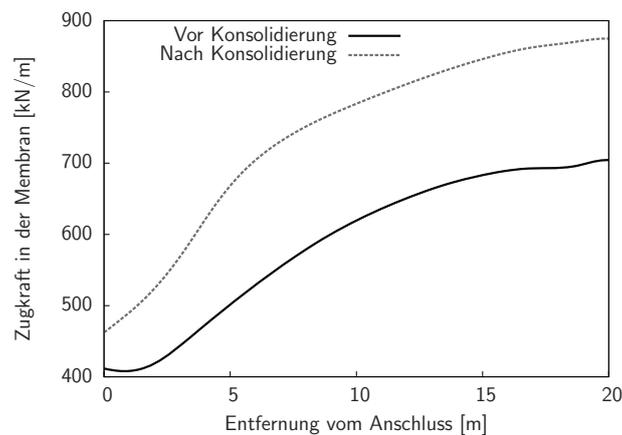


Abbildung 4.14.: Zugkraft in der Membran vor und nach Konsolidierung für einen 10 m hohen Damm

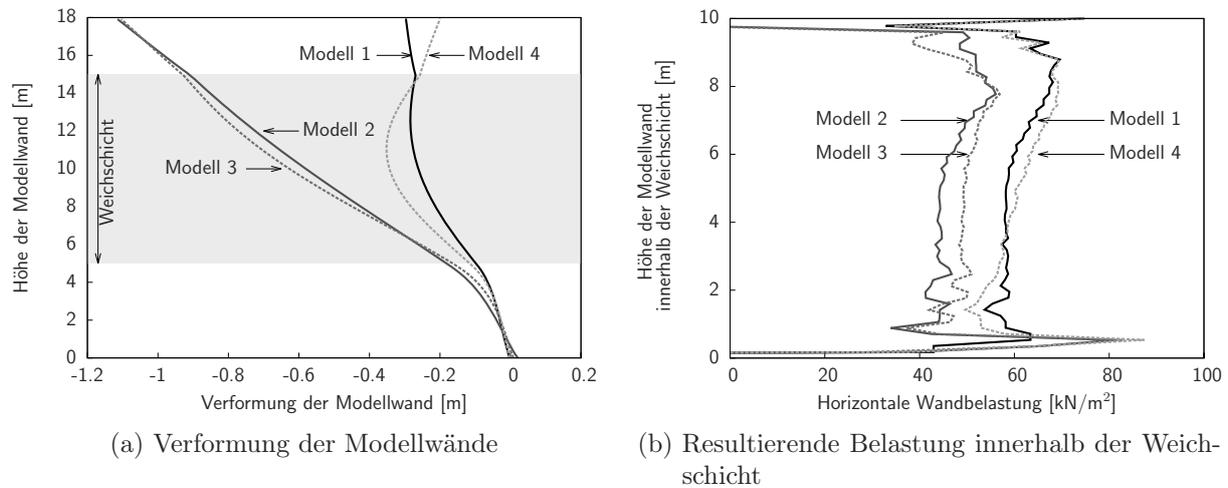


Abbildung 4.15.: Verformungen und resultierende Belastung der Modellwände für die vier Konfigurationen der Tabelle 4.3

Abbildung 4.15b zeigt die resultierenden Belastung der Modellwand der vier Konfigurationen jeweils für einen 10 m hohen Dammbereich nach Konsolidierung im Bereich der Weichschicht. Es ist zu erkennen, dass diese maßgeblich von der Membrandehnsteifigkeit abhängt.

4.5.3. Bedeutung der Lastumlagerung, Membranwirkung und Auftrieb

Im folgenden Abschnitt soll die Bedeutung der Lastumlagerung, der Membranwirkung sowie der Berücksichtigung der Auftriebskräfte und der Wasserverdrängung auf das Systemverhalten mit dem numerischen Modell des Prototypen analysiert werden. Wie zuvor beschrieben können unter Verwendung der *Updated Water Pressure* (siehe 4.3.1) Option die Auftriebskräfte sowie die Wasserverdrängung berücksichtigt werden. Die Membranwirkung wird unter Verwendung der *Updated Mesh* (siehe 4.3.1) Option berücksichtigt. Die Lastumlagerung, welche sich zusammensetzt aus Spreizen und Gewölbewirkung, wird durch die Mobilisierung von Scherkräften im Dammkörper aktiviert. Zur Vermeidung einer Scherkraftmobilisierung beziehungsweise Lastumlagerung kann der Dammkörper anstelle eines granularen Reibungsmaterials mittels vertikaler Lasten simuliert werden.

Es werden vier numerische Simulationen durchgeführt:

1. *MGUMUWP01*: Dammbauwerk als granulares Reibungsmaterial sowie die Verwendung der *Updated Mesh* und *Updated Water Pressure* Optionen

2. *MGUM01*: Damm als granulares Reibungsmaterial sowie die Verwendung der *Updated Mesh* Option
3. *MG01*: Damm als granulares Reibungsmaterial
4. *MG02*: Damm als Vertikallast

Tabelle 4.4 gibt eine Übersicht über die in den verschiedenen Berechnungen berücksichtigten Prozesse.

Tabelle 4.4.: Übersicht der Simulationen sowie der jeweilig erfassten Prozesse

Simulation	Spreizen	Gewölbe	Membran	Auftrieb + Wasserverdrängung
MGUMUWP01	ja	ja	ja	ja
MGUM01	ja	ja	ja	nein
MG01	ja	ja	nein	nein
MG02	nein	nein	nein	nein

Tabelle 4.5.: Vergleich der Wandverformungen am Anschlusspunkt der Membran sowie der Setzungen auf der Symmetrieachse bei Berücksichtigung von Gewölbe- und Membranwirkung sowie Auftriebskräften

Simulation	Setzungen		Wandverformung			
	nach Konsolidierung cm	vor Konsolidierung %	vor Konsolidierung cm	nach Konsolidierung %	nach Konsolidierung cm	nach Konsolidierung %
MG02	0,90	100%	0,20	100%	0,15	100%
MG01	0,79	88%	0,28	140%	0,31	207%
MGUM01	0,74	82%	0,26	130%	0,28	187%
MGUMUWP01	0,72	80%	0,25	125%	0,27	180%

In Tabelle 4.5 sind die Setzungen sowie Wandverformungen aufgeführt und in Bezug zu den Ergebnissen der Simulation *MG02* ausgewertet. Die größten Setzungen treten auf, wenn kein Prozess berücksichtigt wird (*MG02*), die kleinsten wenn alle fünf Prozesse abgebildet werden (*MGUMUWP01*). Bei der Wandverformung treten hingegen die kleinsten Verschiebungen auf, wenn die Lastumlagerung nicht stattfinden kann (*MG02*) und die größten Verschiebungen, wenn ausschließlich die Lastumlagerung berücksichtigt wird (*MG01*). Zudem ist zu erkennen, dass die Wandverschiebungen bei Berücksichtigung der Lastumlagerungen in der Konsolidierungsphase weiter leicht zunehmen, während sie ohne Berücksichtigung der Lastumlagerung deutlich abnehmen.

Eine Erklärung liefert die Betrachtung der Vertikalspannungen, berechnet unmittelbar unterhalb der Weichschicht im Bereich der Dammkrone (Tabelle 4.6). Ohne Berücksich-

Tabelle 4.6.: Vergleich der Vertikalspannungen gemessen unmittelbar unterhalb der Weichschicht im Bereich der Dammkrone bei Berücksichtigung von Gewölbe- und Membranwirkung sowie Auftriebskräften

Simulation	Nach 10. Lage		Nach Konsolidierung		Delta	Delta zu MG02	
	kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²	
MG02	330	100%	332	100%	2	2	101%
MG01	304	92%	297	89%	-7	-33	90%
MGUM01	301	91%	292	88%	-9	-38	88%
MGUMUWP01	300	90%	286	86%	-14	-44	87%

tigung der Lastumlagerung entsprechen die berechneten Vertikalspannungen genau dem Überlagerungsdruck von 330 kN/m² aus 10 m Kaolin (Wichte 16 kN/m³) plus 10 m Dammkörper (Wichte 17 kN/m³). Kann eine Lastumlagerung stattfinden, so ergibt sich bereits vor der Konsolidierung eine Reduzierung von annähernd 10%. In der Konsolidierungsphase findet eine weitere Mobilisierung der Scherkräfte im Dammkörper statt und somit eine Lastumlagerung, die einen weiteren Spannungsabbau bewirkt. Da es in Fall *MG02* zu keiner Lastumlagerung aufgrund Spreizen oder der Gewölbewirkung kommt, wirken hier die größten Vertikalspannungen, welche zu größeren Setzungen führen. Bei den Simulationen mit Berücksichtigung der Lastumlagerung nimmt aufgrund der zunehmenden Gewölbewirkung und den damit verbundenen höheren Spannungen im Bereich des Böschungsfußes die auswärtsgerichteten Verformungen mit fortschreitender Konsolidierung trotz der damit verbundenen Reduzierung der totalen Drücke auf die Spundwand zu. Ohne Berücksichtigung der Lastumlagerung ist eine Reduzierung der Verformungen zu erkennen. Die Lastumlagerung hat einen größeren Einfluss auf das Verformungsverhalten als die Reduzierung der Spundwandbelastung aus den Porenwasserüberdrücken.

Die Berücksichtigung der Membranwirkung und der Auftriebskraft sorgen jeweils für geringere Spannungen und somit auch für geringere Setzungen in Dammmitte sowie auswärtsgerichteten Verschiebungen auf Höhe des Anschlusspunktes im Vergleich zu *MG01*, wo ausschließlich die Lastumlagerung betrachtet wird.

Ein ähnliches Bild zeigt sich bei der Betrachtung der gesamten Wandverschiebung am Anschlusspunkt der Membran. Während ohne Lastumlagerung die Verschiebungen in der Konsolidierungsphase zurückgehen, nehmen sie mit Berücksichtigung der Lastumlagerung zu. Die Auswirkung der Lastumlagerung ist besonders gut an den Verformungen des über die Geländeoberkante hinaus geführten Abschnitts der Modellwand zu erkennen (Abbildung 4.16).

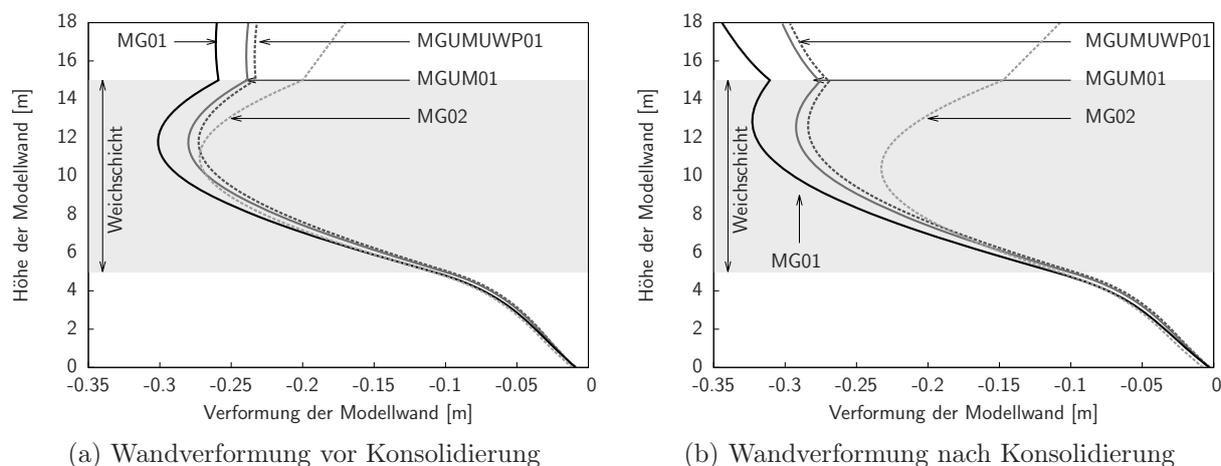


Abbildung 4.16.: Gegenüberstellung der Wandverformungen in Bezug auf die Konsolidation

Ohne Lastumlagerung ist der Abschnitt zum Damm hin geneigt, mit Lastumlagerung geht die Neigung in die entgegengesetzte Richtung und nimmt während der Konsolidierung und der eintretenden Gewölbewirkung deutlich zu.

In den Simulationen mit Lastumlagerung ist eine deutliche Verdrehung der Hauptspannungen zu einem Gewölbebogen zu erkennen (Abbildung 4.8b). Der Aufstandsbereich des Gewölbes liegt dabei vor der Modellwand und nicht etwa im Bereich des Membranan schlusses an die Modellwand.

Bei der Simulation ohne Lastumlagerung sind unmittelbar vor der Wand innerhalb des Gründungssystems große Hebungen zu verzeichnen und unterhalb des Überganges der Böschung zur Dammkrone große Setzungen. Die Betrachtung der Scherverformungen zeigt, dass sich hier ein Grundbruch entwickelt. Der Vergleich des Austrittsbereichs des Grundbruchs mit dem Auflagerbereich des Gewölbes in den Simulationen des Dammkörpers mit einem granularen Reibungsmaterial zeigt eine gute Übereinstimmung (siehe Abbildung 4.17). Der Untergrund kommt dem Dammkörper in diesem Bereich entgegen und bietet somit eine steiferes Auflager, welches Lasten anzieht. Im Übergangsbereich Böschung zur Dammkrone entzieht sich der Weichboden dem Dammkörper. Die Darstellung der Hauptspannungsrichtungen des Dammkörpers aus Simulation *MGUMUWP01* über die Untergrundverformungen der Simulation *MG02* veranschaulicht diesen Zusammenhang.

Erkennbar wird dies erst durch die Simulation *MG02*, da hier die unmittelbar mit einem relativen Setzungsunterschied eintretende Lastumlagerung nicht stattfindet und somit die Ausbildung der Bruchzone nicht behindert wird. In den übrigen Simulationen kommt es

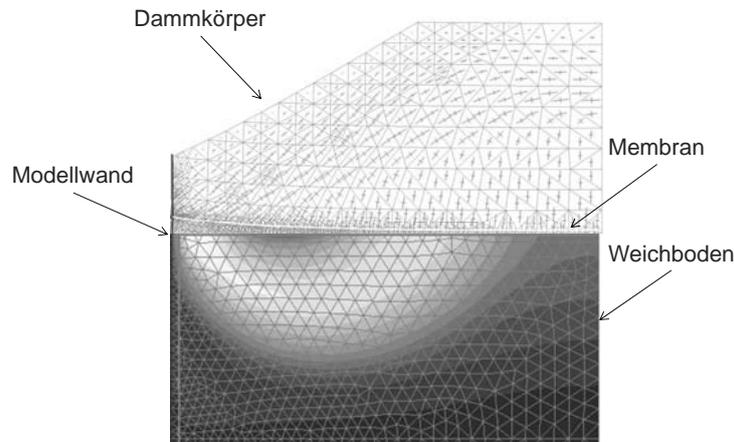


Abbildung 4.17.: Plot der Hauptspannungsrichtungen aus Simulation MGUMUWP01 über die Verformungen des Untergrundes der Simulation MG02

nicht zu den deutlichen Verformungen, da diese durch die eintretenden Lastumlagerungen überdrückt werden. Die Lastumlagerung stabilisiert somit das System.

Die Betrachtung der Membrankräfte in Abbildung 4.18 zeigt deutlich, dass die Beanspruchung der Membran aufgrund der Lastumlagerung und der daraus resultierenden Verschiebung beziehungsweise Dehnung deutlich zunimmt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das Systemverhalten sowie die Systemkräfte maßgeblich von der Lastumlagerung beeinflusst werden. Ein Einfluss der Membranwirkung sowie der Auftriebskraft ist festzustellen, im Vergleich zur Lastumlagerung aber deutlich geringer.

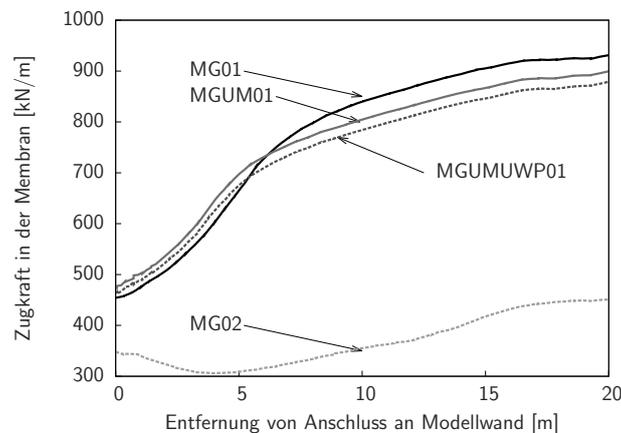


Abbildung 4.18.: Zugkräfte in den Membranen über die Entfernung zum Anschlusspunkt an die Spundwand

4.6. Globale Sensitivitätsanalyse

4.6.1. Einleitung

Um die maßgebenden Parameter auf das Systemverhalten zu identifizieren, wird eine globale Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Bei der globalen Sensitivitätsanalyse werden unterschiedliche Parameter, wie zum Beispiel Boden- oder Geometrieparameter, zufällig innerhalb vorgegebener Grenzen gleichzeitig variiert und als Eingangsdatensatz für eine numerische Berechnung verwendet. Nach Abschluss einer jeden Berechnung werden jedem Eingangsparametersatz ein Parametersatz mit ausgewählten Ergebnissen der Berechnungen gegenüber gestellt. Bewertet werden die Veränderungen der Ergebniswerte in Bezug auf die Veränderung der Eingangswerte. Hat ein Parameter einen großen Einfluss auf das Systemverhalten, so besitzt das System eine große Sensitivität in Bezug auf diesen Parameter (siehe auch Anhang D).

Der Vorteil der globalen Sensitivitätsanalyse, bei der mehrere Parameter gleichzeitig variiert werden, im Vergleich zu einer lokalen Sensitivitätsanalyse, bei der nur ein Parameter je Berechnung geändert wird, ist die Berücksichtigung der Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Eingangsparametern. Somit kann die Sensitivität des Ergebnisses bezüglich eines Eingangsparameters in Bezug auf weitere Eingangsparameter ermittelt werden. Bei einer lokalen Sensitivitätsanalyse können Abhängigkeiten der Ergebniswerte von Relationen zwischen den Eingangsparameter unerkannt bleiben.

Zur sicheren Bestimmung der globalen Sensitivitäten der Eingangsparameter auf ausgewählte Systemantworten ist eine sehr große Anzahl an Berechnungen erforderlich, was sehr zeitintensiv sein kann. Um die Berechnungszeiten zu reduzieren wird die Metamodell-Technik angewendet. Die Idee eines Metamodells ist, basierend auf einer Vielzahl von Einzelberechnungen und ausgewählten Ergebniswerten, eine Regressionsfunktion aufzustellen, die Ergebnisse für neue Eingangsparametersätze innerhalb der zuvor gewählten Grenzen zuverlässig über Interpolation bestimmen kann. Somit ist der Aufruf der Ursprungsberechnung nicht mehr notwendig, um Ergebnisse für eine weitere Variation der Eingabeparameter zu erhalten.

Modarresi (2014) hat mit dieser Vorgehensweise eine globale Sensitivitätsanalyse der SIM durchgeführt. Basierend auf den Zentrifugen-Modellversuchen sowie numerischen Voruntersuchungen werden die in Tabelle 4.7 aufgeführten Parameter in den angegebenen Grenzen für die globale Sensitivitätsanalyse verwendet. Die Generierung der Eingangsparametersätze erfolgt mit dem Latin Hypercube Verfahren (Saltelli et al. 2008).

Tabelle 4.7.: Parameterauswahl für die globale Sensitivitätsanalyse sowie deren obere und untere Grenze

	Eingangswert	Einheit	untere Grenze	obere Grenze
Weichboden				
	Eoed	kN/m ²	3.000	10.000
	φ	°	18	24
	c	kN/m ²	3	9
Schüttmaterial				
	Eoed	kN/m ²	40.000	100.000
	φ	°	31	39
Modellwand				
	EI	kN/m ²	30.000	170.000
Zugmembran				
	J	kN/m	25.000	60.000
Dammgeometrie				
	belasteter Spundwandüberstand	m	0	3
	Dammhöhe	m	0	10

In den Berechnungen werden unter anderem folgende Ergebnisse verfolgt.

- Wandverschiebung am Anschlusspunkt der Membran
- Setzungen auf der Symmetrieachse
- Reduktion der totalen Vertikalspannungen unterhalb des Dammes und der Weichschicht infolge der Gewölbewirkung
- Maximale Zugkraft in der Membran
- Maximale und minimale Biegemomente in der Wand

Anhand der gewählten Ergebnisparameter können die maßgebenden Parameter auf das Systemverhalten ermittelt werden, die in einem analytischen Ansatz berücksichtigt werden müssen.

4.6.2. Auswertung der globalen Sensitivitätsanalyse

Allgemein ist festzustellen, dass die Dammhöhe und die damit verbundene Belastung bei allen betrachteten Ergebniswerten die dominierende Größe ist.

Wandverschiebung am Anschlusspunkt der Membran

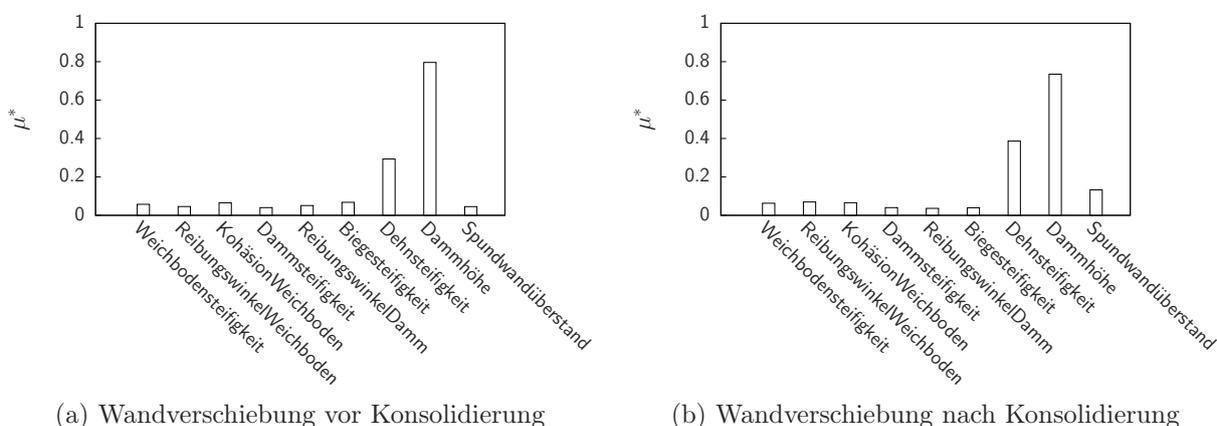
Die Wandverschiebung am Anschlusspunkt der Membran wird neben der Dammhöhe im Besonderen von der Dehnsteifigkeit der Membran sowie nachrangig von der Höhe des belasteten Wandüberstandes bestimmt (Abbildung 4.19). Bezüglich der Membrandehnsteifigkeit stimmt dies mit den Ergebnissen der Zentrifugen-Modellversuchen und den numerischen Simulationen überein. Wie zuvor ermittelt wurde, erhöht sich während der Konsolidierungsphase die horizontale Belastung des Wandüberstandes deutlich, was die Verschiebung des Anschlusspunktes begünstigt. Dies wird deutlich beim Vergleich der Abbildungen 4.19, welche die globalen Sensitivitäten vor und nach der Konsolidierung darstellen.

Setzungen auf der Symmetrieachse

Die Setzungen in Dammmitte werden neben der Dammhöhe nach der Konsolidierung maßgeblich von der Weichbodensteifigkeit bestimmt (Abbildung 4.20). Alle weiteren Parameter haben für die Setzungen einen in etwa gleichen, untergeordneten Einfluss.

Reduktion der totalen Vertikalspannungen unterhalb des Dammes und der Weichschicht infolge der Gewölbewirkung

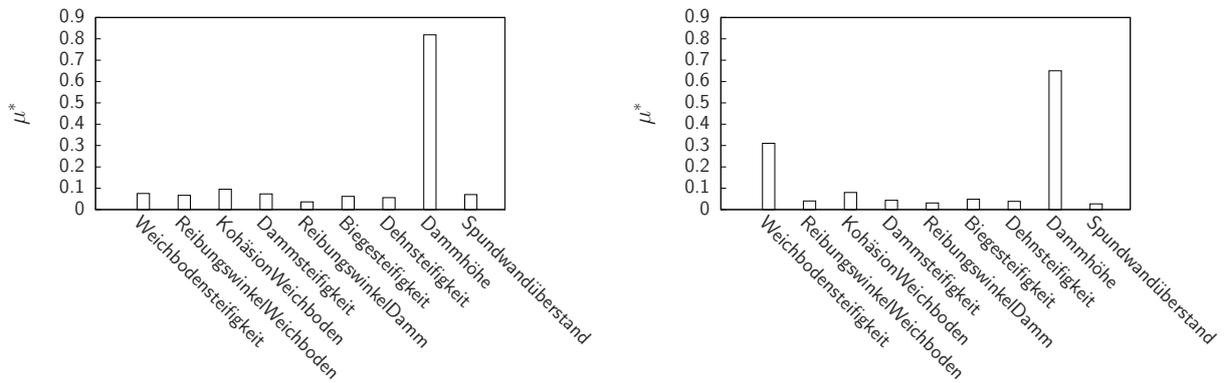
Der Abbau der totalen Vertikalspannungen in einem Punkt direkt unterhalb der Dammkrone und der Weichschicht gibt Aufschluss über die Gewölbewirkung. Neben der Dammhöhe sind im Besonderen die Höhe des Wandüberstandes sowie die Weichbodensteifigkeit von Bedeutung (Abbildung 4.21). Die überstehende Wand unterstützt die Gewölbewirkung durch die seitliche Stützung. Der Reibungswinkel des Dammschüttmaterials innerhalb des gewählten Bereiches hingegen hat keinen spürbaren Einfluss auf die Lastumlagerung.



(a) Wandverschiebung vor Konsolidierung

(b) Wandverschiebung nach Konsolidierung

Abbildung 4.19.: Sensitivitäten der Wandverformung bezüglich der Eingangsparameter



(a) Setzungen in Dammmitte vor Konsolidierung (b) Setzungen in Dammmitte nach Konsolidierung

Abbildung 4.20.: Sensitivitäten der Setzungen in Dammmitte bezüglich der Eingangsparameter

Maximale Zugkraft in der Membran

Die maximale Zugkraft der Membran wird vorrangig von der Dammhöhe bestimmt (Abbildung 4.22). Nicht betrachtet wurde in der globalen Sensitivitätsanalyse die Größe der Anschlusskraft an die Spundwand. Bei der Anschlusskraft an die Spundwand ist eine Abhängigkeit der Zugkraft von der Dehnsteifigkeit zu erwarten.

Maximale und minimale Biegemomente in der Wand

Die Biegemomente der Spundwand werden neben der Dammhöhe maßgeblich von der Biegesteifigkeit der Spundwände, der Dehnsteifigkeit der Membran sowie dem Spundwandüberstand bestimmt (Abbildung 4.23).

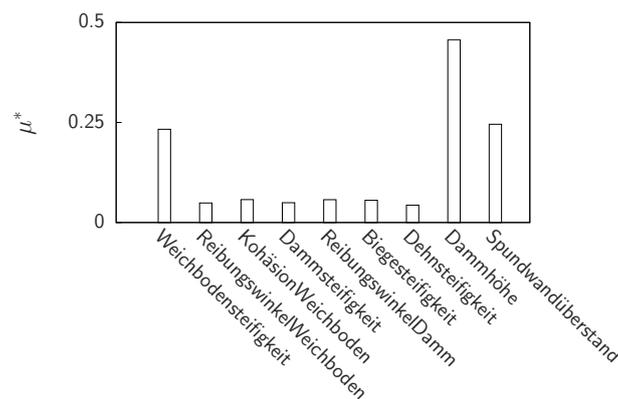


Abbildung 4.21.: Sensitivität des Spannungsabbaus bezüglich der Eingangsparameter

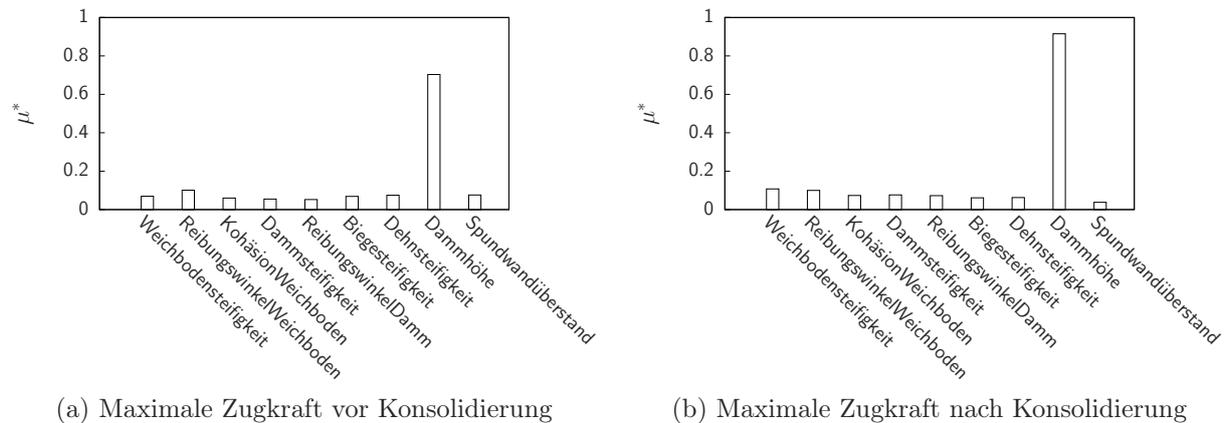


Abbildung 4.22.: Sensitivitäten der maximalen Zugkraft in der Membran bezüglich der Eingangsparameter

4.6.3. Bewertung der globalen Sensitivitätsanalyse

Die Ergebnisse der globalen Sensitivitätsanalyse sind in sich nachvollziehbar und bestätigen die zuvor ermittelten Zusammenhänge. Er hat sich gezeigt, dass fünf von den neuen verwendeten Parametern einen ausgeprägten Einfluss auf das Systemverhalten haben. Dies sind die Dammhöhe, der Spundwandüberstand, die Dehnsteifigkeit der Membran, die Weichbodensteifigkeit und die Biegesteifigkeit der Wand, wobei die Biegesteifigkeit der Wand nur einen Einfluss auf die Größe der Momentenbeanspruchung besitzt, nicht jedoch auf die Verformungen oder die Lastumlagerung während der Konsolidierung.

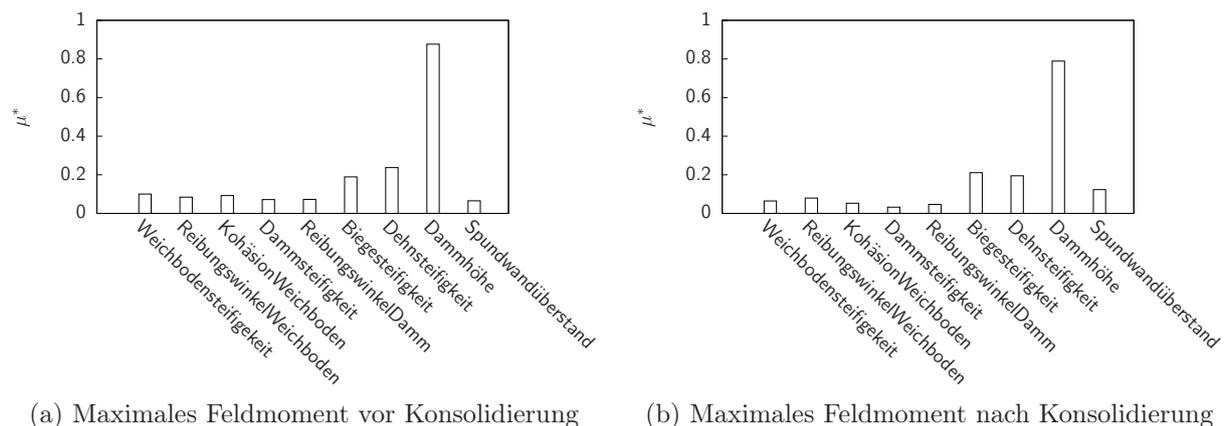


Abbildung 4.23.: Sensitivitäten der maximalen Feldmomente bezüglich der Eingangsparameter

4.7. Numerische Analysen an einem definierten Regelsystem

4.7.1. Einleitung

Im Folgendem wird ein Regelsystem definiert, an dem weitere numerische Analysen zur quantitativen Erfassung der Einflüsse oben genannter Parameter auf das Systemverhalten als Vorbereitung zur Entwicklung von Bemessungsdiagrammen durchgeführt werden. Ergänzend werden die Einflüsse der Wichte des Dammmaterials, der Dammbasisbreite sowie der Weichschichtmächtigkeit untersucht. Die Dammwichte beeinflusst, ähnlich der Dammhöhe, die Größe der Systembelastung. Die beobachtete Lastumlagerung beziehungsweise Gewölbekonstruktion ist abhängig vom Verhältnis der Dammhöhe zu Dammbasisbreite. Die maximale Membrankraft wird unter anderem von der Größe der Setzungsmulde beeinflusst, die wiederum bei einer gegebenen Dammlast auch von der Weichbodenmächtigkeit abhängt.

4.7.2. Definition des Regelsystems

Das Regelsystem ist gekennzeichnet durch die in 4.7.1 genannten Parameter, für die folgende Bandbreiten festgelegt werden.

Die Dammkörperhöhen betragen zwischen 5 m und 15 m mit einer Böschungsneigung von 32° und die Weichschichtmächtigkeiten zwischen 5 m und 15 m.

Das Verhältnis zwischen Dammhöhe zu Dammbasisbreite wird im Bereich von 0,8 bis 0,06 untersucht. Ein Verhältnis von 0,8 ergibt sich für die niedrigste Dammhöhe von 5 m ohne Kronenbreite, wie es zum Beispiel bei Schüttkörpern auf Halden vorkommt. Ein Verhältnis von 0,06 ergibt sich für den theoretischen Fall einer Dammhöhe von 5 m und einer Kronenbreite von rund 74 m (die maximale Kronenbreite eines sechsspurigen Autobahndammes beträgt 35,5 m).

Die Wichte des Dammmaterials wird zwischen 17 kN/m^3 und 23 kN/m^3 variiert. Der untere Wert repräsentiert einen trockenen Sand der obere Wert die Wichte von geschüttetem Eisenerz.

Die Einbindelänge der Spundwände beträgt in allen Fällen 50% der Weichschichtmächtigkeit. Der Überstand der Spundwand über Geländeoberkante wird mit 3 m angesetzt.

Die recht große Höhe des Überstandes ermöglicht es Dammbasisfläche und somit Kosten einzusparen.

Die Weichbodensteifigkeit in Form des ödometrischen Moduls wird mit Werten zwischen $E_{\text{oed}} = 500 \text{ kN/m}^2$ und 3000 kN/m^2 angenommen.

Die Membrandehnsteifigkeit wird mit Werten zwischen 10.000 kN/m und 50.000 kN/m angesetzt. Die zuvor durchgeführten Untersuchungen haben ergeben, dass sich Zugkräfte in der Membran größer 300 kN/m einstellen werden. Unter Berücksichtigung der anzusetzenden Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung von Kriechvorgängen, Einbaubeschädigungen, chemischen Einflüssen und dem partiellen Sicherheitsbeiwert γ_M ergibt sich vorsichtig geschätzt eine erforderlich Kurzzzeitfestigkeit der dehnsteifen Membran von 1.000 kN/m . Bei Verwendung des Rohstoffes Polyester (PET) liegt die Bruchdehnung von Geweben bei ungefähr 10% , so dass sich eine Steifigkeit von ungefähr 10.000 kN/m ergibt. Der obere Wert von 50.000 kN/m entspricht einer Kurzzzeitfestigkeit von ungefähr 2500 kN/m bei einer Bruchdehnung von 5% . Dieser Wert wird beim Einsatz des Rohstoffes Polyvinylalkohol (PVA) erreicht. Deutlich höhere Steifigkeiten sind durch die Verwendung des Rohstoffes Aramid oder einem mehrlagigen Einbau möglich, wobei zu beachten ist, dass sich die Beanspruchung bei einem mehrlagigem Einbau nicht gleichmäßig auf die Einzellagen verteilt (Alexiew 2004).

Die Biegesteifigkeit der Spundwand wird mit Werten zwischen $50.000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ und $170.000 \text{ kNm}^2/\text{m}$ berücksichtigt. Der Maximalwert steht dabei gemäß Spundwandhandbuch (2007) für eine Biegesteifigkeit, welche ohne Sonderbauweisen mit Spundwandbohlen realisiert werden kann.

Die zuvor genannten Wertebereiche der aufgeführten Parameter wurde so gewählt, dass der angenommen Anwendungsbereich für das Gründungssystem abgedeckt ist.

4.7.3. Parameterstudien

In einer ersten Parameterstudie wird der Einfluss aus dem Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite bei unterschiedlichen Weichschichtmächtigkeiten auf die Systemkräfte untersucht. Ausgehend von der minimalen Basisbreite, die sich für einen Kegel ohne Kronenbreite ergibt, wird diese schrittweise erhöht. Insgesamt werden 5 verschiedenen Dammbasisbreiten für Dammhöhen von 5 m , 10 m und 15 m und Weichschichtmächtigkeiten von 5 m , 10 m und 15 m untersucht. Es ergeben sich aus den gewählten Abmessungen 9 Basissysteme mit fünf Dammbasisbreiten, so dass 45 Systeme berechnet werden. In einer zweiten

Parameterstudie wird der Einfluss der weiteren zuvor aufgeführten Systemparameter auf die Systemkräfte untersucht. Die verwendeten Systemparameter in den Parameterstudien sind in Tabelle 4.8 aufgeführt.

4.7.4. Vorgehen bei der Auswertung

Die Auswertung der Parameterstudien konzentriert sich auf die Membrankräfte sowie auf die resultierende Belastung der Spundwand. Da bei dem verwendeten Berechnungsprogramm nur die resultierende Zugkraft in der Membran angegeben wird, kann die maximale horizontale Anschlusskraft nicht direkt aus dem Geogitterelement abgelesen werden. Der vertikale sowie horizontal Anteile der Anschlusskraft werden daher aus dem Querkraft- und Normalkraftverlauf der Spundwand am Anschlusspunkt der dehnsteifen Membran an die Spundwand ermittelt. Die resultierende Belastung der Spundwand, welche sich als Summe der Wasserdrücke sowie der Erddrücke innen und außen ergibt, wird ebenfalls aus dem Verlauf der Querkraft in der Spundwand abgeleitet.

4.7.5. Ergebnisse der Parameterstudien

Einflüsse der Systemgeometrie auf die Systembeanspruchung

Die Dammbasisbreite hat bei konstanter Dammhöhe einen spürbaren Einfluss auf die wirkenden Systemkräfte. Ausgehend von der kleinstmöglichen Dammbasisbreite, bei der der Damm spitz zuläuft und keine Kronenbreite besitzt, ist eine deutliche Zunahme der Systemkräfte zu verzeichnen. Ein Maximum wird bei einem Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite von 0,25 erreicht, anschließend nehmen die Systemkräfte wieder ab. Nur das Einspannmoment nimmt mit breiter werdender Dammbasis stetig zu und ändert sich während der Konsolidierungsphase kaum. Die Momentenbeanspruchung (Abbildung 4.24) sowie die resultierende Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht (Abbildung 4.25) sind exemplarisch für ein System mit einer Weichschichtmächtigkeit von 10 m und einer Dammhöhe von 15 m vor und nach Konsolidierung mit variierender Kronenbreite dargestellt. Der Einfluss des Verhältnisses aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite auf die Momentenbeanspruchung ist ausgeprägter als bei der resultierenden Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht.

Der Verlauf der Anschlusskräfte sowie der maximalen Membrankräfte, welche sich in Richtung Dammmitte einstellen, sind in den Abbildungen 4.26 und 4.27 für die 45 Systeme mit variierenden geometrischen Randbedingungen vor und nach Konsolidierung zu-

sammengefasst wiedergegeben. Auf der Abszisse ist das Verhältnis aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite aufgetragen. Auf der Ordinate sind Anschluss- beziehungsweise maxi-

Tabelle 4.8.: Auflistung der Systemparameter in den Parameterstudien

Geometriedaten		
Weichschichtmächtigkeit	[m]	5/10/15
Dammhöhe	[m]	5/10/15
Böschungsneigung	[°]	32
Dammbasisbreite bei 5 m Dammhöhe	[m]	6,4/10/20/40/80
Dammbasisbreite bei 10 m Dammhöhe	[m]	24,2/30/40/60/100
Dammbasisbreite bei 15 m Dammhöhe	[m]	38,4/50/60/80/120
Spundwandeinbindung	[m]	2,5/5/7,5
Überstand der Spundwand	[m]	3
Materialkennwerte		
Membrandehnsteifigkeit	[kN/m]	10.000/25.000/50.000
Biegesteifigkeit der Spundwand	[kNm ² /m]	50.000/170.000
Bodenkennwerte		
<i>Damm und Einbindeboden</i>		
Reibungswinkel	[°]	35
Kohäsion	[kN/m ²]	1
E _{oed}	[kN/m ²]	60000
E ₅₀	[kN/m ²]	60000
E _{ur}	[kN/m ²]	350000
m	[-]	0,5
Wichte (nur Damm)	[kN/m ³]	17/20/23
<i>Weichboden</i>		
Reibungswinkel	[°]	21,6
Kohäsion	[kN/m ²]	5,5
E _{oed}	[kN/m ²]	500/1.000/3.000
E ₅₀	[kN/m ²]	683/1.367/4.100
E _{ur}	[kN/m ²]	1.667/3.333/10.000
m	[-]	0,75
Wichte	[kN/m ³]	16

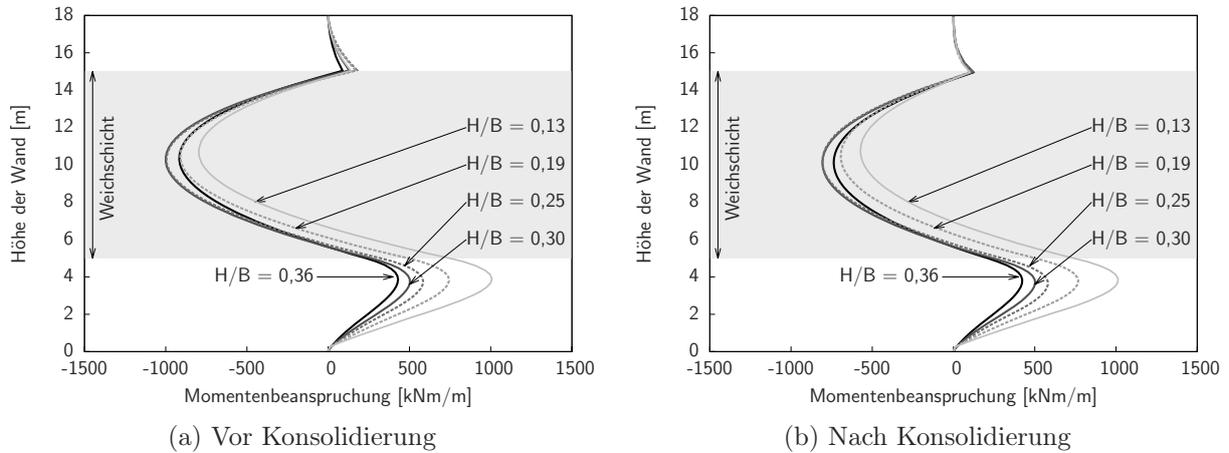


Abbildung 4.24.: Momentenbeanspruchung der Wand

male Membrankräfte normiert durch die jeweiligen Kräfte beim Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite von 0,25 aufgetragen. WS bedeutet dabei Weichschichtmächtigkeit und D Dammhöhe. Die Beobachtung der Zunahme bis zum einem Verhältnis von 0,25 mit anschließender Abnahme trifft für nahezu alle untersuchten Systeme zu. Nur bei großen Dammhöhen in Verbindung mit der geringsten Weichschichtmächtigkeiten liegen Abweichungen vor. Bei solchen Verhältnissen wird der Weichboden vom Damm entlang der Spundwand hochgedrückt und es kommt im Bereich des Anschlusses zu einer Aufwölbung, die zu einer veränderten Beanspruchung der dehnsteifen Membran am Anschlusspunkt führt (Abbildung 4.28).

In Abbildung 4.29 sind die normierten Resultierenden $R_{i,n}$ (Formel 4.2) der resultierenden horizontalen Belastungen der Spundwand innerhalb der Weichschicht R_i (Formel 4.3) mit der Mächtigkeit WS über das Verhältnis Dammhöhe zu Dammbasisbreite dargestellt. Wie

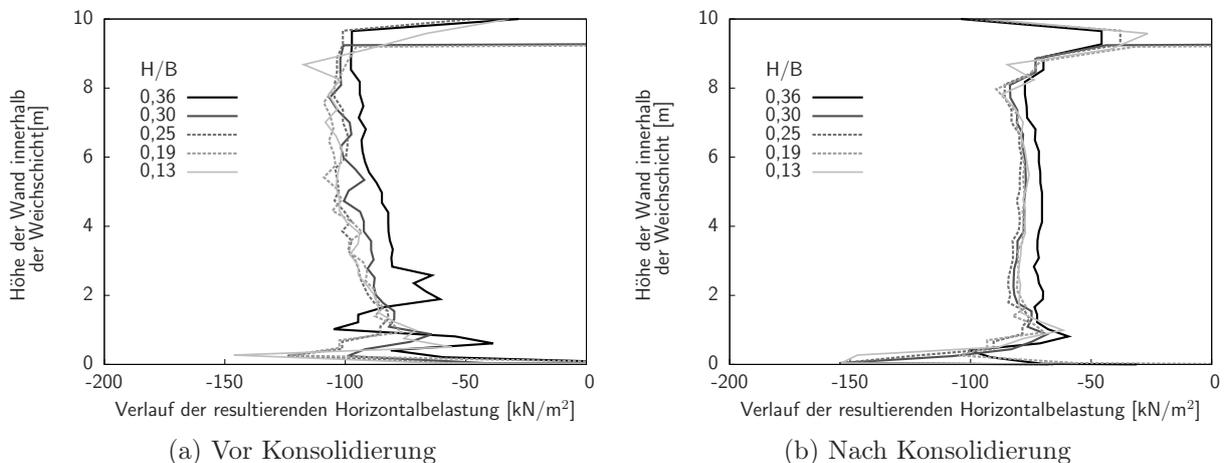


Abbildung 4.25.: Resultierende Horizontalbelastung der Wand innerhalb der Weichschicht

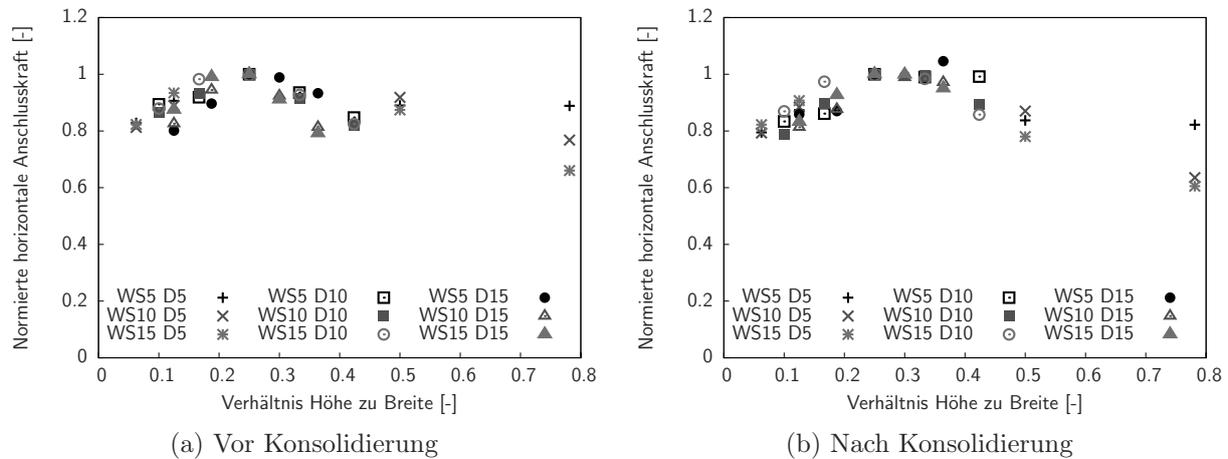


Abbildung 4.26.: Normierte horizontale Anschlusskräfte vor und nach Konsolidierung über das Verhältnis aus Dammhöhe zu -breite

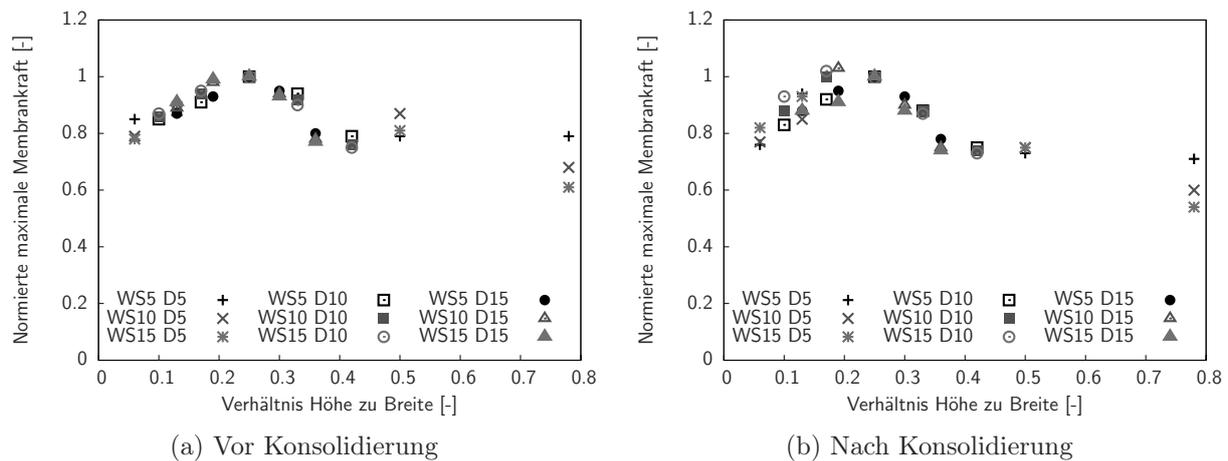


Abbildung 4.27.: Normierte maximale Membrankräfte vor und nach Konsolidierung über das Verhältnis aus Dammhöhe zu -breite

zuvor werden die ermittelten Kräfte für die unterschiedlichen Dammbasisbreiten eines Basissystems durch die Kraft des Basissystems mit einem Verhältnis von Breite zu Höhe von $0,25 R_{0,25}$ normiert.

$$R_{i,n} = \frac{R_i}{R_{0,25}} \quad (4.2)$$

$$R_i = q_{WS,i}(x) \cdot WS \quad (4.3)$$

Hier ist ebenfalls zu erkennen, dass die resultierende Belastung zunächst mit kleiner werdendem Verhältnis von Höhe zu Breite bis zum Verhältnis von $0,25$ zunimmt und anschlie-

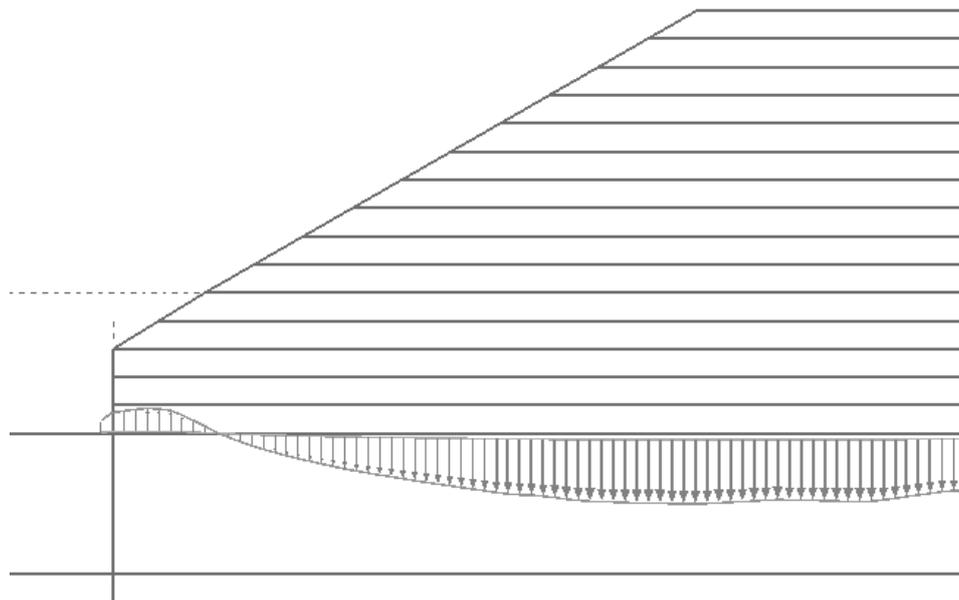


Abbildung 4.28.: Vertikale Verformungen der Membran bei hohem Damm und geringer Weichschichtmächtigkeit (Aufwölbung im Anschlussbereich)

ßend überwiegend wieder leicht abnimmt. Die Abnahme nach Erreichen des Maximums ist jedoch weniger einheitlich ausgeprägt.

Abbildung 4.30 zeigt die eingetretenen Wandverschiebungen für die unterschiedlichen Dammbasisbreiten vor und nach der Konsolidierung am System mit einer Weichschichtmächtigkeit von 10 m und Dammhöhe von 15 m. Es ist zu erkennen, dass diese stetig zunehmen, obwohl wie zuvor gesehen, die Anschlusskraft sowie die resultierende Belastung der Spundwand nach Erreichen eines Maximums abnehmen.

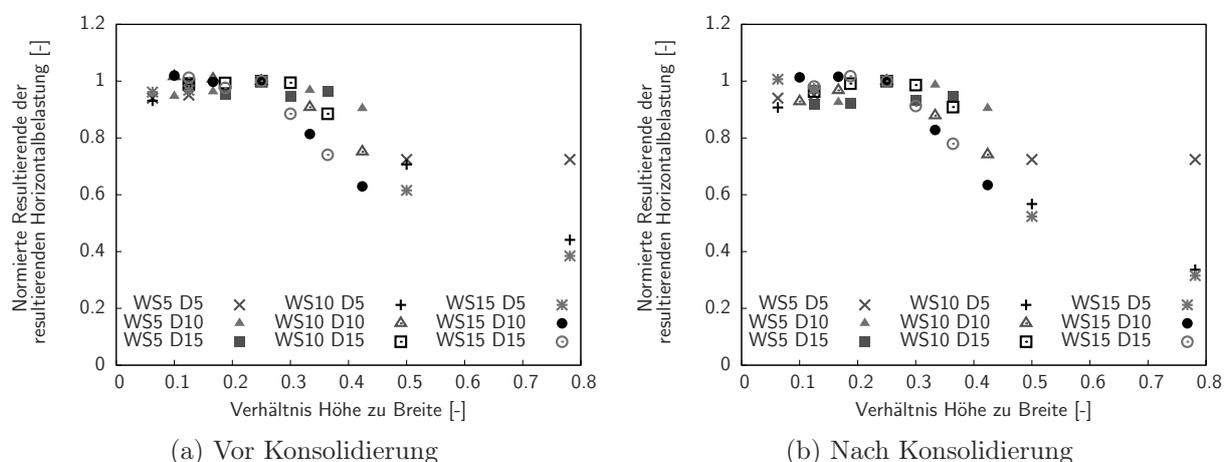


Abbildung 4.29.: Normierten Resultierenden vor und nach Konsolidierung über das Verhältnis aus Dammhöhe zu -breite

Abbildung 4.31 zeigt die außerhalb auf die Spundwand wirkenden Horizontaldrücke vor und nach Konsolidierung für die unterschiedlichen Dammbasisbreiten. Hier ist zu erkennen, dass trotz deutlich zunehmender Verformung (Abbildung 4.30) die Horizontaldrücke nahezu unverändert bleiben. Die zuvor beschriebene Reduktion der Systemkräfte kann somit nicht auf einen erhöhten Erdwiderstand innerhalb der Weichschicht zurückgeführt werden.

Die Zunahme der Systemkräfte erklärt sich aus der Lastumlagerung, welche sich aus dem Spreizen und der eintretenden Gewölbebildung ergibt, die aufgrund der eintretenden Verformungen bereits mit der Lastaufbringung stattfindet. Wird das Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite zu klein (Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite kleiner 0,25), nimmt die Gewölbebildung ab und die Belastung auf die Spundwand und die befestigte Membran verringert sich. Die in der Literatur angegebenen Werte bezüglich der Ausbildung der Gewölbewirkung und dem Verhältnis Überdeckungshöhe zur Stützweite des zu überbrückenden Bereiches von größer 1 treffen hier nicht zu. Im Besonderen, da es sich hier nicht um eine gleichmäßig mächtige und unendlich ausgedehnte Überlagerung handelt, sondern um eine begrenzte Auflast mit veränderlicher Höhe. Eine Lastumlagerung aufgrund von Spreizen tritt zudem bei einer gleichmäßig mächtigen und unendlich ausgedehnten Überlagerung nicht auf.

Die zunehmende Wandverschiebung mit größer werdender Dammbasisbreite bei gleichzeitig abnehmender Belastung, deutet darauf hin, dass die Systemsteifigkeit abnimmt. Die Anschlusskräfte können nicht von der Membran über Reibung mit dem Dammmaterial und dem Weichboden abgeleitet werden, vielmehr erfolgt die Ableitung über eine gegenseitige Verankerung zwischen den beiden Spundwänden. Je größer die Dammbasisbreite,

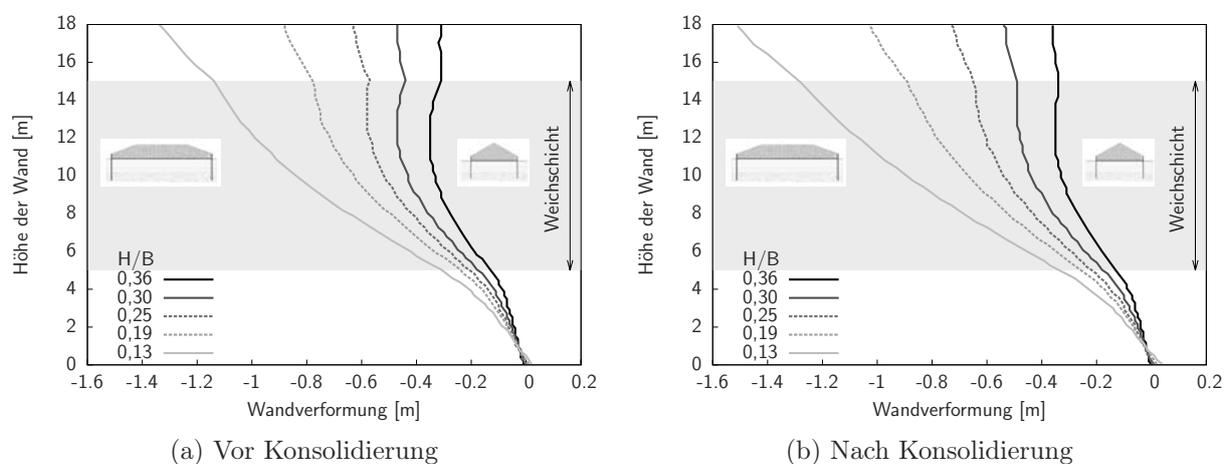


Abbildung 4.30.: Verformung der Spundwand in Abhängigkeit der Dammbasisbreite

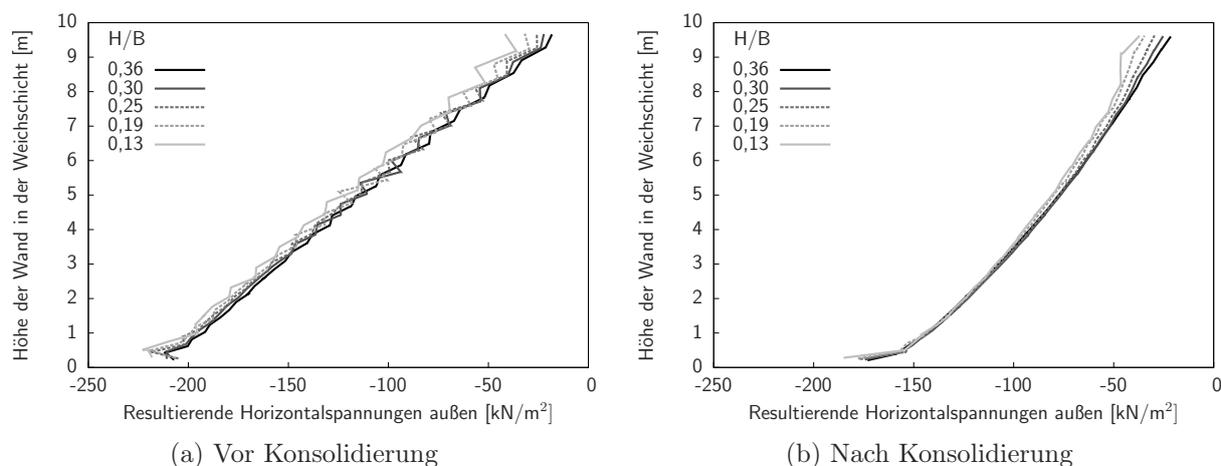


Abbildung 4.31.: Totale Horizontalspannungen auf die Wand von außen innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlicher Dammbasisbreite

desto größer die Verankerungslänge und somit die Dehnung der Membran, was in größeren Verschiebungen resultiert, ähnlich dem Einfluss einer freien Ankerlänge.

Die Momentenbeanspruchung der Spundwand innerhalb der Weichschicht nimmt ab, da sowohl die Anschlusskraft als auch die resultierende Belastung abnehmen. Das Einspannmoment nimmt hingegen aufgrund der größer werdenden Verformungen und der somit ansteigenden Biegung der Spundwand im Bereich der Einbindung weiterhin zu.

Abbildung 4.32 zeigt die resultierende horizontale Belastung der Spundwand für Dammhöhen von 5 m, 10 m und 15 m und einer Weichschichtmächtigkeit von 10 m für Systeme mit einem Verhältnis aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite von 0,25. Es ist zu erkennen, dass sich die Form und Größe der Belastung in Abhängigkeit der Dammhöhe verändert. Je höher der Damm, desto konstanter die Belastungsfigur. Dies ist nach der Konsolidierung umso ausgeprägter.

In Abbildung 4.33 ist der Verlauf der resultierenden Belastungen für einen 5 m hohen Damm auf Weichschichten mit den Mächtigkeiten von 5 m, 10 m und 15 m zu sehen. Es ist zu erkennen, dass der Maximalwert der Belastung, welcher Nahe der Geländeoberkante auftritt, unabhängig von der Weichschichtmächtigkeit ist, der weitere Verlauf sich jedoch über die Tiefe unterscheidet.

Die Belastung des Überstandes ist ebenfalls von der variierenden Dammbasisbreite betroffen. Wie zuvor ist zunächst ein Anstieg bis zum Verhältnis Dammhöhe zu Dammbasisbreite von 0,25 zu verzeichnen und anschließend eine Abnahme. Dies ist vor der Konsolidierung deutlich ausgeprägter als nach der Konsolidierung. Neben der Dammbasisbreite wird die Belastung des Überstandes von der Weichschichtmächtigkeit und Dammhöhe

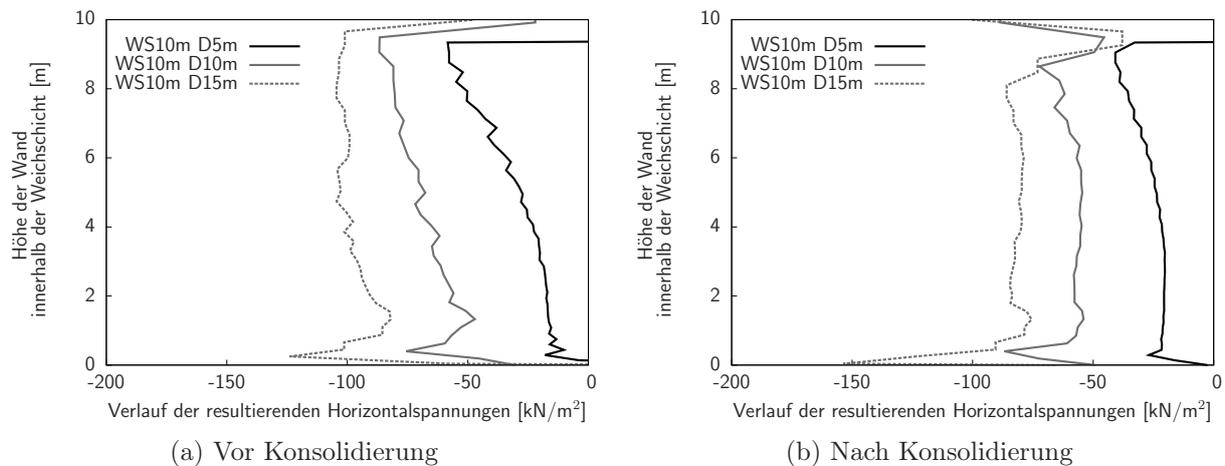


Abbildung 4.32.: Resultierende Belastung auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlicher Dammhöhen

beeinflusst. Dies betrifft nicht nur die Belastungsgröße, sondern ebenso die Form der Belastung. Vor der Konsolidierung nimmt die Belastung für Dammhöhen bis 10 m linear zu. Für Dämme mit einer Höhe von 15 m stellt sich eine konstante Belastung ein. Nach der Konsolidierung stellt sich in allen Fällen eine linear zunehmende Belastung ein. Zudem ist die Belastungsgröße nach der Konsolidierung für alle betrachteten Fälle nahezu identisch.

Einflüsse der Parametervariationen auf die Systembeanspruchung

Die *Biegesteifigkeit* der Spundwand hat keinen Einfluss auf die resultierende Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht, wie am Beispiel des Systems mit 10 m Weichschicht und 15 m Dammhöhe in Abbildung 4.34 zu sehen ist.

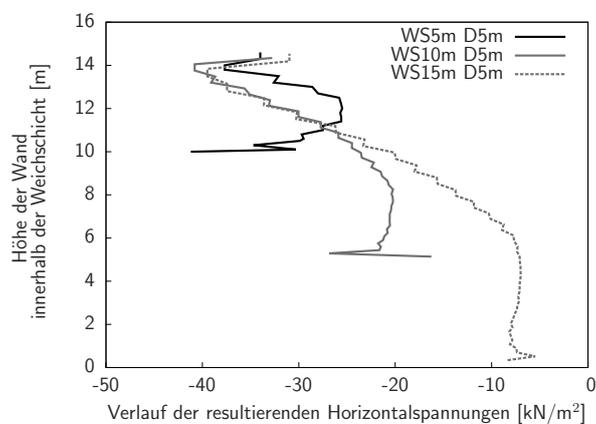


Abbildung 4.33.: Verlauf der resultierenden Belastung vor der Konsolidierung für unterschiedliche Weichschichtmächtigkeiten

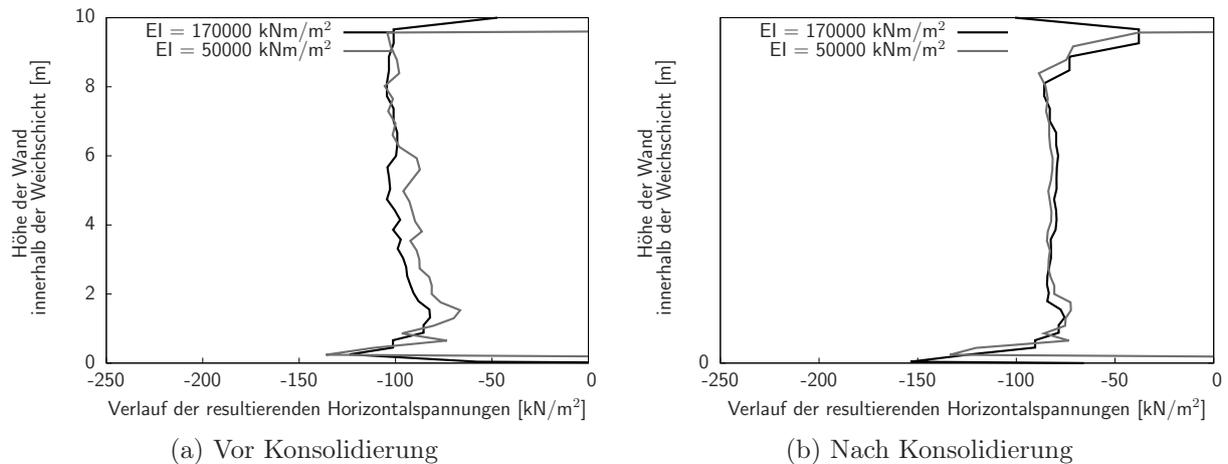


Abbildung 4.34.: Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlicher Biegesteifigkeit

Eine Veränderung der *Wichte* des Dammmaterials führt zu einer Parallelverschiebung der resultierenden Belastung (Abbildung 4.35).

Eine Reduzierung der Weichbodensteifigkeit führt zu einer Erhöhung der Wandbeanspruchung vor der Konsolidierung. Nach der Konsolidierung ist der Einfluss der Weichbodensteifigkeit nur sehr gering (Abbildung 4.36).

Eine Reduzierung der Dehnsteifigkeit der Membran führt zu einer Reduzierung und Parallelverschiebung der Wandbelastung. Je geringer die Dehnsteifigkeit der Membran, desto größer die Wandverschiebung und desto größer die Aktivierung der inneren Scherkräfte im Damm (Abbildung 4.37).

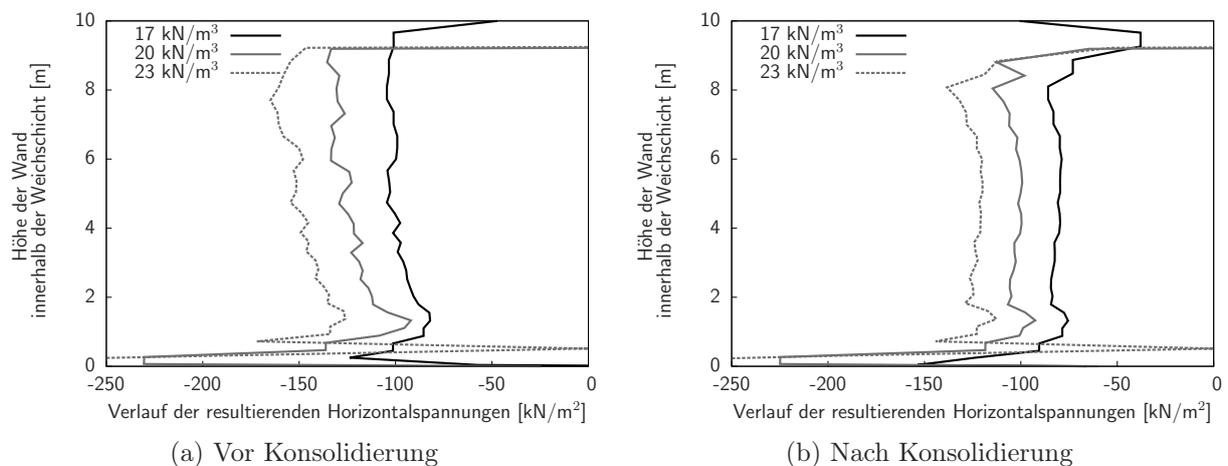


Abbildung 4.35.: Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlichen Wichten des Dammmaterials

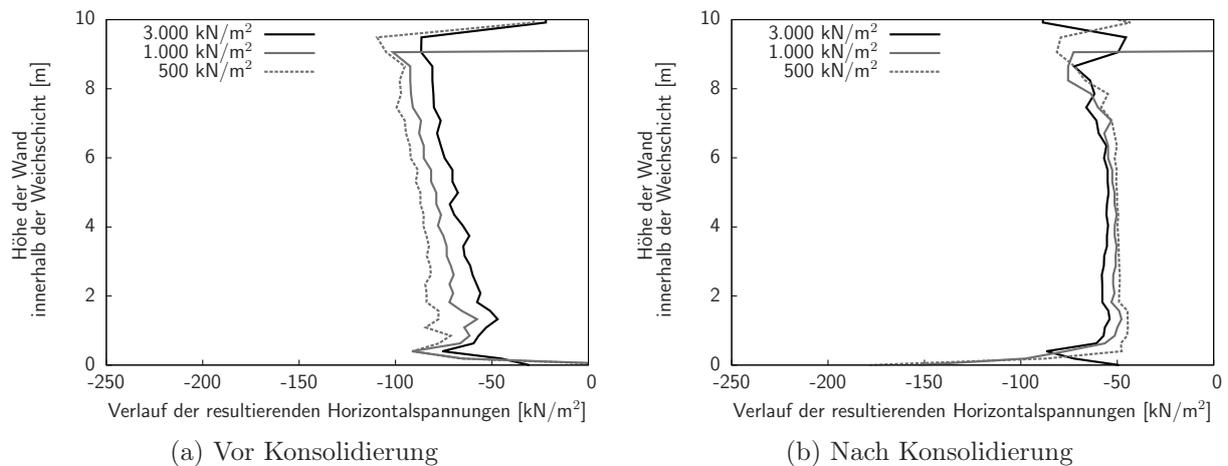


Abbildung 4.36.: Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlichen Weichbodensteifigkeiten

Die Membrankräfte nehmen mit zunehmender Weichschichttiefe sowie Dammhöhe zu. Ebenso führt die Erhöhung der Wichte und die Reduzierung der Weichbodensteifigkeit zu einer Erhöhung der Membrankräfte. Eine Reduzierung der Membrandehnsteifigkeit führt zu einer Reduzierung der Membrankräfte. Es ist dabei eine gegenseitige Beeinflussung zu beobachten, wie zum Beispiel, dass die Änderung der Membrankräfte in Abhängigkeit der Membrandehnsteifigkeit bezogen auf unterschiedliche Dammhöhe nicht konstant ist.

Die Diagramme, welche diese Abhängigkeiten zeigen, werden im nächsten Kapitel aufgeführt und näher erläutert, da sie direkt als Bemessungsdiagramme Anwendung finden.

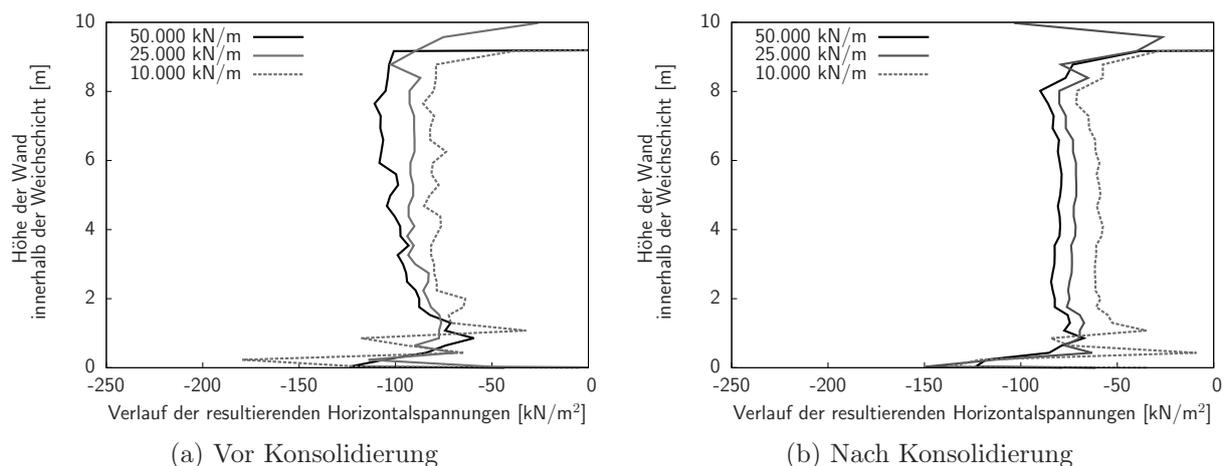


Abbildung 4.37.: Vergleich der resultierenden Horizontalspannungen auf die Wand innerhalb der Weichschicht bei unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten der Membran

4.8. Zusammenfassung

Nach der Validierung des Stoffgesetzes und des numerischen Modells wurden verschiedene numerische Analysen des Systems durchgeführt. Die in den Zentrifugen-Modellversuchen vermutete Gewölbewirkung konnte anhand der numerischen Simulationen bestätigt werden. Der Gewölbebogen stützt sich nahe des Membrananschlusses an die Spundwand ab. Dies erfolgt, da der Weichboden unterhalb des Dammes entweicht und vor der Spundwand innerhalb des Systems aufsteigt, wodurch ein Auflager für den Gewölbebogen entsteht.

Mittels einer globalen Sensitivitätsanalyse konnten die Membrandehnsteifigkeit, die Dammgeometrie, die Weichbodensteifigkeit und der Spundwandüberstand als dominierenden Parameter bezüglich des Systemverhaltens bestimmt werden. Die Biegesteifigkeit der Spundwand hat keinen Einfluss auf das Systemverhalten, wohl aber auf die wirkenden Schnittkräfte innerhalb der Spundwand.

Basierend auf diesen Erkenntnissen wurde der Geltungsbereich eines Regelsystems, ergänzt um die Systemparameter Wichte des Dammmaterials, Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite und Weichschichtmächtigkeit, definiert.

In den anschließend geführten numerischen Analysen hat sich gezeigt, dass die Systemkräfte vom Verhältnis Dammhöhe zu Dammbasisbreite sowie der Weichschichtmächtigkeit beeinflusst werden. Die Veränderung weiterer Systemparameter, wie der Dammwichte, der Weichbodensteifigkeit oder Membrandehnsteifigkeit, führt zu näherungsweise konstanten Erhöhungen oder Reduzierungen der Einwirkungen auf die Spundwand ohne die Form der Belastungsfigur zu verändern.

Im folgenden Kapitel werden Bemessungsdiagramme für das definierte Regelsystem vorgestellt und die Vorgehensweise bei der Bemessung erläutert und anhand von Vergleichsrechnungen validiert.

5. Dimensionierungsansatz

5.1. Einleitung

In diesem Kapitel wird ein Dimensionierungsansatz für die SIM vorgestellt. Nach der Beschreibung der Anforderungen an den Ansatz, werden die grundlegenden Erkenntnisse aus den Zentrifugen-Modellversuchen und den numerischen Untersuchungen zusammengefasst. Basierend auf den zuvor durchgeführten numerischen Analysen des Regelsystems (siehe 4.7.2) werden Basisdimensionierungsdiagramme und Einflusskurven entwickelt und die Vorgehensweise der Dimensionierung erläutert. Am Ende des Kapitels erfolgt eine Validierung des Dimensionierungsansatzes über Vergleichsrechnungen mit numerischen Simulationen.

5.2. Anforderungen an den Dimensionierungsansatz

Die grundlegenden Anforderungen an den Dimensionierungsansatz sind die Ermittlung der Schnittgrößen zur sicheren Bemessung der Bauteile und die Bestimmung der Gesamtstandsicherheit des belasteten Gründungssystems. Darüber hinaus können aus der jeweiligen Problemstellung weitere Anforderungen entstehen, wie zum Beispiel die Prognose der außerhalb des Gründungssystems wirkenden Spannungen, um die Gefährdung der Nachbarbebauung zu beurteilen. Neben den Spannungen können auch die horizontalen Verformungen für unmittelbar angrenzende Bauwerke, wie zum Beispiel Schienenwege, von Bedeutung sein. Beim Einsatz der SIM als Gründung von beispielsweise Deichbauwerken ist die Prognose der eintretenden Setzungen wichtig. Der Dimensionierungsansatz muss somit neben den Schnittgrößen auch die Spannungszustände und Verformungen prognostizieren.

5.3. Erkenntnisse aus den zuvor durchgeführten Untersuchungen

Die zuvor durchgeführten Analysen auf Basis der Zentrifugen-Modelltechnik und den numerischen Simulationen haben folgende, für die Bemessung relevante, Erkenntnisse ergeben:

- Die Größe der Einwirkungen ist abhängig vom Verhältnis der Dammhöhe zur Dammbasisbreite. Ein Maximum der Einwirkungen ist bei einem Verhältnis Höhe zu Breite von 0,25 zu verzeichnen.
- Das Tragverhalten des Systems wird maßgeblich von den geometrischen Randbedingungen Damngeometrie und Weichschichtmächtigkeit, den Materialparametern Weichboden- und Membrandehnsteifigkeit sowie Wichte des Dammmaterials und dem Konsolidierungsgrad beeinflusst.
- Während der Konsolidierung kommt es zu einer Lastumlagerung innerhalb des Dammkörpers.
- Der horizontale Druck aus der Weichschicht von außen auf das System ist sowohl im undrainierten als auch im drainierten Zustand bei den gewählten Randbedingungen nahezu unabhängig von der Verformung und steigt gegenüber dem Erdruchdruck nur geringfügig an.
- Die größte Momentenbeanspruchung der Spundwand liegt bei undrainierten Verhältnissen vor und nimmt mit fortschreitender Konsolidierung ab.
- Die größte Beanspruchung der Membran liegt bei drainierten Verhältnissen vor. Sie steigt während der Konsolidierung aufgrund der Lastumlagerung und der zunehmenden Setzungen an.
- Die Belastung des über das Gelände hinausreichenden Spundwandabschnittes steigt während der Konsolidierung an.
- Die resultierende Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht wird nicht maßgeblich von der Biegesteifigkeit der Spundwand beeinflusst.
- Die Reduzierung der Weichbodenbelastung durch die Membranwirkung ist aufgrund der Systemabmessungen, beziehungsweise der großen Stützweite in Kombination mit den verfügbaren Membrandehnsteifigkeiten, relativ gering.

- Die Wandverschiebung wird neben der Dammhöhe maßgeblich durch die Membrandehnsteifigkeit bestimmt.
- Die Wandverformung im Bereich zwischen der Einbindung in eine tragfähige Schicht und dem Anschluss der dehnsteifen Membran wird maßgeblich von der Biegesteifigkeit der Wand beeinflusst.

5.4. Herleitung des Dimensionierungsansatzes

5.4.1. Annahmen und Geltungsbereich

Basierend auf den zuvor durchgeführten numerischen Analysen am Regelsystem (siehe 4.7.2) werden im Folgenden Basisdimensionierungsdiagramme und Einflusskurven hergeleitet, welche zur Ermittlung der maximalen Membrankraft sowie der horizontalen Anschlusskraft und der horizontalen Spundwandbelastung im Bereich der Weichschicht und des Überstandes dienen.

Neben der in 4.7.2 getroffenen Definition des Regelsystems werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Dehnsteifigkeit der Membran ist konstant.
- Kriechprozesse der dehnsteifen Membran und des Weichbodens werden nicht berücksichtigt.
- Der Aufbau des Dammkörpers wird ohne Unterbrechungen durchgeführt und die Bauzeit ist im Vergleich zur Konsolidierungszeit gering, so dass für die Berechnung des undrainierten Zustandes der volle Porenwasserüberdruck aus der Dammlast berücksichtigt wird.
- Der Weichboden ist normal konsolidiert und wassergesättigt.
- Der Grundwasserstand liegt an der Geländeoberkante.
- Es gibt eine homogene Weichschicht sowie eine homogene Einbindeschicht.
- Zwischen Zugmembran und Damm, beziehungsweise Weichschicht finden keine Relativbewegungen statt.
- Das System ist mindestens teileingespannt und der Momentenverlauf geht am Fußpunkt der vertikalen Randeinfassung auf Null zurück

- Die Analyse wird für Spundwände durchgeführt, wobei auch andere Verbauwände, wie zum Beispiel überschnittene Bohrpfahlwände oder ähnliches, möglich sind.

Tabelle 5.1 zeigt die Definition des Regelsystems und somit den Geltungsbereich des Dimensionierungsansatzes.

Die Tatsache, dass sich der horizontale Druck innerhalb der Weichschicht von außen auf das System nach einer anfänglichen Erhöhung nicht weiter verformungsbedingt ändert (siehe 4.5.2), ermöglicht die Bemessung des Systems an zwei statischen Ersatzsystemen. Die Bemessung, beziehungsweise die Ermittlung der Bauteilbeanspruchungen, erfolgt getrennt für die Spundwand und die Zugmembran.

Das Teilsystem 1 (Abbildung 5.1) umfasst die Membran zur Ermittlung der maximalen Membrankraft und der horizontalen Anschlusskraft, Teilsystem 2 umfasst die Spundwand mit den Belastungen aus dem Dammkörper, der Weichschicht und dem Einbindebereich sowie die zuvor ermittelte horizontale Anschlusskraft.

Aus den Basisdimensionierungsdiagrammen können die Belastungen beziehungsweise Beanspruchungen der Bauteile für die neun in 4.7.3 analysierten Basissysteme ermittelt werden. Die neun Basissysteme ergeben sich aus Kombinationen der Dammhöhen von 5 m, 10 m und 15 m mit Weichschichtmächtigkeiten von 5 m, 10 m und 15 m. Das Verhältnis aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite für die Ausgangskonfiguration der Systeme beträgt bei den Systemen 0,25. Die Wichte des Dammmaterials beträgt 17 kN/m^3 , die ödometrische Weichbodensteifigkeit 3.000 kN/m^2 und die Membrandehnsteifigkeit 50.000 kN/m .

Zur Ermittlung der maximalen Membrankraft und der horizontalen Anschlusskraft des Teilsystems 1 müssen neben der Ausgangsbeanspruchung in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichbodensteifigkeit vier Anpassungsfaktoren aus Diagrammen abgelesen werden,

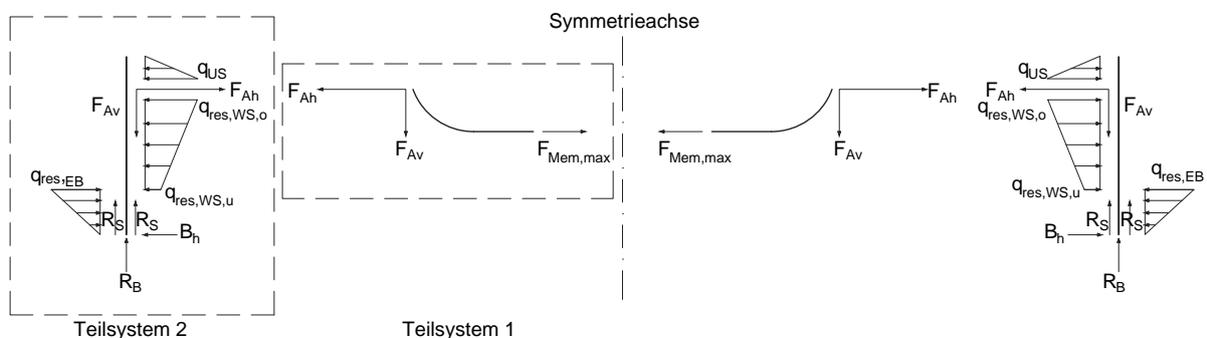


Abbildung 5.1.: Ersatzsysteme zur Ermittlung der Schnittgrößen der Membran (Teilsystem 1) sowie der Einwirkungen auf die vertikalen Wandelemente (Teilsystem 2) zur Dimensionierung der Bauteile

Tabelle 5.1.: Definition des Regelsystems

Parameter	Einheit	Größe
Dammhöhe	[m]	5 bis 15
Böschungsneigung	[°]	32
Weichschichtmächtigkeit	[m]	5 bis 15
Verhältnis Dammhöhe zu -basisbreite	[-]	0,06 bis 0,8
Wichte des Dammmaterials	[kN/m ³]	17 bis 23
Einbindelänge der Spundwand	[m]	50% Weichschichtmächtigkeit
Höhe des Überstands	[m]	3
Weichbodensteifigkeit	[kN/m ²]	500 bis 3000
Membrandehnsteifigkeit	[kN/m]	10.000 bis 50.000
Biegesteifigkeit der Spundwände	[kN/m ² /m]	50.000 bis 170.000

die den Einfluss der oben genannten Systemparameter bei Abweichungen von der Ausgangssituation berücksichtigen.

Zur Ermittlung der resultierenden Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht des Teilsystems 2 werden zunächst die maximale Belastung in Abhängigkeit der Dammhöhe und -wichte sowie ein Formfaktor zur Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse ermittelt. Im Anschluss werden zwei weitere Anpassungsfaktoren zur Berücksichtigung von Abweichungen zur Ausgangskonfiguration bezüglich der Weichbodensteifigkeit und der Membrandehnsteifigkeit aus den Diagrammen abgelesen.

Zur Ermittlung der Belastung des Spundwandüberstandes des Teilsystems 2 wird die Ausgangsbelastung in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit ermittelt und drei Anpassungsfaktoren aus Diagrammen abgelesen, die den Einfluss der Dammwichte, der Weichbodensteifigkeit und der Membrandehnsteifigkeit bei Abweichungen von der Ausgangskonfiguration berücksichtigen.

Die Belastung im Einbindebereich wird analytisch ermittelt.

Zunächst werden die Basisdimensionierungsdiagramme sowie Einflusskurven vorgestellt und im Anschluss die Vorgehensweise zur Ermittlung der Belastung im Einbindebereich.

5.4.2. Basisdimensionierungsdiagramme und Einflusskurven

Die Zentrifugen-Modellversuche und die numerischen Simulationen zeigen, dass sich das Systemverhalten über die Zeit deutlich verändert. Direkt nach der Errichtung des Dammkörpers bestimmen die Porenwasserüberdrücke maßgeblich das Systemverhalten. In der

anschließenden Konsolidierungsphase nimmt die Bedeutung der Lastumlagerung zu. Die Diagramme und Einflusskurven werden daher für undrainierte Zustände direkt nach der Lastaufbringung als auch für drainierte Zustände nach Abschluss der Konsolidierung aufgestellt.

Zunächst werden die Basisdimensionierungsdiagramme zur Ermittlung der Beanspruchungen der Membran beziehungsweise resultierenden Belastungen auf die Spundwände für die neun Basissysteme für ein Verhältnis aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite mit 0,25 aufgestellt. Wie zuvor gezeigt, ergibt sich für dieses Verhältnis die größte Systembeanspruchung. Anschließend werden weitere Einflusskurven entwickelt, mit denen Parameterabweichungen zu den in 5.4 beschriebenen Ausgangssituationen berücksichtigt werden können.

In den Diagrammen stehen die durchgezogenen Linien für die Werte des undrainierten Zustandes und die gestrichelten Linien für die Werte des drainierten Zustandes. Die Werte aus den numerischen Simulationen sind mittels Datenpunkten (Kreis, Rechteck oder Dreieck) markiert. Gefüllte Datenpunkte repräsentieren die Werte vor der Konsolidierung, nicht gefüllte Datenpunkte die Werte nach der Konsolidierung. Zwischen diesen Werten wird ein linearer Verlauf der Abhängigkeiten angenommen. Die Ermittlung von Zwischenwerten bei Kurvenscharen erfolgt über lineare Interpolation.

Der Einfluss der einzelnen Systemparameter, wie Wichte des Dammmaterials, Steifigkeit der Weichschicht in Form des ödometrischen Moduls und Dehnsteifigkeit der Membran werden aus den zuvor durchgeführten numerischen Berechnungen (siehe 4.7.2) ermittelt, bei denen jeweils ein Parameter schrittweise variiert wurde und alle anderen Parameter konstant gehalten wurden. Die Auswirkungen auf das Systemverhalten werden in den Einflusskurven über Anpassungsfaktoren repräsentiert, die jeweils aus den Verhältnissen der Systemantworten bei geändertem Parameter zur Systemantwort der Ausgangssituation erhalten werden.

Diagramme zur Ermittlung der wirkenden Membrankräfte

In den Basisdimensionierungsdiagramme in Abbildung 5.2 sind die horizontalen Anschlusskräfte $F_{0,25,A_h}$ und maximalen Membrankräfte $F_{0,25,Mem}$ für die neun Basissysteme zu sehen.

Es ist zu erkennen, dass die horizontalen Anschlusskräfte für geringe Dammhöhen mit der Konsolidierung zunehmen, während sie bei großen Dammhöhen abnehmen. Bei einer Höhe von 10 m findet nur eine sehr geringe Veränderung statt. Die maximalen Membrankräfte steigen für alle Dammhöhen mit der Konsolidierung an. Aus diesen Basisdimensionierungsdiagramme können die horizontale Anschlusskraft $F_{0,25,A_h}$ sowie die maximale

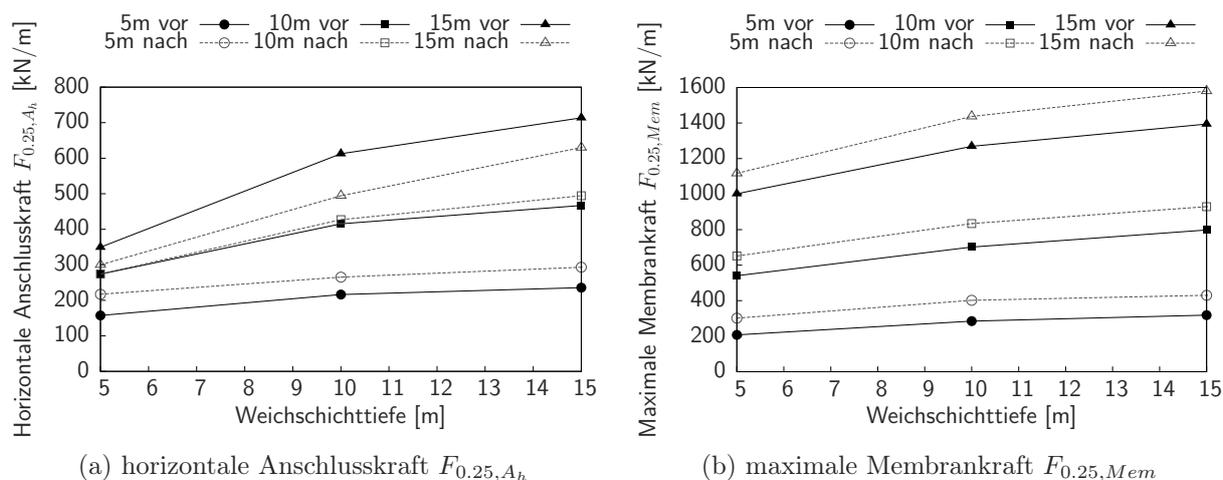


Abbildung 5.2.: Basisdimensionierungsdiagramme zum Verlauf der horizontalen Anschlusskräfte $F_{0,25,A_h}$ und maximalen Membrankräfte $F_{0,25,Mem}$ in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit für ein Verhältnis der Dammhöhe zur Dammbasisbreite von 0,25 vor und nach der Konsolidierung

Membrankraft $F_{0,25,Mem}$ für die geplante Dammhöhe und vorhandene Weichschichtmächtigkeit für ein Verhältnis von Dammhöhe zu -breite von 0,25 abgelesen werden.

Der Einfluss der Dammgeometrie wird unter Verwendung der in Kapitel 4 in den Abbildungen 4.26 und 4.27 gezeigten Diagrammen berücksichtigt. Hierzu werden diese Diagramme mit einer Einhüllenden versehen, die den oberen Grenzwert wiedergibt (Abbildung 5.3). Der Anpassungsfaktor $A_{geo,i}$ bezüglich des Verhältnisses aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite ist aus diesen Diagrammen abzulesen. Die jeweiligen Diagramme sind gültig für den Zustand vor und nach der Konsolidierung, da sich hier nur geringfügige Änderungen ergeben.

Der Anpassungsfaktor $A_{\gamma,i}$ bezüglich des Einflusses der Wichte des Dammmaterials ist in Abbildung 5.4 zu sehen. Bezüglich der Änderung der horizontalen Anschlusskraft ist eine Abhängigkeit von der Dammhöhe zu erkennen. Die Änderung der maximalen Membrankraft weist nur eine geringe Abhängigkeit von der Dammhöhe auf. Für die Dammhöhen 10 m und 15 m ist keine Änderung mehr zu erkennen.

Der Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},i}$ bezüglich des Einflusses der Weichbodensteifigkeit ist in Abbildung 5.5 wiedergegeben. Allgemein ist zu erkennen, dass je geringer die Weichbodensteifigkeit ist, desto größer werden die Membrankräfte. Vor der Konsolidierung ist die Änderung der horizontalen Anschlusskraft unabhängig von der Dammhöhe. Nach der Konsolidierung ist die Änderung der horizontalen Anschlusskraft abhängig von der Dammhöhe. Je höher der Damm ist, desto größer ist der Einfluss der Weichbodensteifigkeit. Die

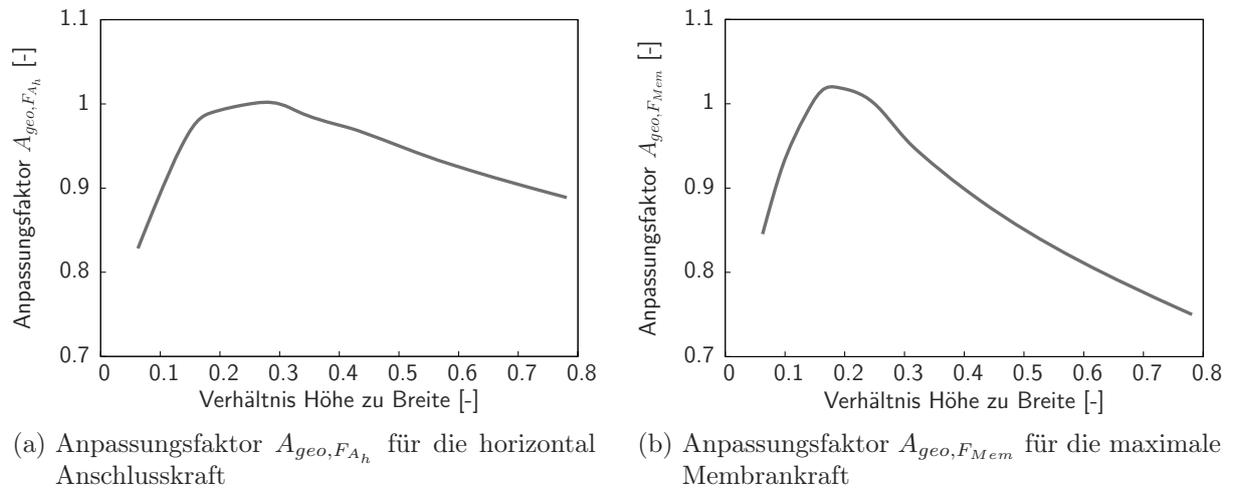


Abbildung 5.3.: Anpassungsfaktor $A_{geo,i}$ zur Berücksichtigung des geometrischen Verhältnisses aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite für die Zustände vor und nach der Konsolidierung

Größe der Änderung nimmt mit steigender Dammhöhe zu. Bei der Änderung der maximalen Membrankraft hingegen nimmt der Einfluss sowohl vor als auch nach Konsolidierung mit steigender Dammhöhe deutlich ab.

Der Anpassungsfaktor $A_{J,i}$ bezüglich des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit ist in Abbildung 5.6 wiedergegeben. Allgemein gilt hier, dass desto niedriger die Membrandehnsteifigkeit ist, desto niedriger die Membrankräfte. Es ist zu erkennen, dass je höher

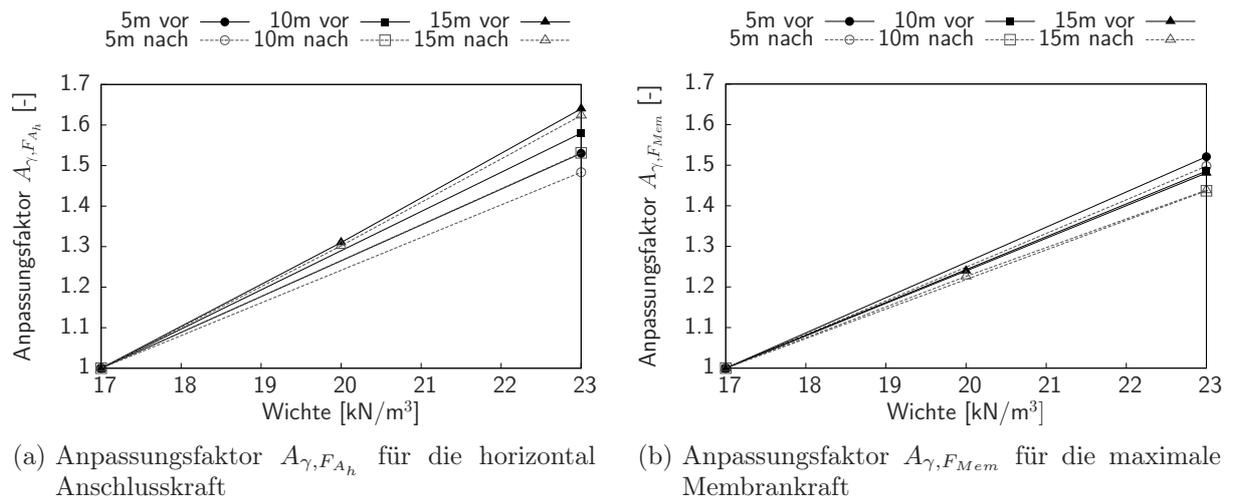


Abbildung 5.4.: Anpassungsfaktor $A_{\gamma,i}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Wichte auf die Anschluss- und maximalen Membrankräfte vor und nach Konsolidierung

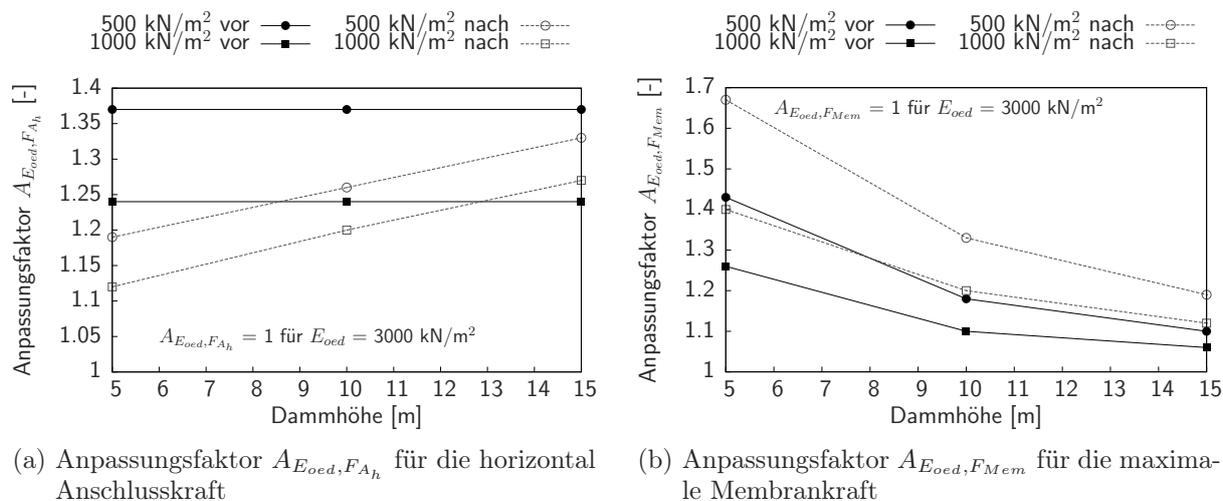


Abbildung 5.5.: Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},i}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit E_{oed} auf die Anschluss- und maximalen Membrankräfte vor und nach Konsolidierung

der Damm ist, desto größer ist die Abweichung von der Basiskonfiguration des Systems. Dies ist nach der Konsolidierung nochmal stärker ausgeprägt als vor der Konsolidierung.

Die wirkende Vertikalkraft am Anschlusspunkt kann unter Verwendung von Diagramm 5.7 für den Zeitpunkt nach der Konsolidierung ermittelt werden. Dargestellt ist das Verhältnis aus vertikaler zu horizontaler Anschlusskraft über die Weichbodensteifigkeit in Abhängigkeit der Dammhöhe. Bei bekannter horizontaler Anschlusskraft kann die vertikale Anschlusskraft durch Multiplikation mit dem Verhältniswert bestimmt werden.

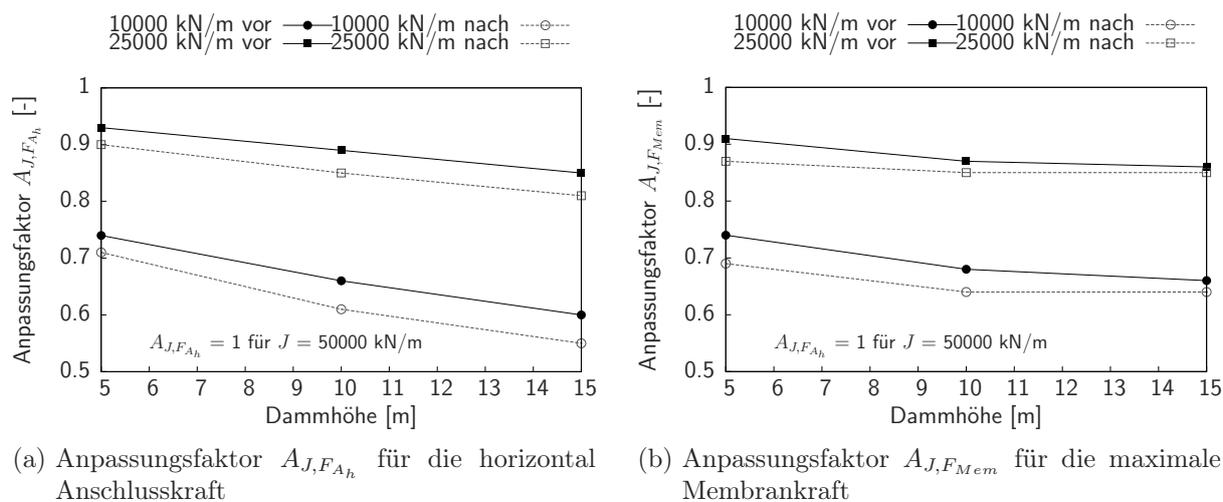


Abbildung 5.6.: Anpassungsfaktor $A_{J,i}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit J auf die Anschluss- und maximalen Membrankräfte vor und nach der Konsolidierung

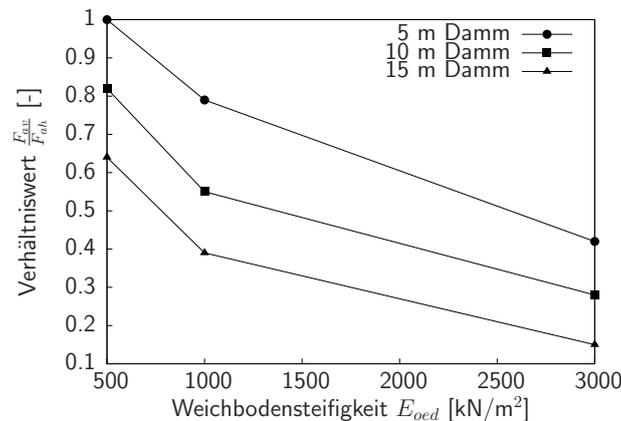


Abbildung 5.7.: Relation der vertikalen zur horizontalen Anschlusskraft in Abhängigkeit der Dammhöhe über die Weichbodensteifigkeit (Verhältniswert $\frac{F_{A_h}}{F_{A_v}}$)

Diagramme zur Ermittlung der resultierenden horizontalen Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht

Zur besseren Handhabung der Ermittlung der Bemessungseingangsgrößen wird eine Zerlegung der resultierenden horizontalen Belastung in Erd- beziehungsweise Wasserdruck von außen und innen nicht vorgenommen. Dies bedeutet, dass nicht zwischen Einwirkung und Widerstand unterschieden, sondern die resultierende Belastung ermittelt wird.

Die Ermittlung der Basisdimensionierungsdiagramme und Einflusskurven für die resultierende horizontale Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht erfolgt nach einem ähnlichem Schema wie zuvor. Wiederum ausgehend von den neun Basissystemen mit der Ausgangskonfiguration (siehe 5.4), werden die Größe und Form der resultierenden Belastung ermittelt.

Der maximale Wert der resultierenden horizontalen Belastung innerhalb der Weichschicht ist stets im oberen Bereich der Spundwand nahe der Geländeoberkante. Dabei ist dieser Wert bei gleicher Dammhöhe unabhängig von der Weichschichtmächtigkeit. Der anschließende Verlauf über die Tiefe unterscheidet sich geringfügig. Zur Vereinfachung der Belastungsfigur wird eine Linie gezogen, die sämtliche Belastungsfiguren für die entsprechende Dammhöhe abdeckt und den Einfluss der Weichbodenmächtigkeit eliminiert. Dies ist exemplarisch für eine Dammhöhe von 5 m und Weichschichtmächtigkeiten von 5 m, 10 m und 15 m in Abbildung 5.8 dargestellt.

Dies wurde auf alle drei Dammhöhen angewendet und jeweils der Maximalwert der resultierenden horizontalen Belastung innerhalb der Weichschicht $q_{res,WS}$ sowie deren Abnahme $i_{q_{0.25,res,WS}}$ über die Tiefe ermittelt. In Abbildung 5.9 können die maximalen Werte der resultierenden horizontalen Belastung $q_{res,WS}$ sowie die Abnahme der Belastung pro

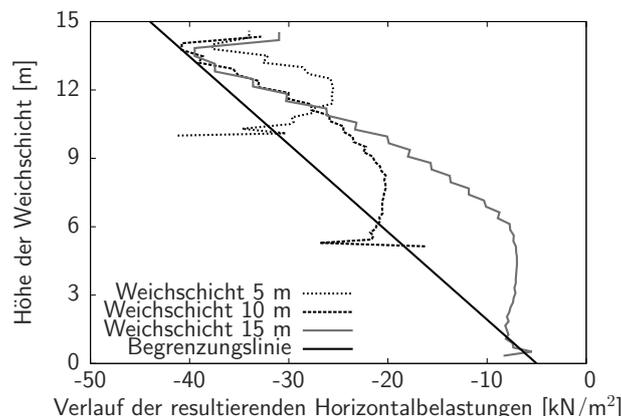
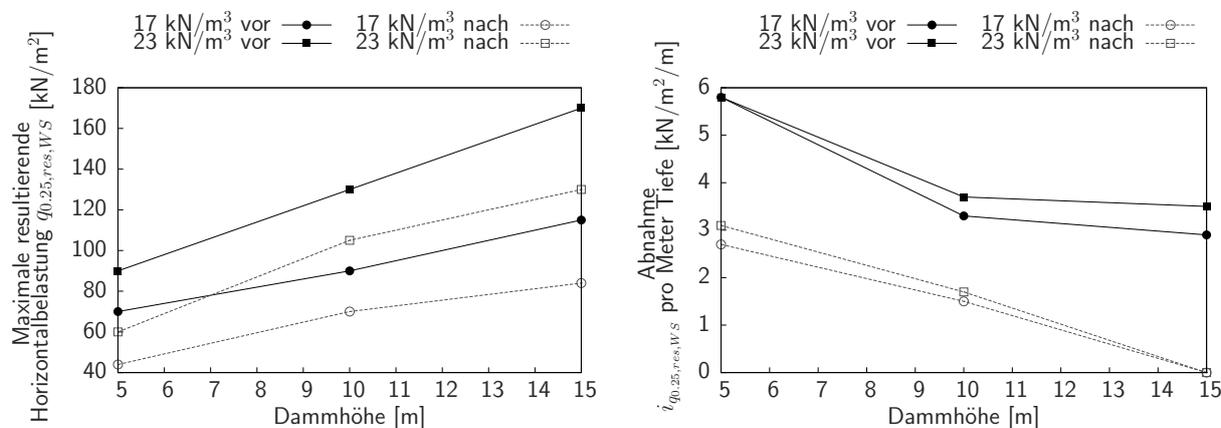


Abbildung 5.8.: Vergleich der resultierenden Horizontalbelastungen auf die Spundwand bei konstanter Dammhöhe von 5 m und unterschiedlichen Weichschichtmächtigkeiten vor der Konsolidierung

Meter Tiefe $i_{q_{res,WS}}$ vor und nach der Konsolidierung abgelesen werden. Bei bekannter Mächtigkeit der Weichschicht kann anschließend der Verlauf über die Höhe errechnet werden (Abbildung 5.10). Die resultierende horizontale Belastung ist für die Wichte von 17 kN/m^3 und 23 kN/m^3 in Abhängigkeit der Dammhöhe eingetragen.



(a) Maximalwert der resultierenden Horizontalbelastung $q_{0.25,res,WS}$ innerhalb der Weichschicht in Abhängigkeit der Wichte über die Dammhöhe

(b) Abnahme $i_{q_{0.25,res,WS}}$ der resultierenden Horizontalbelastung $q_{0.25,res,WS}$ pro Meter Tiefe in Abhängigkeit der Wichte über die Dammhöhe

Abbildung 5.9.: Basisdimensionierungsdiagramme zur Ermittlung der resultierenden horizontalen Belastung $q_{0.25,res,WS}$ auf die Spundwand innerhalb der Weichschicht in Abhängigkeit der Wichte und der Dammhöhe für ein Verhältnis der Dammhöhe zur Dammbasisbreite von 0,25 vor und nach der Konsolidierung sowie zur Ermittlung der Abnahme $i_{q_{0.25,res,WS}}$ von $q_{0.25,res,WS}$ pro Meter Tiefe

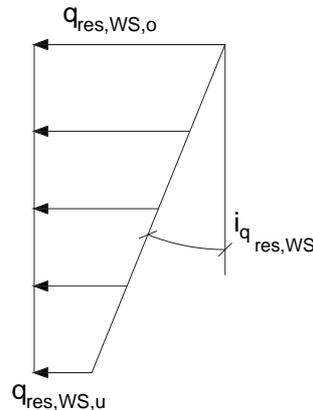


Abbildung 5.10.: Verlauf der resultierenden Belastung auf die Wand über die Tiefe

Der Einfluss der Dammbasisbreite ist nicht so stark ausgeprägt, wie zuvor bei den Membrankräften. Für kleine Verhältnisse der Dammhöhe zur Dammbasisbreite ergibt sich keine Reduzierung. Ab einem Verhältnis von 0,25 und größer ist eine Abnahme der resultierenden horizontalen Belastung zu verzeichnen. Abbildung 5.11 zeigt die idealisierte Einhüllende, aus welcher der Anpassungsfaktor $A_{geo,q_{res,WS}}$ ermittelt werden kann.

Der Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},q_{res,WS}}$ bezüglich des Einflusses der Weichbodensteifigkeit vor der Konsolidierung ist in Abbildung 5.12 wiedergegeben. Vor der Konsolidierung hat die Weichbodensteifigkeit einen deutlichen Einfluss auf die Änderung der resultierenden Belastung in Abhängigkeit der Dammhöhe und der Weichbodenmächtigkeit. Für den auskonsolidierten Zustand ändert sich die resultierende Belastung in Bezug auf die Weichbodensteifigkeit nicht.

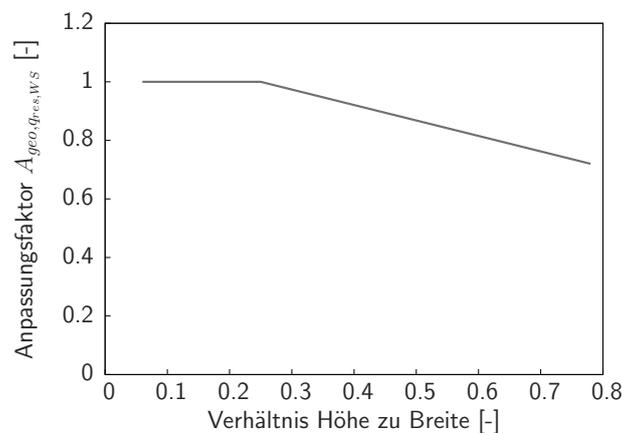


Abbildung 5.11.: Einhüllende der geometrischen Einflüsse auf die resultierende Horizontalbelastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht $q_{res,WS}$ zur Ermittlung des Anpassungsfaktors $A_{geo,q_{res,WS}}$

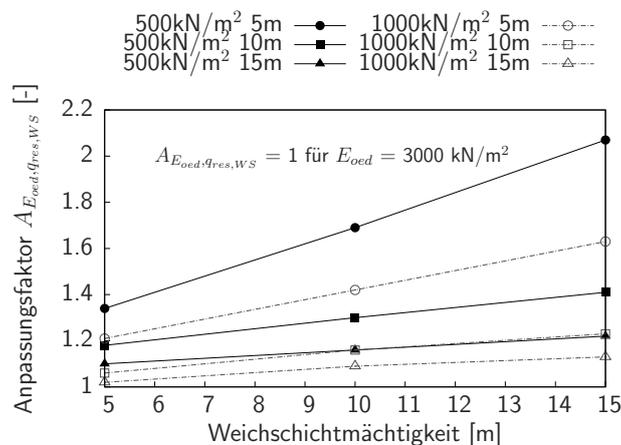


Abbildung 5.12.: Anpassungsfaktor $A_{E_{oed}, q_{res, WS}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit E_{oed} auf die resultierende Horizontalbelastung $q_{res, WS}$ vor der Konsolidierung

Der Anpassungsfaktor $A_{J, q_{res, WS}}$ bezüglich des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit vor und nach der Konsolidierung ist in Abbildung 5.13 abzulesen. Der Einfluss der Membrandehnsteifigkeit auf die resultierende Horizontalbelastung ist unabhängig von der Weichbodenmächtigkeit und Dammhöhe.

Diagramme zur Ermittlung der resultierenden horizontalen Belastung des Spundwandüberstandes

Als letzte Eingangsgröße für die Bemessung muss die Belastung des Spundwandüberstandes ermittelt werden. Die Belastungsfigur des Überstandes nimmt vor der Konsolidierung für Dammhöhen bis 10 m linear zu, ab 10 m nähert sich die Belastungsfigur einer rechte-

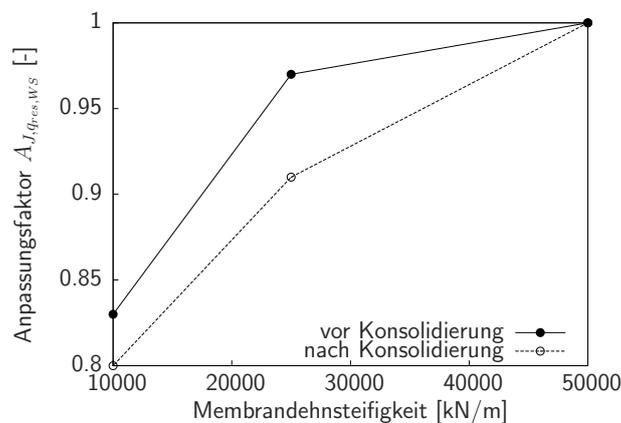


Abbildung 5.13.: Anpassungsfaktor $A_{J, q_{res, WS}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit J auf die resultierende horizontale Belastung $q_{res, WS}$ vor und nach der Konsolidierung

ckigen Form. Zur Vereinfachung der Belastungsermittlung wird über Vergleichsberechnungen die annähernd rechteckige Belastung des Spundwandüberstandes in äquivalente linear ansteigende Belastungen umgerechnet. Dabei wird beachtet, dass die Momentenbeanspruchungen der Spundwand innerhalb der Weichschicht annähernd deckungsgleich in Form und Größe verlaufen. Dies führt zu Abweichungen bei der Berechnung der Momentenbeanspruchung des Überstandes. Da die Momentenbeanspruchung des Überstandes jedoch nicht maßgebend für die Wahl des Spundwandprofils ist, und um die Ermittlung der Belastung des Überstandes möglichst nachvollziehbar und einfach zu gestalten, werden diese Abweichungen akzeptiert.

In Abbildung 5.14 sind die Maximalwerte der horizontalen Belastung des Überstandes q_{US} für eine linear zunehmende Belastung in Abhängigkeit der Dammhöhe und der Weichschichtmächtigkeit wiedergegeben. Nach Abschluss der Konsolidierung ergibt sich für alle untersuchten Geometrien die gleiche linear zunehmende Belastung mit einem Maximalwert von 70 kN/m^2 .

Der Einfluss der Geometrie ist bezüglich der resultierenden Belastung vernachlässigbar und wird nicht berücksichtigt. Somit findet keine Reduzierung aufgrund der geometrischen Abmessungen statt.

Der Anpassungsfaktor $A_{\gamma, q_{US}}$ bezüglich des Einflusses der Dammwichte auf die Belastung des Überstandes ist vor der Konsolidierung größer als nach der Konsolidierung (Abbildung 5.15).

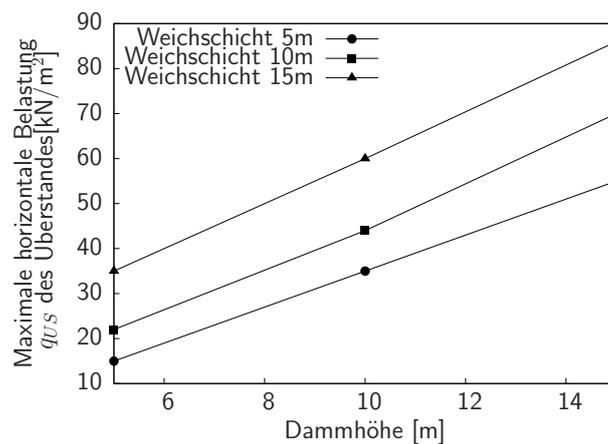


Abbildung 5.14.: Maximale Belastung q_{US} des Überstandes in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit vor der Konsolidierung (vergleich Abbildung 5.1)

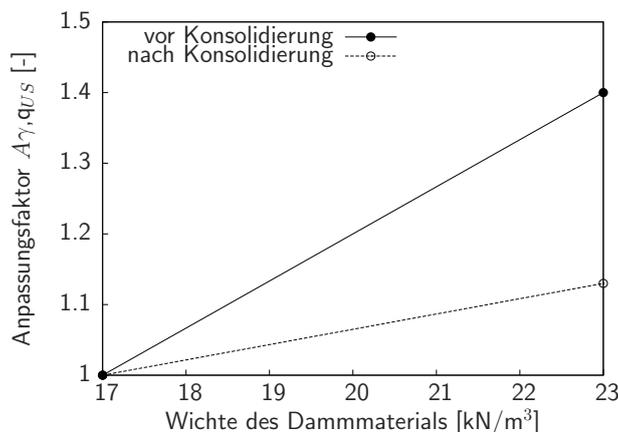


Abbildung 5.15.: Anpassungsfaktor $A_{\gamma, q_{US}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Wichte des Dammmaterials auf die horizontale Belastung q_{US} vor und nach der Konsolidierung

Der Anpassungsfaktor $A_{E_{oed}, q_{US}}$ bezüglich des Einflusses der Weichbodensteifigkeit ist Abbildung 5.16 zu entnehmen. Mit abnehmender Weichbodensteifigkeit nimmt die Belastung des Überstandes zu.

Der Anpassungsfaktor $A_{J, q_{US}}$ bezüglich des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit ist in Abbildung 5.17 wiedergegeben und vor und nach der Konsolidierung gleich.

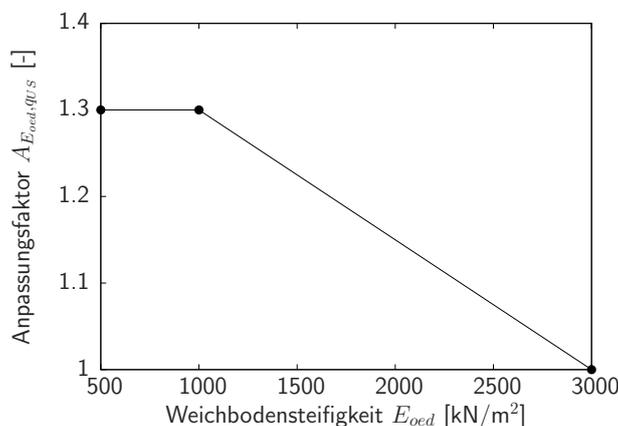


Abbildung 5.16.: Anpassungsfaktor $A_{E_{oed}, q_{US}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit E_{oed} auf die horizontale Belastung q_{US} vor und nach Konsolidierung (unabhängig von Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit)

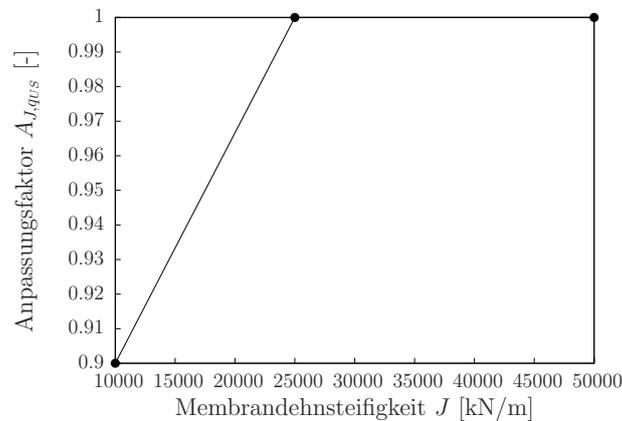


Abbildung 5.17.: Anpassungsfaktor $A_{J,q_{US}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit J auf die horizontale Belastung des Überstandes q_{US} vor und nach der Konsolidierung

5.4.3. Ermittlung der Wandbelastung und des Erdwiderstandes im Einbindebereich

Die resultierende Belastung $q_{res,EB}$ wird mittels Momentengleichgewicht so bestimmt, dass der Momentenverlauf am Fußpunkt der Spundwand zu null wird (Summe der Momente um den Fußpunkt der Spundwand = 0). Die Verteilung der resultierenden Belastung $q_{res,EB}$ wird dabei gemäß der Auswertung der numerischen Berechnungen linear über die Tiefe abnehmend angesetzt (Abbildung 5.1). Die Berechnung erfolgt unter der Annahme, dass der Wandreibungswinkel $\delta_0 = 0$ beträgt. Die horizontale Auflagerkraft B_h ergibt sich im Anschluss aus dem Nachweis des horizontalem Gleichgewichts.

Da sich die resultierende Belastung $q_{res,EB}$ aus der Differenz der Drücke von außen und innen ergibt, wird zur Nachweisführung des ausreichenden Erdwiderstands konservativ angenommen, dass auf der Innenseite der Erdrückdruck wirkt (Abbildung 5.18). Dieser wird der resultierende Belastung $q_{res,EB}$ hinzuaddiert und dem Erdwiderstand gegenübergestellt.

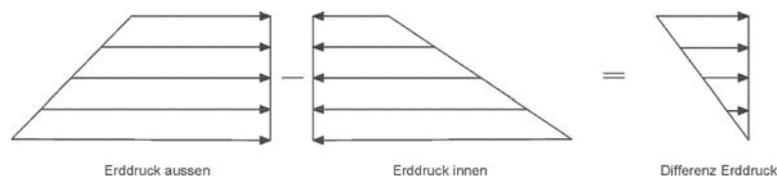


Abbildung 5.18.: Wirkende Erddrücke außer- und innerhalb des Gründungssystems im Einbindebereich und deren resultierende Differenz

5.5. Vorgehensweise bei der Dimensionierung

Wie zuvor beschrieben, ist die Bemessung für den undrainierten und den drainierten Zustand zu führen.

Zu Beginn eines Projektes sind im Allgemeinen die Abmessungen der Halde, beziehungsweise des Dammbauwerks sowie des Weichbodens bekannt, ebenso die Materialkennwerte des Schüttmaterials und des Gründungsbodens. Somit verbleiben als einzige Unbekannte der Berechnung die Biegesteifigkeit der Spundwand sowie die Dehnsteifigkeit beziehungsweise Zugfestigkeit der Membran.

Da die Biegesteifigkeit der Spundwand keinen relevanten Einfluss auf die resultierende Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht oder auf die Gesamtverschiebung der Wand besitzt, reduziert sich die Anzahl der Unbekannten auf die Dehnsteifigkeit beziehungsweise Zugfestigkeit der Membran.

Da weiterhin bekannt ist, dass die größte Zugfestigkeit nicht am Anschluss, sondern in Richtung Dammmitte benötigt wird, sollte zunächst die maximale Beanspruchung der Membran ermittelt werden. Daraus kann anschließend die minimal notwendige Dehnsteifigkeit der Membran abgeleitet werden. Mit der nun bekannten minimalen Membrandehnsteifigkeit können die weiteren Anpassungsfaktoren für die Ermittlung der horizontalen Anschlusskraft ermittelt werden. Handelt es sich um eine Problemstellung, bei der auch die horizontalen Verformungen zu kontrollieren sind, können die horizontalen Verformungen am Anschlusspunkt mit Kenntnis der horizontalen Anschlusskräfte vor und nach der Konsolidierung ermittelt werden und die Membrandehnsteifigkeit bei Bedarf angepasst werden. Ist die benötigte Membrandehnsteifigkeit zur Erfüllung der Verformungsanforderungen bekannt, können die weiteren Eingangsparameter für die Bemessung ermittelt und die Bemessung durchgeführt werden.

5.5.1. Ermittlung der Bemessungsgrößen

Im Folgenden wird die Ermittlung der Bemessungsgrößen unter Verwendung der Diagramme erläutert.

Ermittlung der Membrankräfte

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der horizontalen Anschluss- und der maximalen Membrankraft ist identisch. Dazu müssen aus den jeweiligen Diagrammen für den Zustand vor

oder nach der Konsolidierung die Beanspruchungen für die Ausgangssituation sowie die Anpassungsfaktoren abgelesen werden.

Vorgehensweise:

1. Ablesen der gesuchten Membrankraft $F_{0,25,i}$ in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichbodenmächtigkeit für ein Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite von 0,25 (Abbildung 5.2)
2. Ermittlung des tatsächlichen Verhältnisses von Dammhöhe zu Dammbasisbreite und Ablesen des Anpassungsfaktors für die tatsächlichen geometrischen Verhältnisse $A_{geo,i}$ (Abbildung 5.3)
3. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Wichte des Dammmaterials $A_{\gamma,i}$, falls diese größer als 17 kN/m^3 ist (Abbildung 5.4)
4. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Weichbodensteifigkeit $A_{E_{oed,i}}$, falls diese kleiner als $E_{oed} = 3.000 \text{ kN/m}^2$ ist (Abbildung 5.5)
5. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Dehnsteifigkeit der Membran $A_{J,i}$, falls diese kleiner als 50.000 kN/m ist (Abbildung 5.6)

Die tatsächlichen Membrankräfte beziehungsweise horizontalen Anschlusskräfte ergeben sich dann zu

$$F_i = F_{0,25,i} \cdot A_{geo,i} \cdot A_{\gamma,i} \cdot A_{E_{oed,i}} \cdot A_{J,i} \quad (5.1)$$

mit i

A_h für horizontale Anschlusskraft

Mem für maximale Membrankraft

Ermittlung der Spundwandbelastungen

Die Ermittlung der Spundwandbelastungen erfolgt ähnlich.

Vorgehensweise zur Ermittlung der Spundwandbelastung innerhalb der Weichschicht:

1. Ablesen des Maximalwertes der Spundwandbelastung $q_{0,25,res,WS}$ in Abhängigkeit der Dammhöhe und Wichte für ein Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite von 0,25 (Abbildung 5.9a)

2. Ablesen der Spannungsabnahme pro Meter $i_{q_{0.25,res,WS}}$ der Belastung in Abhängigkeit der Dammhöhe und der Wichte (Abbildung 5.9b)
3. Ermittlung des tatsächlichen Verhältnisses von Dammhöhe zu Dammbasisbreite und Ablesen des Anpassungsfaktors für die tatsächlichen geometrischen Verhältnisse $A_{geo,q_{res,WS}}$ (Abbildung 5.11)
4. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Weichbodensteifigkeit $A_{E_{oed},q_{res,WS}}$, falls diese kleiner als $E_{oed} = 3.000 \text{ kN/m}^2$ ist (Abbildung 5.12) (für den auskonsolidierten Zustand beträgt $A_{E_{oed},q_{res,WS}} = 1$)
5. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Dehnsteifigkeit der Membran $A_{J,q_{res,WS}}$, falls diese kleiner als 50.000 kN/m ist (Abbildung 5.13)

Die Belastung der Spundwand ergibt sich somit zu

$$q_{res,WS,final}(x) = (q_{0.25,res,WS} - x \cdot i_{q_{0.25,res,WS}}) \cdot A_{geo,q_{res,WS}} \cdot A_{E_{oed},q_{res,WS}} \cdot A_{J,q_{res,WS}} \quad (5.2)$$

mit

x = Tiefe in [m] ab Geländeoberkante, beziehungsweise Anschlusspunkt der Membran

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Belastung des Spundwandüberstandes ist wie folgt:

1. Ablesen des Maximalwertes der Belastung der Überstandes q_{US} in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit (Abbildung 5.14)
2. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Wichte des Dammmaterials $A_{\gamma,q_{US}}$, falls diese größer als 17 kN/m^3 ist (Abbildung 5.15)
3. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Weichbodensteifigkeit $A_{E_{oed},q_{US}}$, falls diese kleiner als $E_{oed} = 3.000 \text{ kN/m}^2$ ist (Abbildung 5.16)
4. Ablesen des Anpassungsfaktors für die Dehnsteifigkeit der Membran $A_{J,q_{US}}$, falls diese kleiner als 50.000 kN/m ist (Abbildung 5.17)

Die Belastung des Spundwandüberstandes ergibt sich somit zu

$$q_{US,final} = q_{US} \cdot A_{\gamma,q_{US}} \cdot A_{E_{oed},q_{US}} \cdot A_{J,q_{US}} \quad (5.3)$$

5.5.2. Ermittlung der Verformungen und Setzungen

Die horizontale Wandverformung auf Höhe des Membrananschlusses vor und nach der Konsolidierung kann mit Formel 5.4 unter Annahme der in Abbildung 5.19 dargestellten Verteilung der Zugkraft in der Membran abgeschätzt werden. Hierbei wird vereinfachend angenommen, dass die maximale Membrankraft in der Mitte der Dammbasisbreite auftritt, was nicht für alle Fälle gegeben ist, sowie dass zwischen Dammkörper und Membran keine Relativbewegungen stattfinden und somit keine Reibung.

$$u_{x,j,Anschluss} = \frac{(F_{A,h,j} + \frac{F_{mem,j} - F_{A,h,j}}{2}) \cdot \frac{B}{2}}{J} \quad (5.4)$$

mit

$u_{x,j,Anschluss}$ für horizontal Verformung der Wand am Membrananschluss vor oder nach Konsolidierung

j für vor oder nach Konsolidierung

$F_{A,h,j}$ für horizontal Anschlusskraft vor oder nach Konsolidierung

$F_{mem,j}$ für maximale Membrankraft vor oder nach Konsolidierung

B [m] für Dammbasisbreite

J [kN/m] für Membrandehnsteifigkeit

Die Setzungen werden nur für den auskonsolidierten Endzustand betrachtet. Die maximale Setzung s_{max} des Dammes lässt sich ermitteln, indem zunächst die Setzung s , welche aus der durchschnittlichen Höhe (Berücksichtigung der Gewölbebildung) multipliziert mit der Dammwichte resultiert, ermittelt wird.

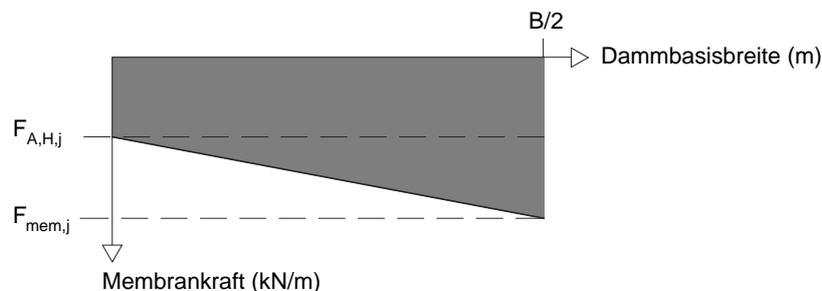


Abbildung 5.19.: Angenommene Verteilung der Zugkraft in der Membran zur Ermittlung der Verschiebungen am Anschlusspunkt an die Wand

$$s = \frac{p^*}{E_{oed}} \cdot WS \quad (5.5)$$

mit

p^* für Ersatzlast bei konstanter Höhe (siehe Gleichung 3.3)

E_{oed} für ödometrische Weichbodensteifigkeit

WS für Weichschichtmächtigkeit

Die maximale Setzung ergibt sich unter Anwendung von Anpassungsfaktoren zur Berücksichtigung der Einflüsse der Wichte (Abbildung 5.20), der ödometrischen Weichbodensteifigkeit (Abbildung 5.21) sowie der Membrandehnsteifigkeit (Abbildung 5.22). Es wird dabei deutlich, dass die Setzungen teilweise deutlich größer sind, als aus der typischen Formel für unendlich ausgedehnte Lasten folgt. Dies hat zwei Ursachen: zum einen findet eine Spannungskonzentration der Dammlast zwischen den Spundwänden statt, was zu höheren Setzungen führt (Ochiai et al. 1991c) und zum anderen entstehen entlang der Spundwände Gleitzonen, da hier die natürliche Scherfestigkeit des Bodens durch das Einbringen beziehungsweise durch die Anwesenheit der Spundwände geschwächt wird (Bolton 1979).

Der Berechnungsansatz ermöglicht die Ermittlung der totalen zu erwartenden Setzungen und horizontalen Verformungen. Der zeitliche Verlauf unterscheidet sich dabei kaum vom zeitlichen Setzungsverlauf des Dammkörpers ohne Gründungssystem, so dass dieser näherungsweise zur Abschätzung herangezogen werden kann. Ist aufgrund der vorgesehenen Nutzung des Bauwerkes eine Beschleunigung der Setzungen erforderlich, so können Vertikaldrainagen unterhalb der Dammaufstandsfläche verwendet werden. Darüber hinaus hat Ellis (1996) festgestellt, dass die Verwendung von Vertikaldrainagen aufgrund der beschleunigten Konsolidierung bereits während der Lastaufbringung zu reduzierten horizontalen Verformungen im Weichboden führt.

Die maximale Setzung ergibt sich somit aus

$$s_{max} = s \cdot A_{\gamma,Set} \cdot A_{E_{oed},Set} \cdot A_{J,Set} \quad (5.6)$$

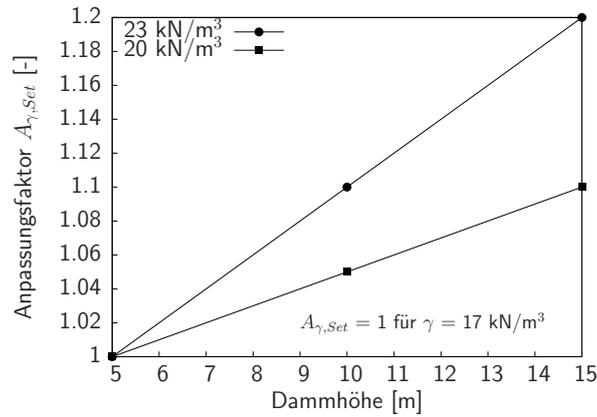


Abbildung 5.20.: Anpassungsfaktor $A_{\gamma,Set}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Dammwichte auf die Setzungen nach der Konsolidierung

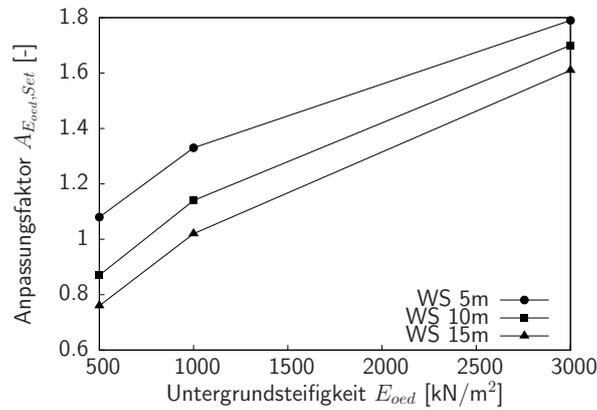


Abbildung 5.21.: Anpassungsfaktor $A_{E_{oed},Set}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Weichbodensteifigkeit auf die Setzungen nach der Konsolidierung

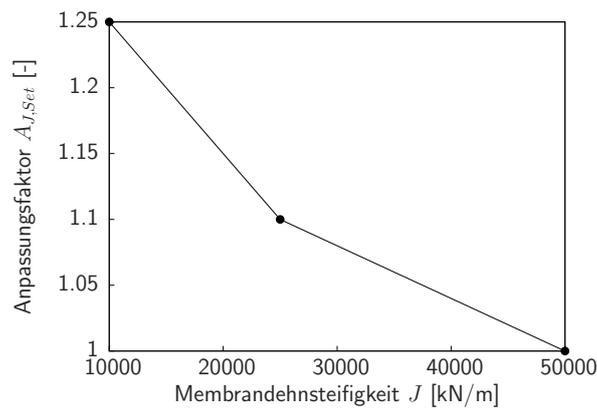


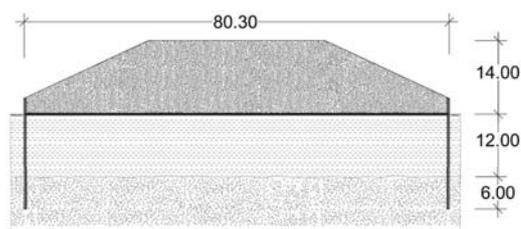
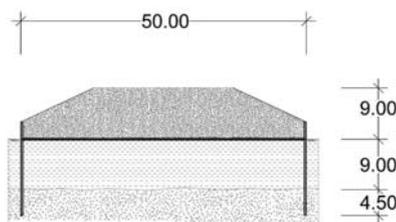
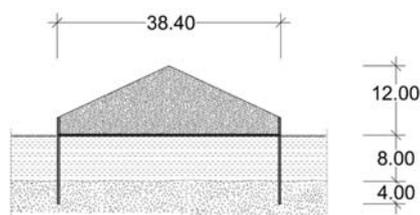
Abbildung 5.22.: Anpassungsfaktor $A_{J,Set}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Membrandehnsteifigkeit auf die Setzungen nach der Konsolidierung

5.6. Vergleichsberechnungen

Zur Validierung des Bemessungsansatzes werden drei Vergleichsberechnungen numerisch und analytisch durchgeführt und einander gegenübergestellt. Die in den Vergleichsberechnungen angesetzten Parameter sind in Tabelle 5.2 aufgelistet.

Tabelle 5.2.: Auflistung der Parameter der Vergleichsberechnungen

Vergleichsberechnung 1		
Weichschichtmächtigkeit	[m]	8
Dammhöhe	[m]	12
Dammbasisbreite	[m]	38,4
Verhältnis Höhe zu Breite	[-]	0,31
E_{oed}	[kN/m ²]	750
Membrandehnsteifigkeit	[kN/m]	30000
Wichte	[kN/m ³]	18
Vergleichsberechnung 2		
Weichschichtmächtigkeit	[m]	9
Dammhöhe	[m]	9
Dammbasisbreite	[m]	50
Verhältnis Höhe zu Breite	[-]	0,18
E_{oed}	[kN/m ²]	2500
Membrandehnsteifigkeit	[kN/m]	20000
Wichte	[kN/m ³]	22
Vergleichsberechnung 3		
Weichschichtmächtigkeit	[m]	12
Dammhöhe	[m]	14
Dammbasisbreite	[m]	80,3
Verhältnis Höhe zu Breite	[-]	0,17
E_{oed}	[kN/m ²]	1750
Membrandehnsteifigkeit	[kN/m]	40000
Wichte	[kN/m ³]	21



Bei der Auswahl der Parameter für die Vergleichsberechnungen wurde darauf geachtet, dass sich die Systeme von den zuvor untersuchten Basissystemen deutlich unterscheiden und die Parameter gut innerhalb der definierten Grenzen des Regelsystems (Tabelle 5.1) verteilt sind. Die erste Vergleichsrechnung ist eine Schüttung ohne Kronenbreite, die beiden weiteren Vergleichsrechnungen haben Kronenbreiten von 21,2 m (beispielsweise

eine vierspurige Autobahn) und 35,5 m (beispielsweise eine sechsspurige Autobahn). Die Böschungsneigung beträgt bei allen drei Systemen 32°.

5.6.1. Vergleich der ermittelten Membrankräfte

In nachfolgender Tabelle 5.3 sind die ermittelten Kräfte und Anpassungsfaktoren den Kräften der numerischen Simulationen gegenübergestellt.

Tabelle 5.3.: Vergleich der ermittelten Membrankräfte aus den Einflussdiagrammen und den numerischen Simulationen

Berechnung	$F_{0.25}$ [kN/m]	A_{geo} [-]	A_{γ} [-]	$A_{E_{oed}}$ [-]	A_J [-]	$F_{Diagramme}$ [kN/m]	$F_{Numerik}$ [kN/m]	Abweichung
Horizontale Anschlusskräfte vor Konsolidierung								
Berechnung 1	400	0,98	1,09	1,31	0,92	515	436	18%
Berechnung 2	365	0,99	1,47	1,06	0,80	450	416	8%
Berechnung 3	650	0,99	1,40	1,12	0,94	949	918	3%
Horizontale Anschlusskräfte nach Konsolidierung								
Berechnung 1	390	0,98	1,09	1,26	0,92	483	479	1%
Berechnung 2	365	0,99	1,43	1,05	0,77	418	389	7%
Berechnung 3	520	0,99	1,38	1,14	0,90	729	714	2%
Maximalkraft vor Konsolidierung								
Berechnung 1	800	0,90	1,09	1,12	0,89	782	708	10%
Berechnung 2	595	1,01	1,40	1,05	0,80	707	690	3%
Berechnung 3	1250	1,00	1,32	1,05	0,92	1594	1537	4%
Maximalkraft nach Konsolidierung								
Berechnung 1	900	0,90	1,09	1,20	0,86	911	870	5%
Berechnung 2	720	1,01	1,40	1,07	0,78	850	850	0%
Berechnung 3	1500	1,00	1,30	1,07	0,91	1899	1891	0%

Die Abweichungen in % werden wie folgt ermittelt:

$$Abweichung = \frac{F_{Diagramme} - F_{Numerik}}{F_{Numerik}} \quad (5.7)$$

mit

- $F_{Diagramme}$ für ermittelte Kraft unter Verwendung der Einflussdiagramme

- $F_{Numerik}$ für numerisch berechnete Kraft

Die Vergleichsrechnungen bezüglich der Membrankräfte zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus den Einflussdiagrammen mit den Ergebnissen aus den numerischen Berechnungen. Größere Abweichungen von bis zu 18% sind bei der Halde zu verzeichnen, bei den Schüttkörpern mit Kronenbreite liegen die Abweichungen bei maximal 7%. Unter Berücksichtigung der getroffenen Vereinfachungen bei den Einflussdiagrammen und dem komplexen interaktiven Systemverhalten sind die analytisch ermittelten Ergebnisse in guter Übereinstimmung mit den numerischen Ergebnissen.

5.6.2. Vergleich der resultierenden Spundwandbelastung innerhalb der Weichschicht

In nachfolgender Tabelle 5.4 sind die ermittelten resultierenden Belastungen der Spundwand innerhalb der Weichschicht aufgeführt. Eine Gegenüberstellung der resultierenden Belastungen aus den Diagrammen und den numerischen Berechnungen ist nachfolgend in den Diagrammen in Abbildung 5.23 zu sehen. Es ist zu erkennen, dass eine gute Übereinstimmung der resultierenden Belastungen aus den Bemessungsdiagrammen mit den Werten aus den numerischen Simulation besteht.

5.6.3. Ermittlung der resultierenden Belastung des Überstandes der Spundwand

Als letzte Eingangsgröße aus den Bemessungsdiagrammen ist die Belastung des Überstandes für die Spundwandstatik zu ermitteln. Tabelle 5.5 gibt die ermittelten Werte wieder.

5.6.4. Vergleich der Erdwiderstände und Bodenreaktionen im Einbindebereich

Der passive Erddruckbeiwert wird den Diagrammen der DIN4085 (2011) für gekrümmte Gleitflächen entnommen und beträgt $K_{pgh} = 3,69$ für $\phi = 35^\circ$, $\alpha = 0$, $\beta = 0$ und $\delta_p = 0$.

Der Erdruchdruckbeiwert ergibt sich nach DIN4085 (2011) aus der Formel 5.8

$$K_{0gh} = K_1 \cdot f \cdot \frac{1 + \tan\alpha_1 \cdot \tan\beta}{1 + \tan\alpha_1 \cdot \tan\delta_0} \quad (5.8)$$

mit

$$K_1 = \frac{\sin\varphi - \sin^2\varphi}{\sin\varphi - \sin^2\beta} \cdot \cos^2\beta \quad (5.9)$$

$$\tan_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{K_1} + \tan^2\beta}} \quad (5.10)$$

$$f = 1 - |\tan\alpha \cdot \tan\beta| \quad (5.11)$$

Für $\phi = 35^\circ$, $\alpha = 0$, $\beta = 32^\circ$ und $\delta_0 = 0$ ergibt sich $K_{ogh} = 0,6$.

Die charakteristischen Erdwiderständen überschreiten die ermittelten Bodenreaktionen (siehe Tabelle 5.6).

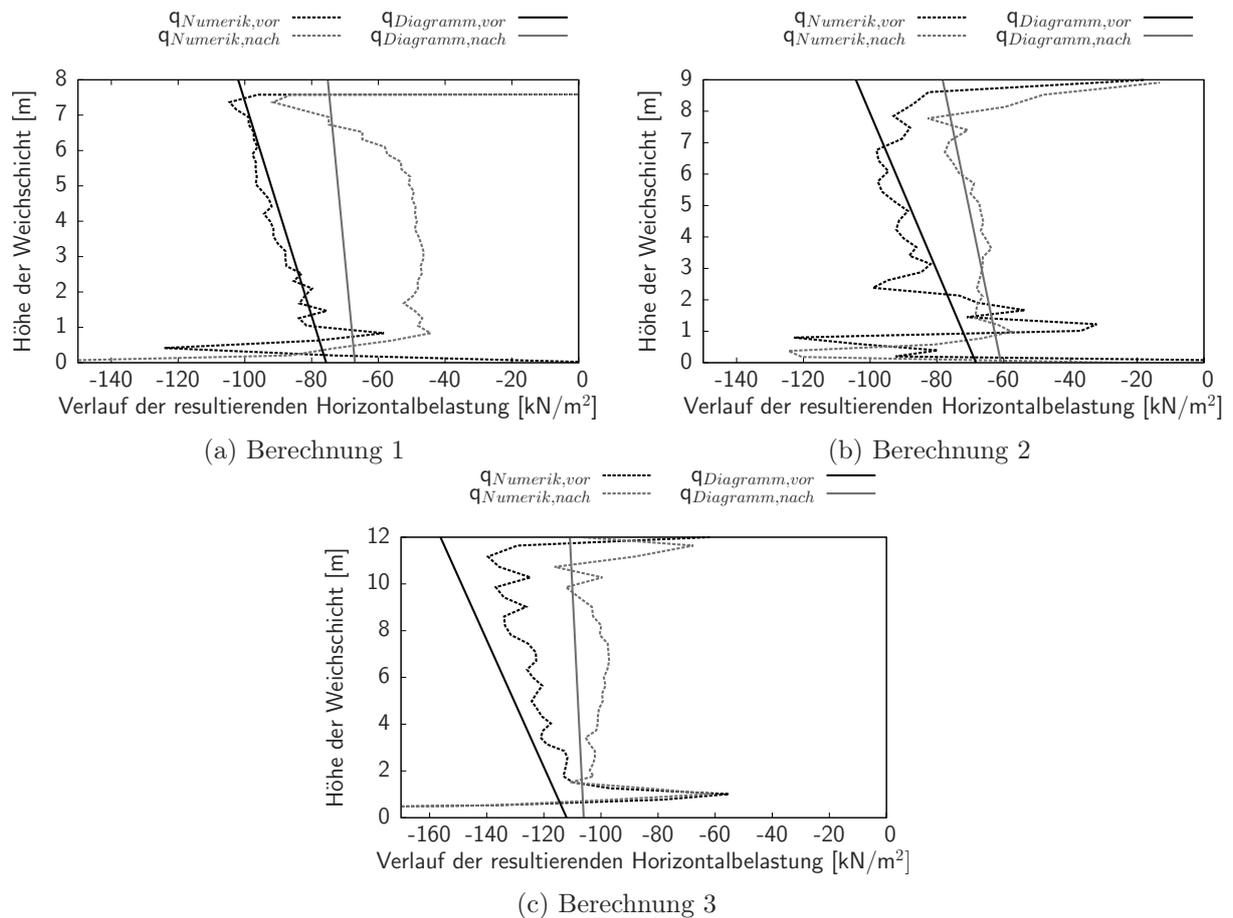


Abbildung 5.23.: Vergleich der aus den Diagrammen ermittelten resultierenden Belastung $q_{res,WS,oben}$ und $q_{res,WS,unten}$ mit der sich ergebenden Belastung aus den numerischen Berechnungen

Tabelle 5.4.: Aus den Bemessungsdiagrammen ermittelte Spundwandbelastung innerhalb der Weichschicht sowie die einzelnen Faktoren

Berechnung	$q_{\text{res,WS}}$ [kN/m ²]	$i_{q_{\text{res,WS}}}$ [kN/m ² /m]	$A_{\text{geo},q_{\text{res,WS}}}$ [-]	$A_{E_{\text{oed}},q_{\text{res,WS}}}$ [-]	$A_{J,q_{\text{res,WS}}}$ [-]	$q_{\text{res,WS,oben}}$ [kN/m ²]	$q_{\text{res,WS,unten}}$ [kN/m ²]
Vor Konsolidierung							
Berechnung 1	110	3,20	0,90	1,12	0,92	102,0	75,6
Berechnung 2	102	4,00	1,00	1,10	0,93	104,3	68,3
Berechnung 3	140	3,30	1,00	1,15	0,97	156,2	112,0
Nach Konsolidierung							
Berechnung 1	82	1,00	0,90	1,05	0,97	75,2	67,0
Berechnung 2	90	1,95	1,00	1,00	0,87	78,3	60,8
Berechnung 3	110	0,40	1,00	1,05	0,96	110,9	106,0

Da aufgrund der großen Überlagerungsdrücke im Bereich des passiven Erdwiderstandes der Vergleich der Horizontalkräfte mit $\delta_p = 0$ geführt wurde, kann der Nachweis der Aktivierung des Wandreibungswinkels entfallen.

Tabelle 5.5.: Aus den Bemessungsdiagrammen ermittelte Belastung des Spundwandüberstandes sowie die einzelnen Faktoren

Berechnung	q_{US} [kN/m ²]	$A_{\gamma,q_{\text{US}}}$ [-]	$A_{E_{\text{oed}},q_{\text{US}}}$ [-]	$A_{J,q_{\text{US}}}$ [-]	Belastung [kN/m ²]
Vor Konsolidierung					
Berechnung 1	58	1,05	1,30	1,00	79,2
Berechnung 2	42	1,38	1,08	0,97	60,7
Berechnung 3	70	1,25	1,20	1,00	105,0
Nach Konsolidierung					
Berechnung 1	70	1,03	1,30	1,00	93,7
Berechnung 2	70	1,10	1,08	0,97	80,7
Berechnung 3	70	1,10	1,20	1,00	92,4

Tabelle 5.6.: Gegenüberstellung der charakteristisch ermittelten Erdwiderstände und Bodenreaktionen im Einbindebereich

Berechnung	$q_{\text{res,EB}}$ [kN/m ²]	$E_{q_{\text{res,EB}}}$ [kN/m]	$E_{0\text{gh}}$ [kN/m]	Summe Einwirkung [kN/m]	E_p [kN/m]
Vor Konsolidierung					
Berechnung 1	223	446	293	739	1004
Berechnung 2	339	763	385	1148	1270
Berechnung 3	480	1140	594	1734	2258
Nach Konsolidierung					
Berechnung 1	115	230	293	523	1004
Berechnung 2	275	619	385	1004	1270
Berechnung 3	355	1065	594	1654	2258

5.6.5. Vergleich der Vertikalkräfte

Der Vergleich der Vertikalkraft wird für den auskonsolidierten Zustand geführt, da zu diesem Zeitpunkt die größte Beanspruchung der Spundwand bezüglich der Vertikallast vorliegt. Im undrainierten Zustand werden aufgrund der sehr geringen Dammsetzungen und Verformungen der Membran kaum Vertikalkräfte in die Spundwand eingeleitet.

Der Vergleich der Vertikalkräfte wird gemäß EAB (2012) über den Spitzenwiderstand und der Mantelreibung der vertikalen Wandelemente im Bereich der Einbindung in die tragfähige Schicht geführt. Ein Abtrag von Vertikallasten innerhalb der Weichschicht wird nicht berücksichtigt ($\delta = 0$).

Der Spitzenwiderstand q_b wird gemäß Tabelle 10.1 der Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben konservativ (EAB 2012) mit $7,5 \text{ MN/m}^2$ und die Mantelreibung mit $q_s = 20 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.

Für den Vergleich der Vertikalkräfte wird nicht die abgewinkelte Länge der vertikalen Wandelemente verwendet, sondern vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen das die Länge der Mantelfläche einen Meter je Laufmeter Wand beträgt. Die Mantelreibung wird auf beiden Seiten der vertikalen Wandelemente im Einbindebereich berücksichtigt. Die Breite der Aufstandsfläche wird vereinfacht mit 20 mm angesetzt. Die ansetzbare Vertikalkraft im Einbindebereich ergibt sich somit wie folgt (Formel 5.12).

$$R = R_b + R_s \quad (5.12)$$

$$R_b = A_b \cdot q_b \quad (5.13)$$

$$R_s = 2 \cdot A_s \cdot q_s \quad (5.14)$$

Die Größe der Vertikalkraft am Anschlusspunkt kann unmittelbar aus der horizontalen Anschlusskraft in Abhängigkeit der Weichbodensteifigkeit und Dammhöhe mithilfe des Diagramms 5.7 ermittelt werden. Der Vergleich der analytisch berechneten mit den numerisch berechneten Vertikalkräften, sowie die gemäß EAB 2012 ermittelten Vertikalkräfte ist in Tabelle 5.7 zusehen. Aus Vergleichsgründen wird das Gewicht der Wände hier vernachlässigt.

Die Übereinstimmung der analytisch und numerisch ermittelten Vertikalkräfte ist für die Vergleichsberechnungen 1 und 2 sehr gut. Bei Vergleichsberechnung 3 wird die Vertikalkraft um 43% zu groß ermittelt. Der Vergleich der Vertikalkräfte zeigt, dass für alle drei Berechnungen die aufnehmbaren Vertikalkräfte größer sind als die einwirkenden.

Sollte der Nachweis nicht geführt werden können, so ist zu beachten, dass eine Setzung der Spundwand zu einer Reduzierung der Anschlusskraft führt, da sich der Setzungsunterschied im Anschlusspunkt reduziert und sich somit die Beanspruchung der Membran verringert. Somit führt eine Setzung der Spundwand zu einer Reduzierung der vertikalen Last der Spundwand aus der Membran. Auch hier tritt eine Selbstregulierung des Systems ein, die ein Versinken der Spundwände aufgrund eingeleiteter Vertikallasten unterbindet.

Tabelle 5.7.: Vergleich der Vertikalkräfte

Berechnung	F_{ah} [kN/m]	$\frac{F_{av}}{F_{ah}}$ [-]	$F_{av,ana}$ [kN/m]	$F_{av,num}$ [kN/m]	Abweichung	R [kN/m]
Nach Konsolidierung						
Berechnung 1	483	0,6	290	267	9%	310
Berechnung 2	418	0,4	167	156	7%	330
Berechnung 3	729	0,3	219	153	43%	390

5.6.6. Vergleich der Biegemomente

Mit den aus den Bemessungsdiagrammen ermittelten Werten wird die Biegemomentenbeanspruchung der Spundwände berechnet und mit den Ergebnissen der numerischen Simulation verglichen. In Abbildung 5.24 sind die Verläufe jeweils für den Zeitpunkt vor und nach der Konsolidierung für die drei Vergleichsberechnungen dargestellt.

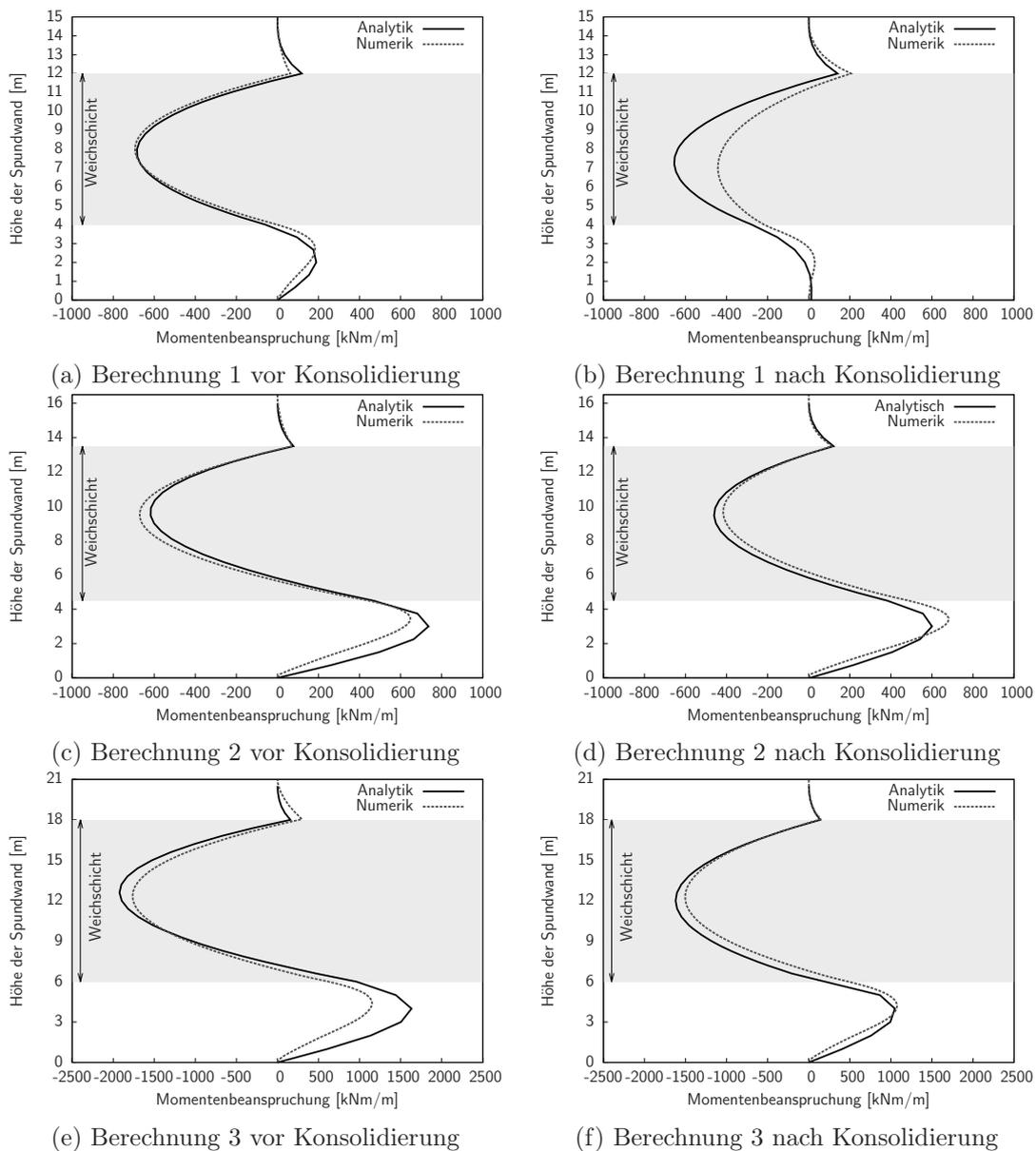


Abbildung 5.24.: Vergleich der Momentenbeanspruchung der Spundwand vor und nach der Konsolidierung ermittelt aus den Diagrammen und den numerischen Berechnungen

In Tabelle 5.8 sind die maximalen Kragarm-, Feld- und Einspannmomente aus der analytischen Berechnung den Momenten aus den numerischen Simulationen gegenübergestellt.

Tabelle 5.8.: Vergleich der Momentenbeanspruchung basierend auf den Einflussdiagrammen und den numerischen Simulationen

Berechnung	Kragarmmoment		
	numerisch [kNm/m]	analytisch [kNm/m]	Abweichung
Vor Konsolidierung			
Berechnung 1	64	119	-86%
Berechnung 2	72	79	10%
Berechnung 3	297	158	-47%
Nach Konsolidierung			
Berechnung 1	206	141	-32%
Berechnung 2	119	121	2%
Berechnung 3	144	136	-6%
Berechnung	Feldmoment		
	numerisch	analytisch	Abweichung
Vor Konsolidierung			
Berechnung 1	-692	-683	-1%
Berechnung 2	-671	-618	-8%
Berechnung 3	-1756	-1896	8%
Nach Konsolidierung			
Berechnung 1	-441	-647	47%
Berechnung 2	-413	-461	12%
Berechnung 3	-1500	-1603	7%
Berechnung	Einspannmoment		
	numerisch	analytisch	Abweichung
Vor Konsolidierung			
Berechnung 1	184	189	3%
Berechnung 2	648	736	14%
Berechnung 3	1144	1633	43%
Nach Konsolidierung			
Berechnung 1	28	14	-51%
Berechnung 2	679	600	-12%
Berechnung 3	1066	1048	-2%

Der Vergleich der Momentenverläufe sowie der Absolutwerte zeigt, dass basierend auf den Werten aus den Einflussdiagrammen unter Berücksichtigung der getroffenen Vereinfachungen eine gute Übereinstimmung der maßgebenden Schnittgrößen mit den numerischen Vergleichsberechnungen erhalten wird. Größere Abweichungen treten beim Kragarmmoment auf, welches jedoch für die Dimensionierung des Bauteils nicht relevant ist. Hettler et al. (2006) zeigen, dass bereits die Wahl der Nachweismethode bei der Berechnung von Baugrubenwänden mit gleicher Lastsituation zu Abweichungen vergleichbarer Größenordnung führen können.

5.6.7. Normenkonformer Nachweis der Bauteile und Bodenreaktion

Der normenkonforme Nachweis der Bauteile und Bodenreaktion (teilmobilisierter Erdwiderstand im Auflagerbereich) erfolgt über die Anwendung partieller Sicherheitsfaktoren auf die charakteristisch ermittelten Beanspruchungen der Bauteile. Hierzu werden, wie zuvor beschrieben, die charakteristischen Einwirkungen mittels der Einflussdiagramme bestimmt und die jeweiligen Schnittgrößen beziehungsweise die Bodenreaktion im Auflagerbereich berechnet. Die Anwendung der Diagramme liefert dabei für die Membran direkt die Beanspruchung, während diese für die Randeinfassung über eine Wandstatik ermittelt werden müssen. Der Nachweis der Bauteile erfolgt dann gemäß EC7-1 (2009) im GZ STR und die Bodenreaktion erfolgt im GZ GEO-2 über Gleichung 5.15. Die partiellen Sicherheitsfaktoren sind entsprechend der Art der Einwirkung (ständige beziehungsweise veränderliche) zu wählen.

$$E_d \leq R_d \tag{5.15}$$

5.6.8. Verformungen und Setzungen

Die Einflussdiagramme zur Ermittlung Setzungen sowie die Formel zur Abschätzung der horizontalen Wandverschiebung am Membrananschlusspunkt werden ebenfalls anhand der drei durchgeführten Vergleichsberechnungen validiert. Bei der Validierung werden die zuvor mittels den Einflussdiagrammen ermittelten Membrankräfte verwendet. Tabelle 5.9 fasst die Ergebnisse der horizontalen Wandverschiebung am Membrananschlusspunkt vor der Konsolidierung zusammen.

Tabelle 5.9.: Vergleich der Wandverschiebung am Membrananschlusspunkt vor Konsolidierung

Berechnung	$F_{A,h,vor}$ [kN/m]	$F_{mem,vor}$ [kN/m]	$u_{x,ana}$ [m]	$u_{x,num}$ [m]	Abweichung [m]	
Vor Konsolidierung						
Berechnung 1	515	782	0,42	0,30	0,14	38%
Berechnung 2	450	707	0,72	0,72	0,05	0%
Berechnung 3	948	1594	1,28	1,06	0,25	20%

Tabelle 5.10 fasst die Ergebnisse der horizontalen Wandverschiebung am Membrananschlusspunkt nach der Konsolidierung zusammen.

Die ermittelten Setzungen und der Vergleich mit den numerischen Simulationen ist in Tabelle 5.11 abgebildet.

Die ermittelten Wandverschiebungen und Verformungen stimmen für die Vergleichsberechnung 2 und 3 gut mit den Ergebnissen der numerischen Simulationen überein.

5.6.9. Bewertung des Dimensionierungsansatzes

Die Vergleichsrechnungen zeigen, dass die getroffenen Annahmen und Vereinfachungen des komplexen Systemverhaltens zu guten Übereinstimmungen zwischen den Ergebnissen des Dimensionierungsansatzes und den numerischen Simulationen bezüglich der maßgebenden Beanspruchungen der Bauteile führen. Die mit dem Dimensionierungsansatz ermittelten Membrankräfte, resultierenden Spundwandbelastungen, Momentenverläufe und Verformungen weisen in den Vergleichsrechnungen gute bis sehr gute Übereinstimmungen auf.

Tabelle 5.10.: Vergleich der Wandverschiebung am Membrananschlusspunkt nach Konsolidierung

Berechnung	$F_{A,h,nach}$ [kN/m]	$F_{mem,nach}$ [kN/m]	$u_{x,ana}$ [m]	$u_{x,num}$ [m]	Abweichung [m]	
Nach Konsolidierung						
Berechnung 1	483	911	0,45	0,33	0,12	35%
Berechnung 2	407	850	0,79	0,83	0,04	-5%
Berechnung 3	728	1899	1,32	1,28	0,03	3%

Tabelle 5.11.: Vergleich der maximalen Setzungen basierend auf den Einflussdiagrammen mit den numerischen Simulationen

Berechnung	h^* [m]	p^* [kN/m ²]	s [m]	$A_{E_{oed,Set}}$ [-]	$A_{J,Set}$ [-]	$A_{\gamma,Set}$ [-]	$s_{max,ana}$ [m]	$s_{max,num}$ [m]	Abweichung [m]	
Nach Konsolidierung										
Berechnung 1	6,0	108,0	1,15	1,10	1,08	1,08	1,48	1,60	-0,16	-8%
Berechnung 2	7,8	171,6	0,62	1,60	1,15	1,06	1,29	1,22	0,07	6%
Berechnung 3	10,1	222,2	1,52	1,25	1,04	1,00	1,98	1,97	0,01	0%

Insbesondere die Membrankräfte lassen sich mit einer sehr hohen Genauigkeit ermittelt. Die Bestimmung der resultierenden horizontalen Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht unter Verwendung der Einflussdiagrammen führt bei den Dämmen mit einer Kronenbreite ebenfalls zu guten Übereinstimmungen. Bei Berechnung 1, dem Dammkörper ohne Kronenbreite, führt die getroffene Vereinfachung, mittels einer Begrenzungslinie den Einfluss der Weichschichtmächtigkeit zu eliminieren, jedoch zur Ermittlung von deutlich höheren resultierenden Belastungen im Vergleich zur numerischen Simulation. Die Form und Abnahme der resultierenden Belastung weicht bei dieser Geometrie stark von der vereinfachten Figur der resultierenden Belastungen ab. Die Verwendung der Einflussdiagramme führt hier zu stark konservativen Ergebnissen, welche die Standsicherheit des Systems erhöhen, aber einen Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit der SIM haben. Aus wirtschaftlicher Sicht ist der Dimensionierungsansatz bezüglich der resultierenden Belastung für diese geometrischen Verhältnisse zu verbessern.

Die Verformungen und Setzungen können ebenfalls mit einer hohen Genauigkeit bestimmt werden. Je genauer die horizontale Anschlusskraft bestimmt wurde, desto höher ist die Übereinstimmung der ermittelten horizontalen Verformungen.

Mit den Vergleichsrechnungen konnte somit die Gültigkeit des Dimensionierungsansatzes sowie der getroffenen Annahmen für die Berechnung bestätigt werden.

5.7. Weitere Einflussfaktoren

Nachfolgend wird kurz der Einfluss drei weiterer Systemparameter auf das Systemverhalten diskutiert, die bisher keine Berücksichtigung in den Dimensionierungsdiagrammen finden.

5.7.1. Überstandslänge

In den numerischen Berechnungen konnte die Tendenz erkannt werden, dass der Weichboden sich bei großen Belastungen vor der Wand nach oben bewegt. Die eintretende Gewölbewirkung wirkt dieser Bewegung entgegen. Neben der Gewölbewirkung wirkt auch eine große Überstandslänge und die daraus resultierende höhere Flächenlast im Bereich vor der Wand dieser Bewegung entgegen. Vor allem bei hohen Dämmen und geringen Weichschichtmächtigkeiten wirkt eine große Überstandslänge einer Aufwölbung im Anschlussbereich entgegen.

Eine Reduzierung der Überstandslänge bei gleicher Dammhöhe führt zu einer Reduzierung der resultierenden Belastung des Überstandes. Dies wiederum führt zu geringeren Anschlusskräften und Verformungen auf Höhe des Membrananschlusses. Darüber hinaus reduziert sich bei gleicher Dammhöhe die Last aus dem Dammkörper, was auch zu einer Reduzierung der resultierenden Belastung innerhalb der Weichschicht führt. Die reduzierte Belastung des Überstandes sowie die reduzierte Anschlusskraft können zu reduzierten Beanspruchungen der Spundwand innerhalb der Weichschicht als auch des Einbindebereiches führen.

Um eine geringere Überstandslänge in der Bemessung zu berücksichtigen, können die Eingangsgrößen für die Bemessung ermittelt werden, indem eine Ersatzhöhe des Dammes berechnet wird. Zur Ermittlung der Ersatzhöhe wird die Dammbasisbreite beibehalten und die Überstandslänge auf 3 m gesetzt. Die Ersatzhöhe ergibt sich dann aus der Forderung, dass die Fläche des tatsächlichen Dammquerschnittes mit der Fläche des Dammquerschnittes mit der erhöhten Überstandslänge übereinstimmen muss (Abbildung 5.25). Zur Ermittlung der horizontalen Anschlusskraft sowie der resultierenden Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht und im Bereich des Überstandes wird die Ersatzhöhe verwendet, die Ermittlung der maximalen Membrankraft erfolgt über die tatsächliche Dammhöhe. Die Bemessung der Spundwand wird mit der tatsächlichen Überstandslänge geführt.

Alternativ zu dieser Vorgehensweise sind weitere Einflussdiagramme zur Berücksichtigung der Überstandslänge zu entwickeln, welche eine genauere Ermittlung der Eingangsgrößen ermöglichen.

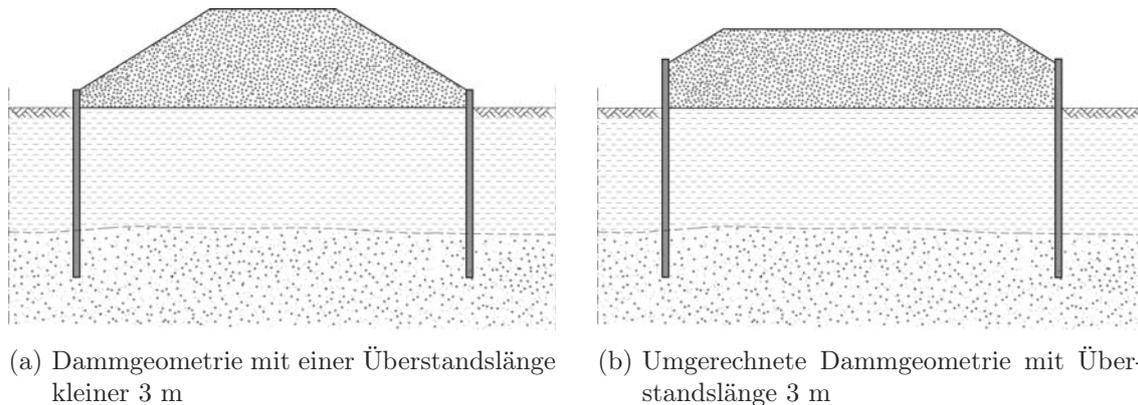


Abbildung 5.25.: Überführung einer Dammmenge mit Überstandslänge kleiner 3 m in eine flächengleich Dammmenge mit einer Überstandslänge von 3 m bei gleich Dammbasisbreite

5.7.2. Einbindelänge

Für das Basissystem mit einer Weichschichtmächtigkeit von 10 m und einer Dammhöhe von 15 m wurde die Einbindelänge um den Faktor 2 verkürzt sowie um den Faktor 2 verlängert. Die Veränderung der Einbindelänge führt nicht zu einer Veränderung der resultierenden Belastung der Spundwand innerhalb der Weichschicht. Mit zunehmender Einbindelänge verringert sich jedoch die Momentenbeanspruchung der Spundwand innerhalb der Weichschicht. Dies folgt aus der größeren Erddruckkraft im Einbindebereich, die zu einer Reduzierung der Membrananschlusskraft führt, was wiederum eine geringere Momentenbeanspruchung der Spundwand bewirkt. Ab einer bestimmten Einbindelänge werden die Einflüsse auf die Membrananschlusskraft ausbleiben. Eine Verringerung der Einbindelänge hingegen bewirkt einen Anstieg der Membrananschlusskraft und führt somit zu einer erhöhten Momentenbeanspruchung der Spundwand. Wird die Einbindelänge zu gering, kann sich das Tragverhalten gänzlich ändern, da ein seitliches Ausweichen der Spundwände aufgrund der Überschreitung des passiven Erdwiderstandes im Einbindebereich möglich wird. Wird dieser Zustand erreicht, trifft der zuvor aufgeführte Bemessungsansatz nicht mehr zu.

5.7.3. Neigungswinkel der Dammböschung

Zur Berücksichtigung eines höheren oder niedrigeren Neigungswinkels der Dammböschung ist es ebenfalls möglich eine Ersatzhöhe zu ermitteln, wie zuvor bei der Länge des Überstandes. Bei sehr hohen Dämmen mit hoher Böschungsneigung kann auch hier der Gül-

tigkeitsbereich des Bemessungsansatzes überschritten werden, da Ersatzhöhen größer 15 m möglich sind.

5.8. Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurden Anforderungen an einen Dimensionierungsansatz definiert und der Ansatz unter Verwendung von Einflussdiagrammen vorgestellt. Die Validierung des Ansatz über Vergleichsrechnungen mit numerischen Simulationen führt zu hohen Übereinstimmungen der Ergebnisse bei den Systembeanspruchungen und Verformungen. Größere Abweichungen bei den maßgebenden Systembeanspruchungen treten bei der Berechnung einer Halde im auskonsolidierten Zustand auf. Die getroffene Vereinfachung zur Bestimmung der resultierenden Belastung führt für diesen Fall ohne Kronenbreite zu einer zu großen Belastung und somit zu höheren Systembeanspruchungen.

Mittels des Dimensionierungsansatzes kann eine sichere Bemessung der SIM durchgeführt werden. Die auftretenden Abweichungen sind unter Berücksichtigung, dass bisher nur Ergebnisse aus den Zentrifugen-Modellversuchen sowie den numerischen Simulationen vorliegen, vertretbar.

Eine Systemoptimierung kann anschließend numerisch geführt werden. Sehr hilfreich bei der Bemessung und Optimierung des Systems sind die Erkenntnisse aus den numerischen Simulationen bezüglich der maßgeblich das Systemverhalten dominierenden Parameter, da der Optimierungsprozess auf diese Parameter beschränkt werden kann.

6. Zusammenfassung und Ausblick

6.1. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten einer selbstregulierenden interaktiven Membrangründung (SIM) für Dammschüttungen auf sehr geringtragfähigen Weichböden untersucht.

Das System besteht aus zwei parallel zueinander verlaufenden Spundwänden und einer dehnsteifen sowie zugfesten Membran, welche kraftschlüssig an die Spundwände angeschlossen ist. Die Spundwände werden durch die aus dem Dammkörper resultierenden erhöhten Spannungen in der Weichbodenschicht belastet und auseinander gedrückt. Gleichzeitig werden die Membran gedehnt und rückhaltende Kräfte aktiviert. Je höher die Belastung aus dem Dammkörper auf die Spundwände ist, desto größer ist die Tendenz der auswärtsgerichteten Verformung, welche wiederum eine Erhöhung der rückhaltenden Membrankräfte verursacht, die der auswärtsgerichteten Bewegung entgegen wirken. Durch diese Interaktion findet eine Selbstregulierung der Membrangründung statt.

Ziel der Arbeit war es, die grundlegenden Tragmechanismen des Systems zu ermitteln, das Systemverhalten zu beschreiben und einen analytischen Ansatz zur Dimensionierung zu entwickeln. Die umfangliche Analyse des komplexen Systemverhaltens wurde mit der Zentrifugen-Modelltechnik sowie der Finiten Elemente Methode durchgeführt.

In den Zentrifugen-Modellversuchen wurden vier Systemkonfigurationen getestet, bei denen zwei Biegesteifigkeiten der Modellwände sowie zwei Dehnsteifigkeiten der Modellmembran verwendet und miteinander kombiniert werden. Der Aufbau des Dammkörpers sollte während des Versuches in drei zeitlich getrennten Schüttstufen erfolgen. Um dies zu ermöglichen, wurde eine neuartige Einrieselvorrichtung konzipiert, welche große Sandmengen schütten und im erhöhten Schwerfeld wiederbefüllt werden kann.

Die Auswertung der Messergebnisse ergab, dass zwei deutlich voneinander zu unterscheidende Bemessungssituationen bestehen. Direkt nach der Lastaufbringung findet ein Porenwasserüberdruckausgleich im System statt. In den Zentrifugen-Modellversuchen entspricht

der ausgeglichene Porenwasserüberdruck dem einer konstant verteilten Last, welche sich aus der gesamten Dammlast bezogen auf die Aufstandsfläche ergibt. Nach jeder Schüttstufe ist ein Abbau der totalen Vertikalspannungen zu verzeichnen, welche unterhalb der Böschungskrone und Weichschicht innerhalb der Drainageschicht gemessen werden. Die Größe des jeweiligen Spannungsabbaus nimmt mit steigender Dammhöhe zu. Gleichzeitig ist ein Anstieg der auswärtsgerichteten Verformungen zu verzeichnen, obwohl die Belastung der Spundwand wegen dem Abbau des Porenwasserüberdrucks abnimmt. Es wird die These aufgestellt, dass sich der mit der Dammhöhe zunehmende Spannungsabbau bei gleichzeitiger nach außengerichteter Verformung aus einer einsetzenden Gewölbebildung und Membranwirkung ergibt.

Anhand der Messergebnisse aus den Zentrifugen-Modellversuchen wird das numerische Modell entwickelt und validiert. Mit dem validierten numerischen Modell des Prototypen wird zunächst die These der Gewölbebildung näher untersucht und bestätigt. Anhand der Ausrichtung der Hauptspannungen ist eine deutliche Gewölbebildung während der Konsolidierungsphase zu erkennen. In einer Parameterstudie wird die Bedeutung der Membranwirkung sowie der Gewölbebildung näher untersucht. Im Ergebnis ist zu sehen, dass die Membranwirkung aufgrund des großen Verhältnisses zwischen Spannweite und Setzung nur zweitrangig an dem Spannungsabbau beteiligt ist und dieser maßgeblich aus der Gewölbebildung kommt.

Das Gewölbe stützt sich in einem Bereich innerhalb des Gründungssystems vor der Spundwand ab und nicht am Anschlusspunkt der Membran an die Spundwand. In einer weiteren durchgeführten Studie ist zu erkennen, dass sich unter Ausschluss der Gewölbebildung ein Bruchkörper in der Weichschicht entwickelt, der im Bereich der Dammkrone abtaucht und sich im Böschungsbereich vor der Spundwand nach oben bewegt. Dieser Bereich stimmt mit dem Abstützbereich der Hauptspannungen überein. Der Weichboden kommt dem Dammkörper entgegen und bietet somit ein Auflager welches die Lasten verstärkt anzieht. Die Gewölbebildung sorgt somit für eine Stabilisierung des Systems.

Mit einer globalen Sensitivitätsanalyse (GSA) unter Verwendung der Metamodell-Technik werden die Membrandehnsteifigkeit, die Untergrundsteifigkeit sowie -mächtigkeit, die Dammgeometrie und Wichte des Dammmaterials als die das Systemverhalten dominierenden Parameter ermittelt. Die Biegesteifigkeit der Spundwand hat nur einen vernachlässigbaren Einfluss. Aufbauend auf den Ergebnissen der GSA werden umfangreiche Parameterstudien zur Entwicklung von Bemessungsdiagrammen durchgeführt und ausgewertet. Anhand der Bemessungsdiagramme können die Membrankräfte sowie die Beanspruchung der Spundwand innerhalb der Weichschicht sowie des Überstandes ermittelt werden.

Die Dimensionierung der SIM erfolgt für undrainierte und drainierte Verhältnisse. Die größte Beanspruchung der Spundwand besteht unter undrainierten Verhältnissen, die Membran erfährt die größte Beanspruchung nach Eintreten der maximalen Setzungen sowie der maximalen Wandverschiebung bei drainierten Verhältnissen. Durchgeführt wird die Bemessung an getrennten Teilsystemen. Teilsystem 1 betrachtet ausschließlich die Membrankräfte und Teilsystem 2 ist eine einfach verankerte, und mindestens teilweise eingespannte Spundwand zur Ermittlung der Spundwandbeanspruchung. Anhand von Vergleichsberechnungen wird die Vorgehensweise mit den vereinfachten Bemessungsdiagrammen validiert. Bei den Vergleichsberechnungen kommt es zu guten Übereinstimmungen.

6.2. Ausblick

Im folgenden Abschnitt wird ein Überblick über weitere Bearbeitungsschritte, Analysen sowie über Systemmodifikationen gegeben, die durchgeführt beziehungsweise untersucht werden sollten.

Weitere Forschung

Bei Lagerhalden verändert sich die Geometrie der Dammkörper stark, so dass es zu un-symmetrischen Belastungssituationen kommt. Der Einfluss unterschiedlicher Haldengeometrien und die daraus resultierenden Konsequenzen sind zu untersuchen.

Weiterhin ist der Einfluss des Kriechens sowie der Anisotropie des Weichbodens auf das Systemverhalten zu erfassen und zu bewerten.

Die zuvor beschriebene Gewölbebildung erfolgt aufgrund der eintretenden Verformungen, die aus der Verschiebung der Spundwand oder den Setzungen entstehen, da hierdurch die Scherkräfte im Dammkörper aktiviert werden. Es stellt sich die Frage, wie es sich bei einer Zweit- oder Drittbelastung des Weichbodens verhält, bei denen die Setzungen ausbleiben. Die Gewölbebildung würde sich demzufolge weniger stark einstellen oder ausbleiben, was wiederum zu einer veränderten Systembeanspruchung führt.

Systemoptimierung

Die Analyse der SIM wurde an einem Regelsystem durchgeführt, um zunächst das allgemeine Systemverhalten sowie die maßgebenden Systemparameter zu untersuchen. Basierend auf den gewonnenen Erkenntnissen können Systemvariationen entwickelt und analysiert werden, welche zum Beispiel zu einer Kostenersparnis des Systems führen.

Zum einen können die Spundwandlängen verkürzt werden, so dass die SIM gerade auf der tragfähigen Schicht aufsteht oder innerhalb der Weichschicht endet, was eine schwimmende Gründung bedeutet. Darüber hinaus können abwechselnd lange und kurze Spundwandbohlen kombiniert werden oder sogar aufgelöste Spundwände verwendet werden. Das Systemverhalten einer aufstehenden oder schwimmenden Gründung wird sich aufgrund der fehlenden Einbindung von der hier untersuchten Variante deutlich unterscheiden. Die sich einstellenden Tragmechanismen und Folgen daraus sind zu untersuchen. Bei der aufgelösten Variante ist zu untersuchen, ob durch eine geeignete Wahl des Abstandes zwischen den Spundwandbohlen eine Gewölbebildung vor den Spundwandbohlen erreicht werden kann, so dass ein Herauspressen des Weichbodens ausbleibt. Ferner kann die Neigung der Spundwandbohlen variiert werden. Mit zunehmender Tiefe nach innen geneigte Bohlen können zu einer Reduzierung der Setzungen führen und gleichzeitig zu einer Erhöhung der Anschlusskräfte. Die Wahl der Neigung ist sorgfältig zu untersuchen.

Zur Verringerung der Setzungen können des Weiteren Zwischenaufleger in Form weiterer Spundwandreihen oder einzelner Pfähle mit Kopfbalken Anwendung finden.

Einsparungen bei der Dimensionierung des Systems sind möglich, wenn der Aufbau in zeitlich getrennten Stufen möglich ist und sich somit Porenwasserüberdrücke zwischen den einzelnen Stufen bereits abbauen können. Hieraus resultiert eine geringere Beanspruchung der Spundwände.

Zur Beschleunigung der Konsolidierung und Reduzierung der seitlichen Verformungen können Vertikaldrainagen eingesetzt werden (Ellis 1996). Die Vertikaldrainagen ermöglichen eine deutliche schnellere Konsolidierung des Bodens, woraufhin dieser sich nicht mehr volumenkonstant verformt, sondern das Volumen aufgrund des abfließenden Wassers deutlich abnimmt und der Boden in eine dichtere Lagerung übergehen kann. Nachteilig ist die Erstellung einer vollflächigen Arbeitsebene, die benötigt wird, um die Vertikaldrainagen zu installieren.

Weiterentwicklung des Bemessungsansatzes

Um die Qualität der auf den Bemessungsdiagrammen basierenden Ergebnisse zu verbessern, können weitere numerische Simulationen durchgeführt werden, um die Anzahl von derzeit drei Stützpunkten, zwischen denen linear verbunden wird, zu erhöhen. Ebenso können Bemessungsdiagramme für weitere Zwischenwerte erstellt werden. Hierdurch kann genauer zwischen den einzelnen Graphen interpoliert werden.

Derzeit ist der Bemessungsansatz gültig für eine homogene Weichschicht. Der Einfluss eines mehrschichtigen Baugrundes ist zu untersuchen.

Der Einfluss der Einbindelängen sowie der Höhe des Überstandes wurden in Kapitel 5 diskutiert. Eine genauere Erfassung kann über weitere Einflussdiagramme erfolgen, die es zu entwickeln gilt.

A. Zentrifugen-Modellversuche

Im folgenden Kapitel werden die Modellbehälter, die Messtechnik sowie die Versuchsvorbereitung und -durchführung detailliert beschrieben.

A.1. Aufbau der Modellbehälter

Es werden zwei Modellbehälter verwendet. Die Modellbehälter setzen sich jeweils aus einer Rückwand, zwei U-förmigen Mittelteilen und einer Plexiglasscheibe zusammen (Abbildung A.1). Die Seitenwände und der Boden der Modellbehälter bestehen aus rechteckigen Hohlprofilen mit den Abmessungen $180\text{ mm} * 100\text{ mm}$ und einer Wandstärke von $12,5\text{ mm}$. Die maximale Kastenbreite wird auf $1,10\text{ m}$ begrenzt, so dass seitlich zu den Schwenkkorbwänden noch Platz für das Durchführen von Kabeln verbleibt. Die Rückwände der Modellbehälter bestehen aus 20 mm starken Stahlplatten, die außen mit 6 Rippen verstärkt sind. An der Front befindet sich eine 120 mm beziehungsweise 100 mm starke Plexiglasscheibe. Die zwei U-förmigen Mittelteile haben jeweils eine Breite von 180 mm , so dass sich eine Modellbehältertiefe innen von 360 mm ergibt. Die Höhe der Modellbehälter beträgt 700 mm , woraus sich innen eine freie Höhe von 600 mm ergibt. Die Innenabmessungen der Modellbehälter betragen somit $900\text{ mm} * 600\text{ mm} * 360\text{ mm}$ (Breite * Höhe * Tiefe). Die U-förmigen Mittelteile sind rundum mit Nuten zur Aufnahme von Dichtbändern versehen, um die Modellbehälter abzudichten. Die Modellbehälter werden jeweils mit 23 Gewindestange (M24) verschraubt. In den Rückwänden sowie in den hinteren Mittelstücken befinden sich Bohrungen zur Aufnahme der Messtechnik.

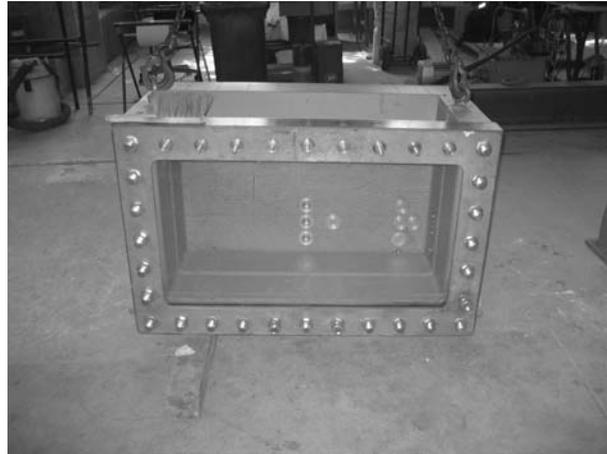
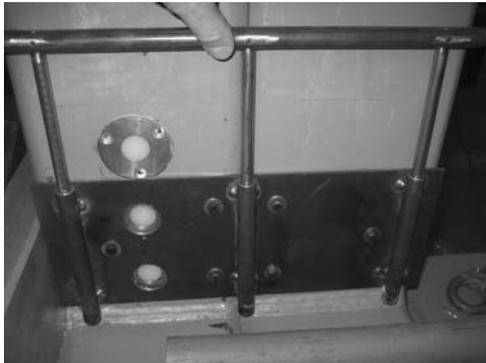


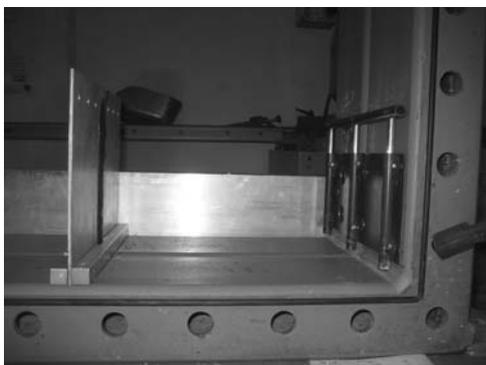
Abbildung A.1.: Modellbehälter

A.2. Versuchsvorbereitung

A.2.1. Lagerung



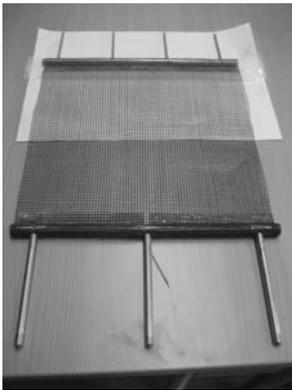
Auf der Symmetrieachse des Systems sind nur vertikale Bewegungen zulässig, daher wurde die im Bild links zusehende Führung entwickelt. Am Modellbehälter sind drei vertikale Führungsrohre zur Aufnahme der drei Stangen der Führungsgabel befestigt. Um die horizontale Stange oben wird später das Geogitter herumgeführt und verklebt.



Die Modellwand (links im Bild) wird zwischen zwei Aluminiumbalken eingespannt. Ein Balken ist mit dem Modellbehälter verschraubt, der zweite Balken wird vor der Wand platziert. Durch Löcher in den Balken und Aussparung am Wandfuß werden Schrauben geführt und so die Balken fest miteinander verschraubt und somit die Wand eingespannt.

A.2.2. Geogitterverbindung

Die Herstellung der Geogitterverbindung mit den Metallstangen muss mit großer Sorgfalt erfolgen, um später eine gleichmäßige Lastverteilung bzw. Mobilisierung der Zugkräfte zu erzielen.



Daher ist es wichtig, dass die Längsstränge der Geogitter möglichst parallel zueinander verlaufen. Bei der Herstellung der Verbindung wird der zu verklebende Bereich zuvor mit einer Naht fixiert, wobei darauf geachtet wird, dass die korrespondierenden Längsstränge genau übereinander liegen. Nachdem die Anschlussstelle fixiert ist, wird der Kleber über einen Bereich von drei Maschen aufgebracht und in das Geogitter einmassiert, um sicherzustellen, dass alle Kontaktpunkte miteinander verklebt werden. Bei nicht optimaler Vorbereitung und Montage des Geogitters ist unter anderem eine Schiefstellung der Wand möglich.

A.2.3. Anbringen von Markierungen



Das Anbringen von Markierungen im Weichboden stellt ein größeres Problem dar, da die Marker zusammen mit der Schlämme in den Modellbehälter eingebracht werden müssen. Plastikmarker schwimmen in der Schlämme auf und das nachträglich Anbringen von eingefärbten Kaolin an der Plexiglasscheiben führt zu keiner dauerhaften Einfärbung des konsolidierten Bodens. Die Markierungen verschwinden bereits zum Großteil während der Wiederbeschleunigung. Eine dauerhafte Lösung stellt das Einfrieren von gefärbten und nicht gefärbten Kaolin zu Platten dar. Diese Platten werden dann vor der Befüllung der Modellbehälter an die Plexiglasscheibe gepresst. Anschließend wird die Schlämme eingefüllt. Anhand der Markierungen sollten die Verformungen im Weichboden unterhalb des Damms verfolgt werden. Aufgrund einer geringfügigen Umläufigkeit der Spundwände zu Beginn der Versuche, welche zu einer „Schleierbildung“ der Markierungen geführt hat, war diese Auswertung nicht möglich. Die Verwendung der Platten wird an dieser Stelle dennoch erwähnt, um die Einfärbungen des Kaolins in den folgenden Bildern zu erklären.

A.2.4. Schrittweise Vorbereitung



Die Modellwand wird zwischen den Leisten eingespannt und am Boden des Modellbehälter fixiert. Zuvor wurde ein „Wassereinlagerungstest“ durchgeführt, um sicher zu stellen, dass die DMS aufgrund der langen Verweildauer im Wasser nicht ihre Funktionsfähigkeit verlieren. Das Eindrücken oder Rammen der instrumentierten Modellwände durch die Weich- und Drainageschicht beinhaltet die Gefahr, dass die Lagerung nicht richtig getroffen sowie die Messtechnik beschädigt wird.



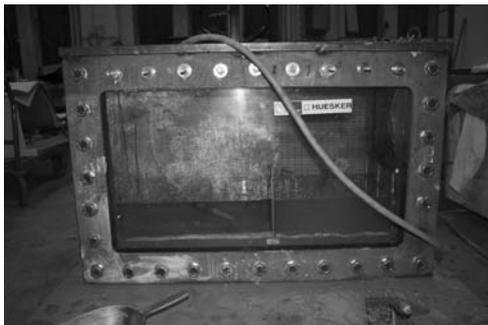
Auf dem Boden des Behälters werden die Messdosen zur Ermittlung der totalen Vertikalspannungen platziert. Die Druckmessdosen haben eine Höhe von 5 mm und sind auf 20 mm hohen Blöcken montiert, so dass sie aus der 20 mm starken Drainageschicht herausragen und die Spannungen an der Unterkante der Weichbodenschicht messen.



Das Geogitter ist an der Führungs- sowie an der Anschlussstange befestigt. Die Führungsstangen der Lagerung auf der Symmetrieachse werden in die Führungshülsen gesteckt. Die Anschlussstange für die Verbindung des Geogitters mit der Modellwand nach der Konsolidierung wird am oberen Rand des Modellbehälter befestigt.



Eine ca. 2 cm dicke Sandschicht wird eingebracht, die mit einem Vlies abgedeckt wird, um das Eindringen des Kaolins zu verhindern und die Durchlässigkeit der Schicht zu erhalten. In den Bereichen der Messdosen zur Erfassung der vertikalen Spannungen wird eine Aussparung im Vlies vorgenommen und mit einem dünneren Vlies abgedeckt, um eine Beeinflussung der Messungen aufgrund einer Lasteinleitung aus Nachbarbereichen über Membranwirkung des dicken Vlieses zu verhindern. In den beiden unteren Ecken der Rückwand befinden sich Auslässe, die mit einem Standrohr verbunden sind. Der Wasserstand im Standrohr entspricht dem Wasserstand im System, also der Geländeoberkante. So ist sichergestellt, dass nur das Wasser aus dem Porenwasserüberdruckabbau abfließen kann, welches nach unten drainiert. Das Porenwasser, welches nach oben drainiert, kann nicht abfließen, und verbleibt auf der Geländeoberkante.



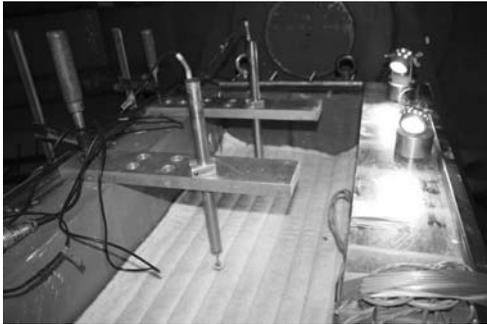
Der Modellbehälter wird mit Wasser gefüllt, damit die Porenwasserdruckaufnehmer entlüftet und gesättigt werden können. Des Weiteren soll so verhindert werden, dass beim Einfüllen der Schlämme Luft eingemischt wird.



Der Weichboden wird aus einer Schlämme hergestellt, die unter Verwendung eines Kaolinpulvers angerührt wird.



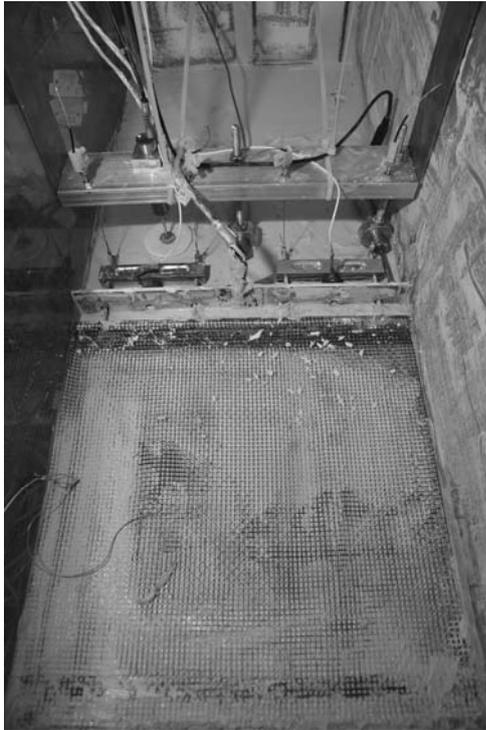
Die Kaolinschlämme wird über einen Trichter in den mit Wasser gefüllten Modellbehälter gefüllt. Sobald ausreichend Kaolin im Modellbehälter vorhanden ist, wird in Anlehnung an das Kontraktorverfahren aus dem Betonbau darauf geachtet, dass sich das Trichterende immer innerhalb der bereits eingefüllten Kaolinschlämme befindet. Für den zuvor beschriebenen Einfüllvorgang muss die Schlämme ausreichend fließfähig sein, um durch den Trichter zu fließen und sich anschließend unter Wasser möglichst gut zu verteilen. Hierzu werden Vorversuche durchgeführt und der minimale Wassergehalt zu 100% bestimmt.



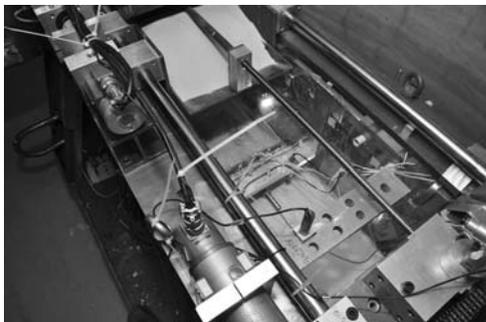
Die Schlämme wird mit einer Gesamthöhe von ca. 40 cm eingebaut und zusätzlich mit 3 Lagen Sandmatten, welche eine schlaffe Last aufbringen, abgedeckt. Die Sandmatten sind wasserdurchlässig und erlaubten somit den freien Wasserabfluss beziehungsweise die Drainage nach oben. Die Sandmatten erzeugen eine schlaffe Last und sollen eine Konsolidierung der oberflächennahen Bereichen erzeugen. Die Höhe der Schlämme wird so gewählt, dass nach der Konsolidierung die Kaolinoberfläche oberhalb der Modellwand verbleibt und die Sandmatten nicht auf selbiger zum Liegen kommen. Während der Konsolidierung ist mit etwa 15 cm Setzung zu rechnen, so dass anschließend ca. 5 cm abgetragen werden müssen, um auf die gewünscht Schichtdicke von 20 cm zu kommen. Die Setzungen während der Konsolidierung werden mit zwei induktiven Wegaufnehmern verfolgt.



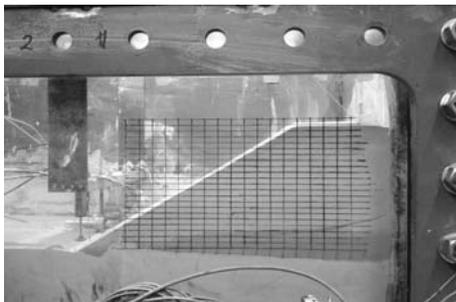
Nach einer Konsolidierungszeit von 12 Stunden im erhöhten Schwerfeld von 50g wird die Zentrifuge gestoppt und der Modellbehälter umgebaut. Dazu werden zunächst die Sandmatten abgenommen und überschüssiges Kaolin abgetragen.



Das Geogitter wird über die Anschlusskonstruktion an der Modellwand angeschlossen. Das Gewicht der Anschlusskonstruktion wird mit Stahldrähten abgefangen. Vor der Wand werden induktive Wegaufnehmer zur Erfassung der Wandverformung auf Höhe des Geogitteranschlusses platziert. Auf der Kaolinoberfläche vor der Wand werden zwei weitere Wegaufnehmer platziert, um Setzung oder Hebungen der Oberfläche zu verfolgen.



Die sandgefüllte Einrieselvorrichtung wird aufgesetzt. Nach der Beschleunigung der Zentrifuge, erfolgt eine zweistündige Rekonsolidierungsphase bevor die erste Schüttung vorgenommen wird. Insgesamt wird der Damm in drei Stufen geschüttet. Zwischen jeder Schüttung erfolgt eine einstündige Konsolidierungsphase.



Nach Wiederbeschleunigung und einer Rekonsolidierungsphase von zwei Stunden wird der Damm in drei Schüttstufen aufgebaut. Nach jeder Schüttstufe erfolgt eine einstündige Konsolidierung, bevor die nächste Schüttung erfolgt.

A.3. Vorversuche

In Vorversuchen werden unterschiedliche Aspekte näher untersucht.

Der Modellbehälter ist in den Vorversuchen mit fünf Vertikaldruckmessdosen auf dem Kastenboden, jeweils drei Horizontaldruckmessdosen in der Rück- und Seitenwand sowie fünf Porenwasserdruckmessdosen in der Rückwand instrumentiert.

A.3.1. Ermittlung von Wandreibungseinflüssen

In der Zentrifuge wird versucht unter Verwendung von Folien die Wandreibung zwischen Kaolin und Modellbehälter zu reduzieren. Dabei ist darauf zu achten, dass die in der Seiten- und Rückwand platzierten Messdosen aufgrund der Folie nicht beeinflusst werden. Dies gilt im Besonderen für die fünf Porenwasserdruckmessdosen. Aufgrund der großen Verformungen während der Konsolidierungsphase kann dies nicht sichergestellt werden. Daher wird auf die Verwendung von Gleitfolien verzichtet.

Um dennoch die Effekte der Wandreibung möglichst gering zu halten, wurden die Modellbehälterabmessung möglichst groß gewählt, so dass das Verhältnis von Aufschüttungshöhe zur geringsten Modellbehälterabmessung deutlich kleiner 1 ist. Die Höhe der Aufschüttung beträgt 0,2 m und geringste Modellbehälterabmessung 0,36 m, so dass sich ein Verhältnis von 0,56 ergibt.

A.3.2. Überprüfung der Messdose in einer Leerfahrt

In einer Reihe von Vorversuchen werden die Kalibrierung sowie die Korrelationsfaktoren der Messdose überprüft.

In einem ersten Vorversuch wird der Effekt des erhöhten Schwerfelds auf die Messdose überprüft. Hierzu wird der instrumentierte Modellbehälter leer stufenweise bis auf 60 g in der Zentrifuge beschleunigt. Der Versuch zeigt, dass alle Druckmessdosen auf die Erhöhung des g-Niveaus reagieren. Die Seiten-, Rückwand- und Porenwasserdruckmessdosen weisen einen zum Beschleunigungsfeld affinen Verlauf auf, die Bodendosen nicht. Die geringsten Reaktionen weisen die außerhalb des Modellbehälter liegenden Porenwasserdruckmessdosen auf. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Porenwasserdruck- und Rückwandmessdosen nur relativ gering auf das erhöhte g-Niveau reagieren und konstante Messwerte produzieren. Die Seitenwandmessdosen reagieren deutlich stärker und

das Messsignal ist nicht konstant. Die Bodendosen reagieren ebenfalls, jedoch verläuft die Messkurve nicht affine zum Beschleunigungsniveau.

Das Auftreten von Messwerten erklärt sich wie folgt. Zum einen erhöht sich das Eigengewicht der Messdosen, was zu einem veränderten Messwert führt. Zum anderen entstehen im Modellbehälter Spannungen die zu minimalen Verformungen führen. Wenn diese Spannungen beziehungsweise Verformungen auf die Messdosen übertragen werden, führt dies zu einem Messwert. Die Messdosen in der Seitenwand reagieren hierbei deutlich stärker als die Messdosen in der Rückwand. Dies liegt eventuell daran, dass die Rückwand steifer ist. Die Porenwasserdruckmessdosen liegen außerhalb des Modellbehälter.

A.3.3. Überprüfung der Messdosen in einem wassergefüllten Modellbehälter

In weiteren Vorversuchen wird der Modellbehälter mit 162 l Wasser gefüllt, was einem Wasserstand von 50 cm entspricht. Randeinflüsse aufgrund von Reibung können so ausgeschlossen werden. In dem Versuch wird der wassergefüllte Modellbehälter in 6 Stufen á 10 g-Schritten auf 60g hochgefahren und anschließend mit einer Zwischenstufe bei 30g heruntergefahren.

Befindet sich eine wässrige Lösungen in dem Versuchsbehälter, so stellt sich im erhöhten Schwerfeld eine Krümmung der Oberfläche ein, welche affine zum Radius des Umlaufkreises verläuft. Aufgrund der Oberflächenkrümmung verändern sich die Druckhöhe über den Messdosen. Unter der Annahme, dass die Oberflächenkrümmung ein Kreissegment ist und der Flächeninhalt zwischen der horizontalen Ausgangshöhe unterhalb gleich dem Flächeninhalte oberhalb entspricht (Massenbilanz), kann iterativ der maximale Stich bezogen auf die horizontale Ausgangslage auf der Symmetrieachse bestimmt werden. Mit der Kenntnis des Radius und der Stichhöhe können die neuen Druckhöhen berechnet werden. Des Weiteren ist zu beachten, dass das g-Niveau immer radial wirkt. Die Druckhöhen über den Messdosen also in diesem Fall über die direkte Verbindung zum Mittelpunkt der Drehachse bestimmt werden muss.

Die korrigierte Messkurven der Vertikaldruckmessdosen am Boden sowie die Porenwasser-, Rückwand- und Seitenwandmessdosen stimmen sehr gut mit den theoretisch erwarteten Messkurven überein.

Die zuvor in der Leerfahrt beobachteten Messwerte aufgrund von Spannungen aus dem Modellbehälter können hier nicht festgestellt werden. Der Gegendruck aus der Wasserlast scheint dem entgegen zu wirken.

B. Weichbodenherstellung

Der Weichboden wird aus einem technisch aufbereiteten Kaolinpulver (Typ 2096 C) hergestellt. Hierzu wird das Kaolin bei einem Wassergehalt von 105% zu einer Schlämme angerührt. Ähnliche Wassergehalte wurden auch von Barker et al. (1997) verwendet. Der Prozess der natürlichen Entstehung von normalkonsolidierten Weichböden ohne Strömungsvorgängen gliedert sich nach Imai (1981) in die teilweise parallel verlaufenden Phasen der Flokkulation, Sedimentation und Konsolidierung. Um diese Prozesse möglichst real nachzubilden, wird die angerührte Schlämme in der Zentrifuge im erhöhten Schwerfeld von 50g konsolidiert. Somit erfolgt eine realitätsnahe Nachbildung des natürlichen Entstehungsprozesses sowie der Spannungszustände und Belastungsgeschichte normalkonsolidierter Böden, welche einen entscheidenden Einfluss auf den Ausgangszustand des Weichbodens und im Besonderen auf das Profil der undrainierten Scherfestigkeit über die Tiefe besitzt (unter anderem Springman (1993) oder Weber (2007)).

Die Konsolidierung der Schlämme unter einer statischen Last bei 1g führt in weiten Bereich zu einem stark überkonsolidierten Boden. Die Auswirkungen einer solchen Überkonsolidierung, ausgedrückt durch den OCR (Over Consolidation Ratio), verursacht eine stark abweichende Verteilung der undrainierten Scherfestigkeit über die Tiefe.

Da sich in Vorversuchen gezeigt hat, dass aufgrund der sehr geringen effektiven Spannungen die Schlämme nahe der Oberfläche kaum konsolidierte und somit keine Scherfestigkeit erreicht wurde, werden vollflächig Sandmatten als schlaffe Last aufgelegt. Die Menge der Kaolinschlämme wird so gewählt, dass nach Abschluss der Konsolidierung die Sandmatten nicht auf der bereits installierten Modellwand aufliegen und möglicher Weise Verformungen verursachen. Die Sandmatten sowie die Mehrmenge an Kaolin führen zu einer geringfügigen Überkonsolidierung des Weichbodens.

Die undrainierte Scherfestigkeit kann mittels Gleichung B.1 theoretisch unter Kenntnis der effektiven Spannungen und des Überkonsolidierungsgrades ermittelt werden:

$$s_u = a\sigma'_v * (OCR)^b \quad (\text{B.1})$$

mit

- s_u = undrainierte Scherfestigkeit
- σ'_v = effektive vertikale Spannung
- OCR = Over Consolidation Ratio
- a und b = vom Boden abhängige Konstanten

Die Konstanten a und b werden anhand der gemessenen undrainierten Scherfestigkeiten ermittelt. Da aus Platzgründen während der Zentrifugen-Modellversuche keine Messungen der undrainierten Scherfestigkeiten durchgeführt werden konnten, werden zur Ermittlung der beispielhaften Verläufe der undrainierten Scherfestigkeit die Werte für a und b aus der Arbeit von Weber (2007) mit $a = 0,24$ und $b = 0,9$ verwendet.

Folgende vier Fälle werden beispielhaft betrachtet:

- **Fall 1:** Konsolidierung unter 1g
- **Fall 2:** Konsolidierung unter 50g im 50-fach verkleinertem Modell
- **Fall 3:** Konsolidierung unter 50g im 50-fach verkleinertem Modell mit geringer statischer Auflast (Sandmatten)
- **Fall 4:** Konsolidierung unter 1g mit statischer Auflast, welche der maximalen Spannung im 1g Prototypen entspricht

In Abbildung B.1 ist der Verlauf der effektiven Vertikalspannungen dargestellt (Kurven, welche in der Benennung g enthalten beziehen sich auf die rechte Achse "Tiefe im Modellmaßstab [m]"). Abbildung B.2 zeigt den Verlauf des Überkonsolidierungsgrades über die Tiefe. Unter Verwendung der Formel B.1 ergibt sich der in Abbildung B.3 dargestellte Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit über die Tiefe. Der Verlauf der Spannungen, des Überkonsolidierungsgrades sowie der undrainierten Scherfestigkeit des Prototypen und des um den Faktor 50 verkleinertem Modell bei 50g sind identisch und überlagern sich in den Diagrammen. Die im Rahmen der Forschungsarbeit gewählte Herstellungsmethode des Weichbodens (Fall 3) in der Zentrifuge bei 50g und einer schlaffen Auflast führen zu einer guten Näherung zum realen Verlaufes der undrainierten Scherfestigkeit. Aufgrund der schlaffen Auflast und Mehrmenge an Kaolin kommt es zu einer geringfügigen parallel Verschiebung des Profils der undrainierten Scherfestigkeit.

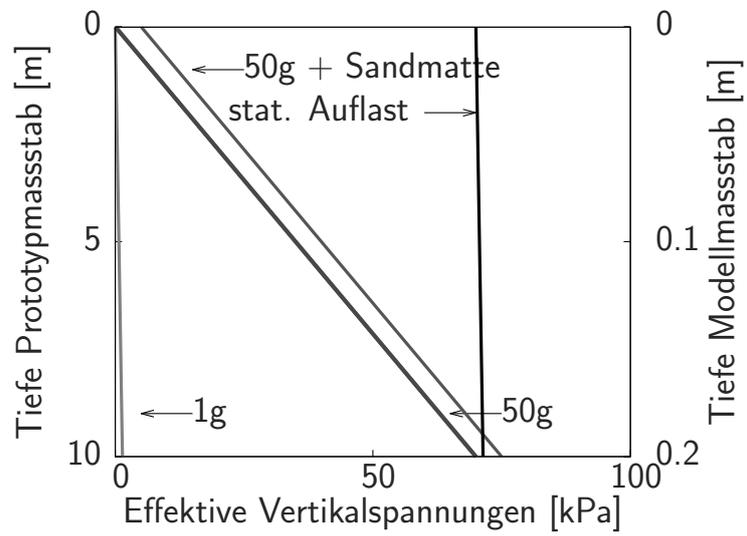


Abbildung B.1.: Vertikale Spannung über die Tiefe

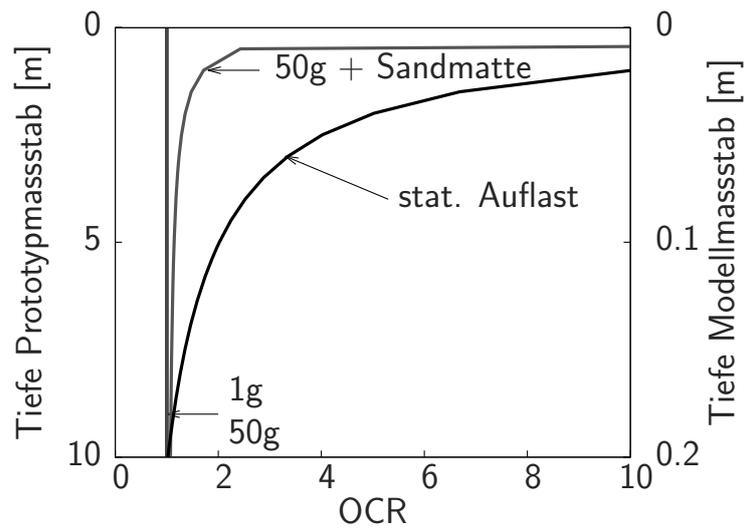


Abbildung B.2.: Überkonsolidierungsverhältnis

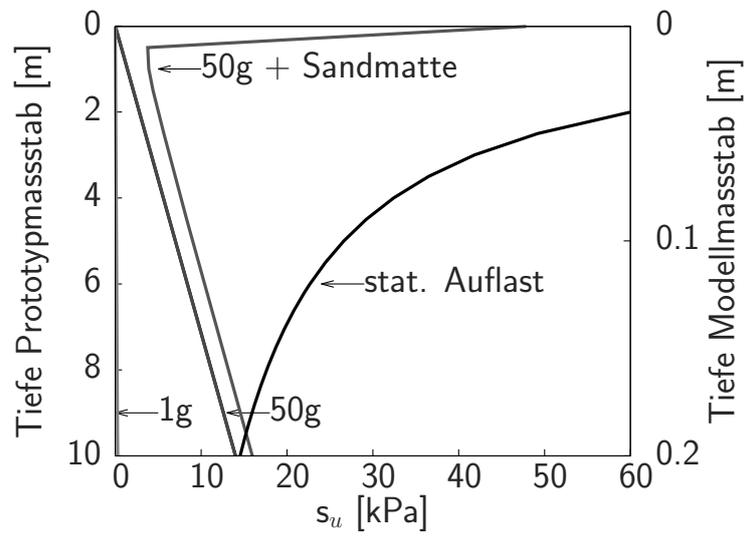


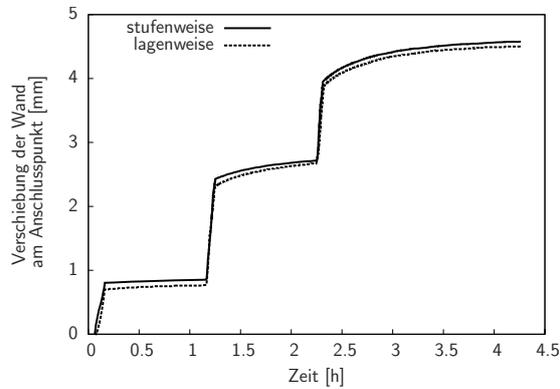
Abbildung B.3.: Theoretischer Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit über die Tiefe

C. Vergleich zwischen stufen- und lagenweiser Lastaufbringung

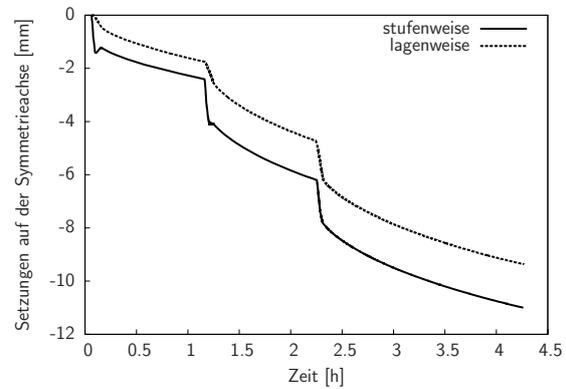
Der Einfluss der Lastaufbringung wird am validierten numerischen Modell des Zentrifugen-Modells anhand von Vergleichsrechnungen betrachtet.

Der Vergleich der Wandkopfverschiebung (C.1a), der Setzungen auf der Symmetrieachse (C.1b) des Querkraft- und Momemtenverlaufes (C.2a und C.2b) innerhalb der Spundwände sowie der Zugkräfte innerhalb der Membran (C.3a) und dem Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb des Dammes und der Weichschicht (C.3b) zeigt, dass sich keine signifikanten Unterschiede in den Berechnungsergebnissen ergeben. Nur bei den Setzungen treten merkliche Unterschiede auf. Die Sofortsetzungen bei der stufenweisen sind größer als bei der lagenweisen Aufbringung. Dies resultiert daraus, dass beim lagenweisen Aufbau eine ausgeglichene Belastung des Untergrundes stattfindet, wohingegen beim stufenweisen Aufbau die Belastung anfänglich sehr konzentriert erfolgt und zunächst kein Gegengewicht im späteren Böschungsbereich vorhanden ist. Die Setzungen während der Konsolidierung verlaufen wieder parallel. Der Unterschied in den Setzungen führt zu keinem signifikanten Unterschied in der Zugkraftaktivierung in der Membran.

Hieraus kann gefolgert werden, dass die Art der Lastaufbringung, bis auf Abweichungen bei den Setzungen, keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat.

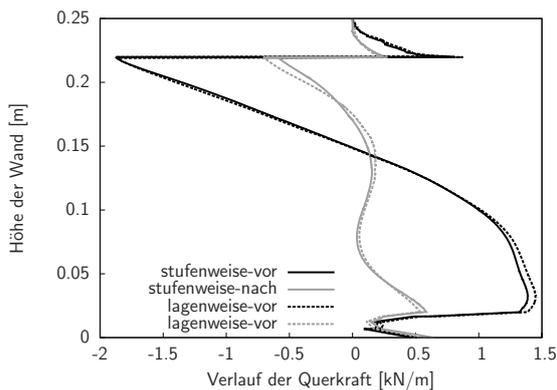


(a) Wandverformung am Anschlusspunkt

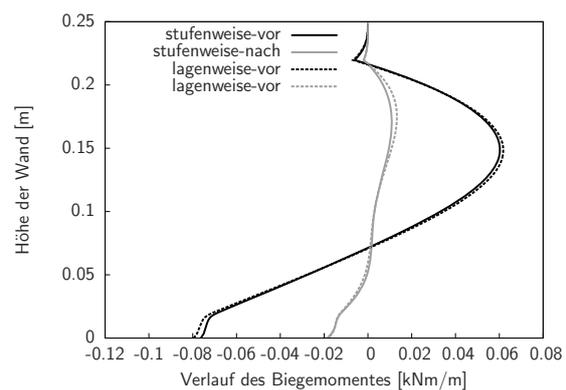


(b) Setzungen auf der Symmetrieachse

Abbildung C.1.: Vergleich der Wandverformungen am Anschlusspunkt und der Setzungen auf der Symmetrieachse über die Zeit für eine stufen- und lagenweise Lastaufbringung

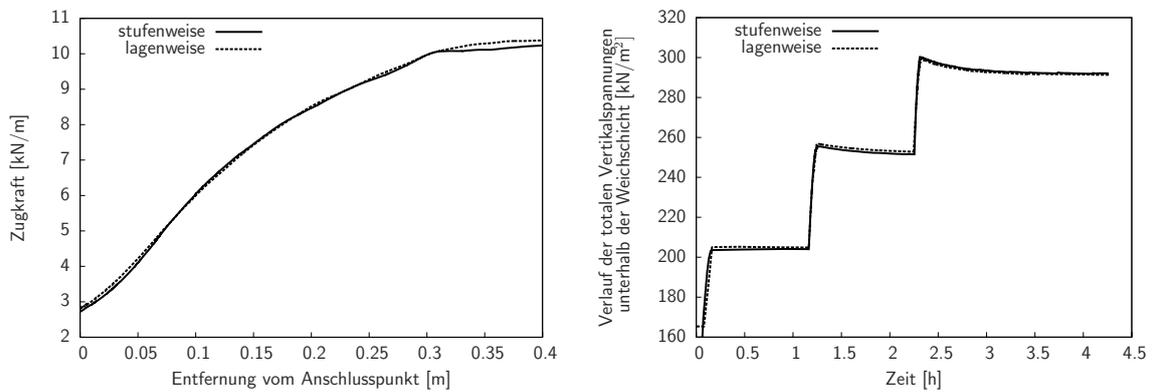


(a) Querkraftverläufe vor und nach der Konsolidierung



(b) Momentenverläufe vor und nach der Konsolidierung

Abbildung C.2.: Vergleich der Querkraft- und Momentenverläufe für eine stufen- und lagenweise Lastaufbringung vor und nach der Konsolidierung



(a) Verteilung der Zugkraft in der Membran über die Entfernung zum Anschlusspunkt

(b) Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb des Dammes und der Weichschicht über die Zeit

Abbildung C.3.: Vergleich der Zugkräfte in der Membran und dem Verlauf der totalen Vertikalspannungen unterhalb des Dammes und der Weichschicht

D. Erläuterung der globalen Sensitivitätsanalyse

Die ursprüngliche Anwendung von Sensitivitätsanalysen ist die Ermittlung des Einflusses von Unsicherheiten beziehungsweise Variationen der Eingangsparametern auf die Systemantworten, also wie sensitiv ein System bezüglich der Änderungen der Eingangsparameter reagiert. Sie kann jedoch ebenso angewandt werden, um die Größe des Einflusses verschiedener Parameter auf die Systemantworten zu ermitteln, um so die dominierenden Parameter bezüglich des Systemverhaltens anhand ausgewählter Systemantworten zu bestimmen.

Sensitivitätsanalysen können unterschiedlich geführt werden. So können mittels lokaler Sensitivitätsanalysen der Einfluss von *kleinen* Änderungen der Eingangsparameter auf die Systemantworten bewertet werden. Bei einer globalen Sensitivitätsanalyse erfolgt eine Bewertung über den gesamten definierten Wertebereich der Eingangsparameter. Durch die gleichzeitige Variation der Werte von potentiell das Systemverhalten dominierender Parameter innerhalb des definierten Wertebereiches, wird die gegenseitige Beeinflussung der Parameter berücksichtigt. Ausführliche Erläuterungen zu Sensitivitätsanalysen sind unter anderem in Saltelli et al. (2008), Miro et al. (2014) oder Khaledi et al. (2016) zu finden.

Verwendet wurde die sogenannte *Elementary effect method (EE)*. Die EE ist eine effektive Methode, um einflussreiche beziehungsweise maßgebende Eingangsparameter aus einer Vielzahl von Eingangsparametern unter Berücksichtigung deren Interaktion zu ermitteln und ihrer Bedeutung nach einzustufen. Die Verwendung dieser Methode bietet sich insbesondere bei komplexen Systemen mit einer große Anzahl von Eingangsparametern an.

Die Eingangsparameter $\mathbf{X} = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_s)$ für ein Model Y formen einen s -dimensionalen Raum. Der Raum ist unterteilt in ein p -Ebenen Netz, wobei p ein Integer ist. Die elementare Wirkung des i -ten Eingangsparameter in einem bestimmten Eingangsparametersatz,

welcher einen Punkt in dem s -dimensionalen Raum bildet, wird gemäß Formel D.1 bestimmt.

$$EE_i = \frac{Y(\mathbf{X} + \Delta e_i) - Y(\mathbf{X})}{\Delta} \quad (\text{D.1})$$

wobei Δ ein Wert in $\{1/(p-1), \dots, 1-1/(p-1)\}$ ist und $e_i = (0, 0, \dots, 1, 0, \dots, 0)$ ein Vektor mit Nullkomponenten außer einer 1 als i -te Richtung mit $i = (1, 2, \dots, s)$.

Um den globalen Einfluss des i -ten Eingangsparameters auf das Modellergebnis zu ermitteln, muss die elementare Wirkung eines jeden Eingangsparameters für eine Anzahl gut verteilter Werte aus dem Wertebereich bekannt sein. Hierzu wird die sogenannte Latin Hypercube Sampling Methode verwendet, womit n_p Stichprobenpunkte innerhalb des s -dimensionalen Eingangswertebereiches erzeugt werden. Für jeden Eingangsparameter werden n_p Elementarwirkungen mit Formel D.1 bestimmt. Somit werden insgesamt $n_p(s+1)$ Auswertungen benötigt. Der Mittelwert μ_i^* von EE_i ergibt sich aus Formel D.2.

$$\mu_i^* = \frac{1}{n_p} \sum_{j=1}^{n_p} |EE_i^j| \quad (\text{D.2})$$

Er beschreibt die globale Bedeutung des i -ten Eingangsparameters auf die Systemantworten ohne die relative Bedeutung genau zu quantifizieren.

Literaturverzeichnis

- Adalier, K., Pamuk, A. and Zimmie, T. (2003), Seismic rehabilitation of costal dikes by sheet-pile enclosures, *in* 'Proceedings of The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference', Vol. 2, The International Society of Offshore and Polar Engineers, pp. 474–480.
- Alexiew, D. (2004), Embankments on soft soils, *in* 'Geosynthetics - New Horizons', pp. 113–128.
- Allard, M. A., Hjortnaers-Pedersen, A. G. I. and Out, J. G. (1994), Centrifuge modelling of embankments on clay foundations, *in* Leung, Lee and Tan, eds, 'Int. Conf. Centrifuge 94, Singapore', Balkema, pp. 83–88.
- Allersma, H. G. B. (1994), The University of Delft geotechnical centrifuge, *in* Leung, Lee and Tan, eds, 'Int. Conf. Centrifuge 94, Singapore', Balkema, pp. 47–52.
- Almeida, M., Britto, A. and Parry, R. (1986), 'Numerical modelling of a centrifuged embankment on soft clay', *Can. Geotech. J.* **23**, 103–114.
- Arwanitaki, A. and Triantafyllidis, T. (2006), 'Mehrlagig mit Geogittern bewehrte Erdkörper über pfahlartigen Gründungselementen', *Bautechnik* **83**(10), 695–707.
- Atkinson, J. and Salfors, G. (1991), Experimental determination of soil properties, *in* 'Proceedings of the 10th ECSMFE, Florence', Vol. 3, pp. 915–956.
- Babuska, I. and Oden, T. (2004), 'Verification and validation in computational engineering and science: basic concepts', *Computer methods in applied mechanics and engineering* **193**.
- Balachandran, S. (1996), Modelling of geosynthetic reinforced soil walls, PhD thesis, Cambridge University.

- Barciaga, T., Müller, W., Röchter, L. and Skubisch, M. (2012), Auflistung der Bodenparameter des Halterner Silbersandes - Interner Bericht, Technical report, Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Bochum.
- Barker, H., Sartain, N., Schofield, A. and Soga, K. (1997), Modelling of embankment construction on soft clay in the mk ii mini-drum centrifuge, Technical Report 303, Department of Engineering, University of Cambridge.
- Benz, T. (2007), Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, PhD thesis, Institut für Geotechnik Stuttgart.
- Benz, T., Schwab, R. and Vermeer, P. (2003), On the practical use of advanced constitutive laws in finite element foundation analysis, in J.-P. Magnan and N. Droniuc, eds, 'FONDSUP 2003: Symposium international sur les fondations superficielles', Vol. 1, pp. 49–56.
- Benz, T., Schwab, R. and Vermeer, P. (2007), 'Zur Berücksichtigung des Bereiches kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen', *Bautechnik* **84**(11), 749–761.
- Bishop, A. W. (1955), 'The use of slip circle in the stability analysis of slopes', *Géotechnique* (5), 7–17.
- Blivet, J., Gourc, J., Villard, P., Giraud, H., Khay, M. and Morbois, A. (2002), Design method for geosynthetics as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence, in Delmas, Gourc and Girard, eds, 'Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice', Vol. 1, pp. 341–344.
- Bolton, M., ed. (1979), *A Guide to Soil Mechanics*, THE MACMILLAN PRESS LTD.
- Boutrup, E. and Holtz, R. (1982), Fabric reinforced embankments constructed on weak foundations, Technical Report FHWA/IN/JHRP-82/21, Federal Highway Administration.
- Brinkgreve, R., Engin, E. and Swolfs, W. (2012), *Plaxis 2D 2012*, Plaxis bv.
- BS8006 (2010), *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*, BSI.
- Burland, J. (1990), 'On the compressibility and shear strength of natural clays', *Géotechnique* **40**(3), 329–378.
- Casagrande, A. (1936), Discussion of „distribution of stresses under a foundation“ by A.E. Cummings, in 'Transactions of ASCE', Vol. 101, pp. 1119–1126.

- Čejka, A. (2004), Böschungssicherung eines 15 m hohen Autobahndammes - Reibungsfuß aus Stahlrohren und Sandsäulen rückverankert mit hochfestem Geogitter, *in* 'VSVI Mecklenburg Vorpommer Linstow'.
- Chambon, P., Couillaud, A., Munch, P., Schürmann, A. and König, D. (1995), Stabilité du front de taille d'un tunnel: Etude de l'effect echelle, *in* 'Geo 5'.
- Christensen, S. and Bagge, G. (1977), 'Centrifugal testing on the bearing capacity of circular footings on the surface of sand', *20th anniversary of the Danish Engineering Academy*.
- Collin, J. (2004), Column supported embankment design consideration, *in* 'Proceedings 52nd Annual Geotechnical Conference, University of Minnesota'.
- Davies, M. C. R. and Parry, R. H. G. (1985), Centrifuge modelling of embankments on clay foundations, *in* 'Soils and Foundations', Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Detert, O., Wehrli, E. and Čejka, A. (2008), Innovative applications of geogrids as tie-back anchors for vertical walls, *in* '4th European Geosynthetics Conference'.
- DIN18196 (2004), *Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*, Beuth Verlag.
- DIN4085 (2011), *Baugrund - Berechnung des Erddrucks*, Beuth Verlag.
- EAB (2012), *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*, Ernst&Sohn.
- EAU (2012), *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen*, Ernst&Sohn.
- EBGEO (2010), *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen*, DGGT.
- EC7-1 (2009), *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln*, Beuth Verlag.
- Elgamal, A., Parra, E., Yang, Z. and Adalier, K. (2002), 'Numerical analysis of embankment foundation liquefaction countermeasures', *Journal of Earthquake Engineering* **6**, 447–471.
- Ellis, E. (1996), Soilstructure interaction of piled bridge abutments constructed on soft clay, *in* 'Ground Engineering'.

- Emde, O. (1995), Der unterspannte schubsteife Balken - ein mechanisches Modell für geotextilbewehrte Tragschichten, PhD thesis, Bergische Universität Wuppertal.
- Engesser, F. (1882), 'Über den Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände)', *Deutsche Bauzeitung* **16**, 91–93.
- Faraq, G. (2008), Lateral spreading in basal reinforced embankments supported by pile-like elements, PhD thesis, Universität Gh Kassel.
- FHWA (1998), *Geosynthetic Design and Construction Guidelines*, National Highway Institute.
- Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S., Culligan, P., Goodings, D., König, D., Kuttervii, B., Phillips, R., Randolph, M. and Thorel, L. (2007), Physical modelling in geotechnics - catalogue of scaling laws and similitude questions in centrifuge modelling, Vol. 3.
- Gebreselassie, B. (2003), Experimental, Analytical and Numerical Investigations of Excavations in Normally Consolidated Soft Soils, PhD thesis, Universität Gh Kassel.
- Giroud, J., Bonaparte, R. and Beech, J. (1990), 'Design of soil layer - geosynthetic systems overlaying voids', *Geotextiles and Geomembranes* **9**, 11–50.
- Goodings, D. and Gillette, D. (1991), Grain and model size effects in centrifuge models of granular slope instability, in 'Centrifuge 91'.
- Halvordson, K., Plaut, R. and Filz, G. (2010), 'Analysis of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. part ii: 3d cable-net model', *Geosynthetics International* **17**(2), 68–76.
- Harata, N., Otani, J., Ochiai, H., Onda, K. and Okuda, Y. (2009), Countermeasures against settlement of embankment on soft ground with pfs (partial floating sheet-pile) method, in Karstunen and Leoni, eds, 'Geotechnics of Soft Soil - Focus on Ground Improvement', pp. 345–351.
- Hartlén, J. and Wolski, W., eds (1996), *Embankments on Organic Soils*, Elsevier.
- Hauser, C. (2005), Boden-Bauwerk-Interaktion bei parallel-wandigen Verbundsystemen, PhD thesis, Bergische Universität Wuppertal.
- Heitz, C. (2006), Bodengewölbe unter ruhender und nicht ruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern, PhD thesis, Universität Gh Kassel.

- Henne, J. (1995), Zur Bewehrung von Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe, PhD thesis, Institut für Geotechnik Stuttgart.
- Hettler, A. (2010), Possibilities and limitations of 1-g model-technique, in '7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics', Vol. 1, pp. 135–140.
- Hettler, A. and Besler, D. (2001), 'Zur Bettung von gestützten Baugrubenwänden in Sand', *Bautechnik* **78**(2), 89–100.
- Hettler, A. and Maier, T. (2004), 'Verschiebung des Bodenauflegers bei Baugruben auf der Grundlage der Mobilisierungsfunktion von Besler', *Bautechnik* **81**(5), 323–336.
- Hettler, A., Ortiz, S. V. and Mumme, B. (2006), 'Berechnung von Baugrubenwänden mit verschiedenen Methoden: Trägermodell, nichtlineare Bettung, Finite-Elemente-Methode', *Bautechnik* (1), 35–45.
- Hettler, A. and Schanz, T. (2008), 'Zur Anwendung der Finite-Elemente-Methode bei Baugrubenwänden', *Bautechnik* (9), 603–615.
- Hettler, A., Vega-Ortiz, S. and Gutjahr, S. (2005), 'Nichtlinearer Bettungsansatz von Besler bei Baugrubenwänden', *Bautechnik* **82**(9), 593–604.
- Hügel, H. (1996), Prognose von Bodenverformungen, PhD thesis, Universität Karlsruhe.
- Hügel, H. (2004), Qualitätssicherung bei der Anwendung der Finite-Elemente-Methode in der Geotechnik, in 'Proceedings zum gemeinsamen Kaimauersprechttag der HTG und der TUHH', Vol. 7, pp. 51–96.
- Hölter, R. (2013), Beanspruchung biegeweicher Tragelemente eines Gründungssystems für Dämme auf Weichböden, Projektarbeit, Ruhr-Universität Bochum.
- Holtz, R., Viberg, L. and Hartlén, J. (1994), 'Oleg wager 1915-92', *Géotechnique* **44**(2), 375–378.
- Iglesia, G., Einstein, H. and Whitman, R. (2014), 'Investigation of soil arching with centrifuge tests', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **10**.
- Imai, G. (1981), 'Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials', *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* **21**(1), 7–20.
- Jennings, J. (1966), 'Building on dolomites in transvaal'.

- Jessberger, H. (1992), 'Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik', *Geotechnik, Sonderheft: Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik* pp. 21–35.
- Jones, B., Plaut, R. and Filz, G. (2010), 'Analysis of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. part i: 3d plate model', *Geosynthetics International* **17**(2), 59–67.
- Kempfert, H.-G. and Gebreselassie, B. (2002), 'Zur Diskussion von dränierten oder undrännierten Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden', *Bautechnik* **79**(9), 603–611.
- Kempfert, H.-G. and Gebreselassie, B. (2006), *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer.
- Kempfert, H.-G., Lüking, J. and Gebreselassie, B. (2009), Dimensionierung von bewehrten Erdkörpern auf punktförmigen Traggliedern bei besonderen Randbedingungen, in M. Ziegler, ed., '11. Informations- und Vortragstagung über „Kunststoffe in der Geotechnik“', pp. 35–43.
- Khaledi, K., Mahmoudi, E., Datcheva, M., König, D. and Schanz, T. (2016), 'Sensitivity analysis and parameter identification of a time dependent constitutive model for rock salt', *Journal of Computational and Applied Mathematics* (293), 128–138.
- Koskinen, M., Karstunen, M. and Wheeler, S. (2002), 'Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay', *Proc. 5th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002), Paris* .
- Krizek, R. and Pepper, S. (2004), Slurries in geotechnical engineering, Technical report, Department of Civil and Environmental Engineering, Northwestern University Evanston, Illinois.
- Kutter, B. (1988), 'Strength parameters for bearing capacity of sand', *Journal of Geotechnical Engineering* **114**(4), 491–498.
- Lagioia, R., Sanzeni, A. and Colleselli, F. (2006), 'Air, water and vacuum pluviation of sand specimens for the triaxial apparatus', *Soils and Foundations* **46**, 61–67.
- Lally, D. and Naughton, P. (2012), An investigation of the arching mechanism in a geotechnical centrifuge, in 'EuroGeo5, 5th European Geosynthetics Conference', Vol. 5, pp. 363–367.

- Laue, J. (1996), Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Laster-eignissen, PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- Leroueil, S., Tavenas, F., Brucy, F., La Rochelle, P. and Roy, M. (1979), Behavior of destructured natural clays, *in* 'Proc. Am. Soc. Civ. Engrs 105', Vol. 1, pp. 759–778.
- Marquaß, K. (1997), Zentrifugen - modellversuche zum tragverhalten einer biegeweichen verbauwand, Diplomarbeit, Ruhr-Universität Bochum.
- Matschak, H. (1969), Beiträge zur Strukturforschung an Tagebaukippen- Teil i. Rohdichte-Verteilung in Abhängigkeit von der Fallhöhe und anderen Faktoren, *in* 'Bergbautechnik', Vol. 19, pp. 287–292.
- Meißner, H. (1991), 'Empfehlungen des arbeitskreises „numerik in der geotechnik“ der deutschen gesellschaft für erd- und grundbau e.v', *Geotechnik* pp. 1–10.
- Meißner, H. (2002), 'Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, abschnitt 3', *Geotechnik* pp. 44–56.
- Mikasa, M. and Takada, N. (1973), Significance of centrifugal model tests in soil mechanics, *in* '8th ICSMFE', pp. 273–278.
- Miro, S., Hartmann, D. and Schanz, T. (2014), 'Global sensitivity analysis for subsoil parameter estimation in mechanized tunneling', *Computer and Geotechnics* (56), 80–88.
- Modarresi, H. (2014), Global and local sensitivity analyses on a self-regulating foundation system, Masterarbeit, Ruhr-Universität Bochum.
- Nadukuru, S. S. and Michalowski, R. L. (2012), 'Arching in distribution of active load on retaining walls', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **10**, 575–584.
- Naughton, P. (2007), 'The significance of critical height in the design of piled embankments', *Soil Improvement* .
- Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., Umezaki, T. and Tanaka, Y. (1991b), Numerical verification of sheet-pile countermeasures in soft ground, *in* Beer, Booker and Carter, eds, '7th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics', Vol. 1, pp. 387–392.

- Ochiai, H., Hayashi, S., Umezaki, T. and Otani, J. (1991a), Model test on sheet-pile countermeasures for clay foundation under embankment, *in* Balasubramanian, ed., ‘Developments in Geotechnical Aspects of Embankments, Excavations and Buried Structures’, Vol. 1, pp. 277–287.
- Ochiai, H., Yasufuku, N. and Otani, J. (1991c), Effectiveness of sheet-pile countermeasures in soft ground, *in* ‘Proc. of Japan-China Joint Symposium on Recent Developments of Theory and Practice in Geotechnology’, pp. 87–92.
- Ohde, J. (1939), ‘Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund’, *Der Bauingenieur* **20**(33/34), 451–459.
- Ohde, J. (1948), ‘Zur Erddruck-Lehre’, *Die Bautechnik* **25**(6), 122–126.
- Ovesen, N. (1979), The use of physical models in design: The scaling law relationship, *in* ‘tth ECSMFE’, pp. 319–323.
- Park, Y.-H., Kim, S.-R., Kim, S.-H. and Kim, M.-M. (2000), Liquefaction of embankments on sandy soils and the optimum countermeasure against the liquefaction, *in* N. Z. S. for Earthquake Engineering, ed., ‘12th World Conference on Earthquake Engineering; Earthquake engineering in practice. Social and economic issues’, Vol. 2, New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Plaut, R. and Filz, G. (2010), ‘Analysis of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. part iii: Axisymmetric model’, *Geosynthetics International* **17**(2), 77–85.
- Potts, V. and Zdravkovic, L. (2008), Assessment of BS8006:1995 design method for reinforced fill layers above voids, *in* ‘EuroGeo4, Fourth European Geosynthetics Conference’.
- Poungchompu, P. (2009), Development of a timber raft and pile foundation for embankments on soft ground, PhD thesis, Saga University.
- Rüegger, R. and Hufenus, R. (2003), *Bauen mit Geokunststoffen*, Schweizer Verband für Geokunststoffe.
- Richter, T. (2009), Ansätze zur Berechnung des Erddrucks auf Spundwände, Technical report, TUHH Workshop „Spundwände - Profile, Tragverhalten, Einbringung und Wiedergewinnung“.
- Rogbeck, Y., C., A., Franzén, G., Kjeld, A., Odén, K., Rathmayer, H., Watn, A. and Øiseth, E. (2003), *Geosynthetic Design and Construction Guidelines*, The Nordic Geotechnical Societies.

- Rowe, R. and Li, A. (1999), 'Reinforced embankments over soft foundations under undrained and partially drained conditions', *Geotextiles and Geomembranes* **17**, 129–148.
- Rowe, R. and Li, A. (2005), 'Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations', *Geosynthetics International* **12**(1), 50–85. Special Issue on the Giroud Lectures.
- Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D., Saisana, M. and Tarantola, S. (2008), *Global Sensitivity Analysis. The Primer*, John Wiley & Sons, Ltd.
- Schanz, T. (2006), 'Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik', *Geotechnik* (1), 13–27.
- Schanz, T., Vermeer, P. and Bonnier, P. (1999), The hardening soil model: Formulation and verification, in 'Proceedings Plaxis Symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics"'.
Scherbeck, R. (1992), Geotechnischen Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten bei ungleichförmiger Verformungseinwirkung, PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- Schofield, A. N. (1980), 'Cambridge geotechnical centrifuge operations', *Géotechnique* **30**(3), 227–268.
- Schürmann, A. (1997), Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände, PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- Schürmann, A. and Jessberger, H. (1994), Earth pressure distribution on sheet pile walls, in 'Centrifuge 1994', pp. 95–100.
- Schwerdt, S., Meyer, N. and Paul, A. (2004), 'Die Bemessung von Geokunststoffbewehrungen zur Überbrückung von Erdeinbrüchen (B.G.E.-Verfahren)', *Bauingenieur* **79**(9).
- Springman, S. (1989), Lateral loading on piles due to simulated embankment construction, PhD thesis, Cambridge University.
- Springman, S., Bolton, M., Sharma, J. and Balachandran, S. (1992), Modelling and instrumentation of a geotextile in the geotechnical centrifuge, in 'Earth Reinforcement Practice', pp. 167–172.
- Springman, S. M. (1993), Centrifuge modelling in clay: Marine applications, in C. et al, ed., 'IV Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering', Vol. 3, pp. 853–895.

- Spundwandhandbuch (2007), Spundwandhandbuch - Berechnung, Technical report, ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH.
- Stein, P., Most, T., Nikulla, S. and Wudtke, I. (2009), 'Collected definitions for models and related terms'.
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E. and Guan, H. (2012), Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff bangkok clays, *in* 'Soils and Foundations', Vol. 52, pp. 682–697.
- Tanaka, H., Murata, H., Kita, H. and Okamoto, M. (2000), Study on sheet pile wall method as a remediation against liquefaction, *in* N. Z. S. for Earthquake Engineering, ed., '12th World Conference on Earthquake Engineering; Earthquake engineering in practice. Social and economic issues', Vol. 2, New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Taylor, R. (1995), *Geotechnical Centrifuge Technology*, Blackie Academic & Professional.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons.
- Thaher, M. (1991), Tragverhalten von Pfahl-Platten Gründung im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche, PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- van Eekelen, S., Bezuijen, A., Lodder, H. and van Tol, A. (2011), 'Model experiments on piled embankments. part I', *Geotextiles and Geomembranes* pp. 69–81.
- Vermeer, P. and Meier, C. (1998), Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden, *in* 'Vorträge der Baugrundtagung in Stuttgart, Verlag Glückauf', pp. 133–148.
- Vermeer, P. and Neher, H. (1999), A soft soil model that accounts for creep, *in* 'Proceedings Plaxis Symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics"', pp. 249–261.
- Vermeer, P., Wehnert, M. and Schweiger, H. (2006), Lehren aus dem Einsturz einer sehr tiefen Baugrube in Singapur, *in* 'Bauen in Boden und Fels', Vol. 5. Kolloquium, TAE, pp. 3–12.
- Viswanadham, V. (1996), Geosynthetic Reinforced Mineral Sealing Layers of Landfills, PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.

- Viswanadham, V. and König, D. (2004), ‘Studies on scaling and instrumentation of a geogrid’, *Geotextiles and Geomembranes* **22**, 307–328.
- von Wolffersdorff, P.-A. (1997), Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen, PhD thesis, Universität Karlsruhe.
- Wager, O. and Holtz, R. (1976), Reinforcing embankments by short sheer piles and tie rods, in H.-Y. Fang, ed., ‘New Horizons in Construction Materials’, ENVO Publishing Company, Inc., pp. 177–186.
- Weber, T. (2007), Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen, PhD thesis, ETH Zürich.
- Wehnert, M. (2006), Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik, PhD thesis, Institut für Geotechnik Stuttgart.
- Weißbach, A. and Hettler, A. (2003), ‘Berechnung von Baugrubenwänden nach der neuen DIN 1054’, *Bautechnik* **80**(12), 857–874.
- Wichtmann, T. (2003), Prognose der Verdichtbarkeit des Sandes infolge zyklischer Belastung, PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- Zaeske, D. (2001), Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen, PhD thesis, Universität Gh Kassel.

Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der
Ruhr-Universität Bochum

Herausgeber: H.L. Jessberger

- 1 (1979) **Hans Ludwig Jessberger**
Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 2 (1978) **Joachim Klein**
Nichtlineares Kriechen von künstlich gefrorenem Emschermergel
- 3 (1979) **Heinz-Joachim Gödecke**
Die Dynamische Intensivverdichtung wenig wasserdurchlässiger Böden
- 4 (1979) **Poul V. Lade**
Three Dimensional Stress-Strain Behaviour and Modeling of Soils
- 5 (1979) **Roland Pusch**
Creep of soils
- 6 (1979) **Norbert Diekmann**
Zeitabhängiges, nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff unter triaxialer Belastung
- 7 (1979) **Rudolf Dörr**
Zeitabhängiges Setzungsverhalten von Gründungen in Schnee, Firn und Eis der Antarktis am Beispiel der deutschen Georg-von-Neumayer- und Filchner-Station
- 8 (1984) **Ulrich Güttler**
Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen
- 9 (1986) **Peter Jordan**
Einfluss der Belastungsfrequenz und der partiellen Entwässerungsmöglichkeiten auf die Verflüssigung von Feinsand
- 10 (1986) **Eugen Makowski**
Modellierung der künstlichen Bodenvereisung im grundwasserdurchströmten Untergrund mit der Methode der finiten Elemente
- 11 (1986) **Reinhard A. Beine**
Verdichtungswirkung der Fallmasse auf Lastausbreitung in nichtbindigem Boden bei der Dynamischen Intensivverdichtung
- 12 (1986) **Wolfgang Ebel**
Einfluss des Spannungspfades auf das Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff im Hinblick auf die Berechnung von Gefrierschächten
- 13 (1987) **Uwe Stoffers**
Berechnungen und Zentrifugen-Modellversuche zur Verformungsabhängigkeit der Ausbaubeanspruchung von Tunnelausbauten in Lockergestein
- 14 (1988) **Gerhard Thiel**
Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung

- 15 (1991) **Mahmud Thaher**
Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund,
Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche
- 16 (1992) **Rainer Scherbeck**
Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten
bei ungleichförmiger Verformungswirkung
- 17 (1992) **Martin M. Bizialiele**
Torsional Cyclic Loading Response of a Single Pile in Sand
- 18 (1993) **Michael Kotthaus**
Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen Pfählen in Sand
- 19 (1993) **Ulrich Mann**
Stofftransport durch mineralische Deponieabdichtungen:
Versuchsmethodik und Berechnungsverfahren
- 20 (1992) **Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von
Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger**
20 Jahre Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 21 (1993) **Stephan Demmert**
Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im Rahmen der
Risikobetrachtung von Abfalldeponien
- 22 (1994) **Diethard König**
Beanspruchung von Tunnel- und Schachtausbauten in kohäsionslosem Lockergestein
unter Berücksichtigung der Verformung im Boden
- 23 (1995) **Thomas Neteler**
Bewertungsmodell für die nutzungsbezogene Auswahl von Verfahren zur Altlastensanierung
- 24 (1995) **Ralph Kockel**
Scherfestigkeit von Mischabfall im Hinblick auf die Standsicherheit von Deponien
- 25 (1996) **Jan Laue**
Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen
- 26 (1996) **Gunnar Heibroek**
Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten
an der Basis von Deponien
- 27 (1996) **Thomas Siemer**
Zentrifugen-Modellversuche zur dynamischen Wechselwirkung zwischen Bauwerken
und Baugrund infolge stoßartiger Belastung
- 28 (1996) **Viswanadham V. S. Bhamidipati**
Geosynthetic Reinforced Mineral Sealing Layers of Landfills
- 29 (1997) **Frank Trappmann**
Abschätzung von technischem Risiko und Energiebedarf bei Sanierungsmaßnahmen
für Altlasten
- 30 (1997) **André Schürmann**
Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände
- 31 (1997) **Jessberger, H. L. (Herausgeber)**
Environment Geotechnics, Report of ISSMGE Technical Committee TC 5
on Environmental Geotechnics

Herausgeber: Th. Triantafyllidis

- 32 (2000) **Triantafyllidis, Th. (Herausgeber)**
Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrung und Forschungsergebnisse (Workshop)
- 33 (2002) **Christof Gehle**
Bruch- und Scherverhalten von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken
- 34 (2003) **Andrzej Niemunis**
Extended hypoplastic models for soils
- 35 (2004) **Christiane Hof**
Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem Kohlensäureangriff
- 36 (2004) **René Schäfer**
Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden
in weichen bindigen Böden
- 37 (2005) **Henning Wolf**
Zur Scherfugenbänderung granularer Materialien unter Extensionsbeanspruchung
- 38 (2005) **Torsten Wichtmann**
Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading
- 39 (2008) **Christoph M. Loreck**
Die Entwicklung des Frischbetondruckes bei der Herstellung von Schlitzwänden
- 40 (2008) **Igor Arsic**
Über die Bettung von Rohrleitungen in Flüssigböden
- 41 (2009) **Anna Arwanitaki**
Über das Kontaktverhalten zwischen einer Zweiphasenschlitzwand und nichtbindigen Böden

Herausgeber: T. Schanz

- 42 (2009) **Yvonne Lins**
Hydro-Mechanical Properties of Partially Saturated Sand
- 43 (2010) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Geotechnische Herausforderungen beim Umbau des Emscher-Systems
Beiträge zum RuhrGeo Tag 2010
- 44 (2010) **Jamal Alabdullah**
Testing Unsaturated Soil for Plane Strain Conditions: A New Double-Wall Biaxial Device
- 45 (2011) **Lars Röchter**
Systeme paralleler Scherbänder unter Extension im ebenen Verformungszustand
- 46 (2011) **Yasir Al-Badran**
Volumetric Yielding Behavior of Unsaturated Fine-Grained Soils
- 47 (2011) **Usque ad finem**
Selected research papers
- 48 (2012) **Muhammad Ibrar Khan**
Hydraulic Conductivity of Moderate and Highly Dense Expansive Clays
- 49 (2014) **Long Nguyen-Tuan**
Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Analysis: Experimental and Back Analysis
- 50 (2014) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Ende des Steinkohlenbergbaus im Ruhrrevier: Realität und Perspektiven für die Geotechnik
Beiträge zum RuhrGeo Tag 2014
- 51 (2014) **Usque ad finem**
Selected research papers
- 52 (2014) **Houman Soleimani Fard**
Study on the Hydro-Mechanical Behavior of Fiber Reinforced Fine Grained Soils,
with Application to the Preservation of Historical Monuments
- 53 (2014) **Wiebke Baille**
Hydro-Mechanical Behaviour of Clays - Significance of Mineralogy
- 54 (2014) **Qasim Abdulkarem Jassim Al-Obaidi**
Hydro-Mechanical Behavior of Collapsible Soils
- 55 (2015) **Veselin Zarev**
Model Identification for the Adaption of Numerical Simulation Models -
Application to Mechanized Shield Tunneling
- 56 (2015) **Meisam Goudarzy**
Micro and Macro Mechanical Assessment of Small and Intermediate Strain
Properties of Granular Material
- 57 (2016) **Oliver Detert**
Analyse einer selbstregulierenden interaktiven Membrangründung
für Schüttkörper auf geringtragfähigen Böden