



DIPLOMARBEIT
Master Thesis

**Untersuchungen der Unterströmung von
Hochwasserschutzdämmen an kleinmaßstäblichen Dammodellen**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.
Dietmar ADAM

und als verantwortlich mitwirkenden Assistenten

Univ.Ass. Dipl.-Ing.
Marek SZABO

am

Institut für Geotechnik
Forschungsbereich für Grundbau, Boden- und Felsmechanik
E 220

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

BSc.
Saša ŽIVKOVIĆ
0526926

Georg Grininger Straße 93
4050 Traun

Wien, am

.....
(Saša Živković)

Kurzfassung

Hochwasserschutzdämme sind Erdbauwerke, die ein schadloses Abfließen der Hochwasserwelle zu gewährleisten haben und somit zum Schutz des Hinterlandes vor Überflutungen dienen. Die katastrophalen Überschwemmungen der letzten Jahre haben jedoch gezeigt, dass die Qualität zahlreicher Dämme nicht dem heutigen Stand der Technik entspricht. Neben dem Überströmen zufolge Extremereignissen stellt vor allem das Erosionsversagen die zweithäufigste Versagensursache eines Hochwasserschutzdammes dar.

Im theoretischen Teil dieser Diplomarbeit werden zunächst die wesentlichen Grundlagen im Zusammenhang mit der Planung, dem Bau und der Sanierung von Hochwasserschutzdämmen erläutert, bevor auf die Berechnungsgrundlagen eingegangen wird. Anschließend werden die unterschiedlichen Versagensmechanismen und deren Auslöser im Detail behandelt.

Der praktische Teil beinhaltet die Durchführung von bodenphysikalischen Untersuchungen auf Basis einer statistischen Auswertung von Bodenkennwerten, die eine Grundlage für die experimentellen Modellversuche an kleinmaßstäblichen Modelldämmen darstellen. Während eines simulierten Hochwassers werden im Rahmen dieser Versuche die Auswirkungen der Unterströmung auf die Stabilität feinkörniger, gering durchlässiger Aubodenschichten im Bereich des landseitigen Dammfußes untersucht. Dabei werden auch die Sicherungsmaßnahmen mittels Deckschichtentspannung auf deren Wirksamkeit beurteilt und gegenübergestellt.

Abstract

Flood protection dams are earth structures which have to ensure a safe flood discharge and protect the hinterland aware of floods. In the past the catastrophic floods showed that the quality of many existing dykes does not satisfy the current standards. Especially erosion is one of the most common dyke failures.

The theoretical part of this thesis discusses the basic principles of the design, construction and remediation of flood protection dams. Moreover calculation methods will be shown and different failure mechanisms will be described.

The practical part includes a statistical evaluation of soil parameters and soil laboratory testing. These results are the main basis for the experimental small scale tests on model dykes. Especially the effect of the ground water flow below the dyke will be analyzed in scope of these tests. Also the stability of fine grained soil will be observed. Finally, the drainage release measures of the low permeable surface layer will be analyzed and different release systems will be compared.

DANKSAGUNG

Großer Dank gebührt in erster Linie meinen Eltern, *Vukosav* und *Slavica Živković*, die mich überhaupt davon überzeugten mit dem Studium zu beginnen und in Notsituationen für mich da waren.

Ewiger Dank gilt meinen beiden Geschwistern, *Sanja* und *Vaso Živković*, die durch viele lustige Erlebnisse für viel Motivation sorgten und somit ebenso einen großen Einfluss auf meinem Studienabschluss haben.

Auch meine Großeltern, *Radosav* und *Neda Živković* sind nicht zu vergessen, die mich immer mit liebevollen und lustigen Ereignissen in schwierigen Zeiten aufbauten.

LIEBE FAMILIE, noch einmal BESTEN DANK FÜR ALLES!

Während meiner gesamten Studiumszeit begleiteten mich meine besten Freunde, welche gleichzeitig meine Vertrauenspartner und Studienkollegen waren und mit mir die härtesten Aufgaben überwältigten:

Cristian Borlea, Siniša Suvajac, Zlatibor Dregić und *Duško Erak*.

Bester Dank gilt auch meinen Kollegen aus meinem Semester für eine tolle Teambildung:

Bernhard Masar, Christoph Wikete, Svetoslav Slavchev, Martin Entacher, Ernst Kirchmayer, Christian Anger, Arthur Schönwälder, Gustav Benedek, Gerhard Huber, Jakob Weißinger, Martin Stadlbauer, Darko Tasevski, Thomas Lampl, Georg Brandstetter, Martin Rapp, Michael Schefbeck
und *Mario Ferchenbauer*.

Zusätzlich bedanke ich mich bei *Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam* und bei meinem Betreuer *Univ.Ass. Dipl.-Ing. Marek Szabo* für die Ermöglichung des gewünschten Themas und die Unterstützung während meiner Diplomarbeit.

Weiters bedanke ich mich beim Laborpersonal des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik für die große Hilfsbereitschaft bei meinen durchgeführten Laborversuchen:

Gerhard Steinbauer

Alfred Nitz

Michael Dürmoser

Patrick Hackensellner

Ebenso großer Dank an das technische Personal des Instituts für Wasserbau und Ingenieurhydrologie für die Unterstützung beim Aufbau der Modellversuche:

Harald Kornherr

Andreas Kothmayer

Andreas Leopoldseder

Ich bedanke mich beim folgenden Personal des Institutes für Wasserbau und Ingenieurhydrologie für die Hilfe bei den Recherchen und für die zur Verfügung gestellten Platzverhältnisse im Wasserbaulabor:

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Norbert Krouzecky

Dipl.-Ing. Dr.techn. Boris Huber

Allg.Univ.Bed. Ing. Karl Fuchs

INHALTSVERZEICHNIS

1. EINLEITUNG	1
2. GRUNDLAGEN	2
2.1. Allgemeines	2
2.2. Begriffsbestimmungen	3
3. BAU VON HOCHWASSERSCHUTZDÄMMEN	6
3.1. Geschichtliche Entwicklung	6
3.2. Dammquerschnitt.....	7
3.2.1. Allgemeines	7
3.2.2. Grundlegende Querschnittsbegriffe	7
3.2.3. Dammaufbau	9
3.2.4. Dichtungssysteme	11
3.2.4.1. Oberflächendichtungen (Außendichtungen)	12
3.2.4.2. Innendichtungen.....	12
3.2.5. Dammbaustoffe	14
3.2.5.1. Allgemeines.....	14
3.2.5.2. Bodenkennwerte	14
3.2.5.3. Eignung von Dammbaustoffen	18
3.2.5.4. Filterkriterien.....	19
3.2.5.5. Erosionsstabilität.....	23
4. BEMESSUNGSSGRUNDLAGEN	28
4.1. Allgemeines	28
4.2. Böschungsbruch.....	28
4.2.1. Allgemeines	28
4.2.2. Lamellenfreies Verfahren (Starrkörperverfahren)	29
4.2.3. Lamellenverfahren	29
4.2.4. Kinematische Element Methode (KEM)	31
4.2.5. Finite Elemente Methode (FEM)	32
4.3. Hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen	32
4.3.1. Allgemeines	32
4.3.2. Hydraulischer Grundbruch	33
4.3.3. Aufschwimmen	34

5. SANIERUNG.....	38
5.1. Allgemeines	38
5.2. Allgemeine Änderungen der Dammgeometrie.....	39
5.3. Besondere Änderungen der Dammgeometrie.....	41
5.4. Verhinderung von Aufweichungen	42
5.4.1. Anordnung von Filter- und Drainagesystemen im landseitigen Böschungsbereich	42
5.4.2. Abdeckung des Hangquellenbereiches mit einer filterfesten Kiesschicht.....	44
5.5. Reduzierung der Durchlässigkeit.....	45
6. VERSAGENSFORMEN.....	46
6.1. Allgemeines	46
6.2. Versagensauslöser	47
6.2.1. Erosion.....	47
6.2.2. Suffosion.....	48
6.3. Versagensmechanismen	49
6.3.1. Beanspruchungen der wasserseitigen Böschung.....	49
6.3.2. Überströmung (Äußere Erosion).....	50
6.3.3. Durchströmung und/oder Unterströmung.....	51
6.3.4. Böschungs- oder Geländebruch.....	52
6.3.5. Innere Erosion, Rückschreitende Erosion (Piping).....	52
6.3.6. Aufschwimmen bzw. Hydraulischer Grundbruch.....	53
6.3.7. Versagen der wasserseitigen Böschung durch rasche Wasserspiegelabsenkung	54
6.3.8. Wühltiere und Bepflanzung.....	55
7. BODENPHYSIKALISCHE UNTERSUCHUNGEN.....	56
7.1. Allgemeines	56
7.2. Statistische Auswertung der Bodenkennwerte	57
7.2.1. Allgemeines.....	57
7.2.2. Dammschüttmaterial	57
7.2.3. Auböden.....	63
7.2.4. Quartäre Sedimente	69
7.3. Schüttmaterial für Modellversuche („Modellböden“)... ..	73
7.3.1. Allgemeines.....	73
7.3.2. Maßstabsfaktoren für die Auswahl der Modellböden.....	73
7.3.3. Ergebnisse der Modellböden aus den bodenphysikalischen Untersuchungen.....	74
7.3.4. Gegenüberstellung der Modellböden mit der statistischen Auswertung	77
7.3.4.1. Allgemeines.....	77
7.3.4.2. Gegenüberstellung der Korngrößenverteilungen.....	77
7.3.4.3. Gegenüberstellung der Bodenkennwerte.....	80
7.3.4.4. Erosionsstabilität der Modellböden im Vergleich zur Natur	84
7.3.4.5. Resümee	89
8. GRUNDLAGEN DER WASSERBAULICHEN MODELLIERUNG.....	91
8.1. Allgemeines	91

8.2.	Modellgrundlagen.....	91
8.2.1.	Modell.....	91
8.2.2.	Modellarten.....	91
8.2.3.	Ähnlichkeitsmechanik.....	94
8.2.4.	Grenzen der Modellgesetze	95
9.	KLEINMASSSTÄBLICHE MODELLVERSUCHE.....	96
9.1.	Allgemeines	96
9.2.	Modellquerschnitt.....	96
9.3.	Modellrinne bzw. hydraulische Rinne („Glasrinne“)	98
9.3.1.	Allgemeines	98
9.3.2.	Versuchsbecken.....	99
9.3.3.	Dichtigkeitsprüfung	101
9.3.4.	Modellaufbau.....	101
9.3.5.	Modellversuche	103
9.4.	Plexiglasrinne.....	104
9.4.1.	Allgemeines	104
9.4.2.	Versuchsbecken.....	105
9.4.3.	Dichtigkeitsprüfung	106
9.4.4.	Modellaufbau.....	106
9.4.5.	Prüfung der hydraulischen Leitfähigkeit des Grundwasserleiters.....	107
9.4.6.	Prüfung der Druckverhältnisse und der Dichtheit der bindigen Deckschicht	108
9.4.7.	Modellversuch 1: Dammmodell ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen .	109
9.4.8.	Modellversuch 2: Dammmodell mit Sicherung der Deckschichtränder.....	113
9.4.9.	Modellversuch 3: Dammmodell mit geänderter Bodenart in der Deckschicht	115
9.4.10.	Modellversuch 4: Dammmodell mit Entspannung der Deckschicht	116
9.5.	Resümee	121
10.	ZUSAMMENFASSUNG	123
11.	QUELLENVERZEICHNIS	125
12.	ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	130
13.	TABELLENVERZEICHNIS.....	134

1. EINLEITUNG

Die nahezu periodisch wiederkehrenden Hochwässer der letzten Jahre waren mit größeren Überschwemmungen und in vielen Fällen auch mit schweren wirtschaftlichen Folgen verbunden. Insbesondere bei älteren Hochwasserschutzdämmen ist die Gefahr besonders groß, dass diese den Beanspruchungen zufolge eines Hochwassers nicht standhalten können. Diese Tatsache trug dazu bei, dass der Hochwasserschutz wieder an Bedeutung und Aktualität gewonnen hat. Dementsprechend wurde auch die Sanierung zahlreicher Hochwasserschutzbauwerke vorangetrieben, die einen schlechten Zustand aufweisen und langfristig einen Schutz nicht bieten können.

Der Neubau und vor allem die Sanierung der Hochwasserschutzdämme bedarf im Einzelfall eine gesonderte Herangehensweise an die Aufgabenstellung unter Berücksichtigung der geotechnischen, hydraulischen, ökologischen sowie örtlichen Randbedingungen. Demnach lassen sich keine standardisierten Regeprofile planen, die überall Anwendung finden würden. Vielmehr handelt es sich bei der Planung um eine Anpassung an die vor Ort anzutreffenden Verhältnisse. Aus geotechnischer Sicht ist bereits in der ersten Phase der Projektvorbereitung eine umfangreiche Dammszustands- bzw. Untergrunderkundung erforderlich. Erst auf Basis dieser Wissensgrundlage ist eine Projektierung der weiteren technischen Maßnahmen möglich. Hierbei spielen auch die Intensität und vor allem die Dauer der maßgebenden Hochwasserwelle, die für die Bemessung herangezogen wird, eine wichtige Rolle. Bei lang andauernden Hochwasserwellen ist hinsichtlich der Stabilität des Damms auch die Gefahr von Erosionserscheinungen zufolge Unterströmung des Damms zu berücksichtigen.

Im Rahmen der gegenständlichen Diplomarbeit sollen neben den theoretischen Grundlagen bezüglich der Planung bzw. Sanierung auch die unterschiedlichen Versagensmechanismen von Hochwasserschutzdämmen erläutert werden. Im Zusammenhang mit vorbeugenden Sicherungsmaßnahmen gegenüber hydraulischem Grundbruch der bindigen Aubodenschicht am luftseitigen Böschungsfuß bei langer Hochwasserwellendauer werden Modellversuche an kleinmaßstäblichen Modelldämmen durchgeführt. Hierbei sollen die Versagensformen zufolge Unterströmung des Damms sowie die technischen Maßnahmen der Entspannung der gering durchlässigen Deckschicht, die in den Flusssauen häufig den Grundwasserleiter überlagert und somit einen „dichten Deckel“ bildet, untersucht werden. Darüber hinaus soll eine Gegenüberstellung der untersuchten Entspannungsmaßnahmen durchgeführt werden.

2. GRUNDLAGEN

2.1. Allgemeines

Dämme sind künstlich hergestellte Linienbauwerke aus Erd- oder Steinbaustoffen und zählen zu den ältesten Erdbauwerken. Anwendung finden sie in folgenden Fachgebieten:

- Hochwasserschutz,
- Wasserversorgung,
- Bewässerung,
- Wasserkrafterzeugung.

Abbildung 2.1 zeigt die Hauptanwendungsgebiete des Dammbaus. Neben dem Verkehrswegebau und dem Deponiebau spielt der Dammbau insbesondere im Wasserbau und in den letzten Jahren vor allem im Hochwasserschutz eine bedeutende Rolle. Die Planung von Dämmen erfordert in der Regel eine umfassende Wissensgrundlage über das Schutzziel, die Trassierung, die Untergrundverhältnisse, die Hydrologie, die Ökologie und die verfügbaren Dammbaustoffe sowie über die Art des Dammes und die zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen. Demnach basiert die Planung und die Ausführung von Hochwasserschutzdämmen auf einer interdisziplinären Zusammenarbeit von Fachleuten. Neben den zahlreichen Spezialdisziplinen hat insbesondere die Geotechnik eine wichtige Rolle. [1]

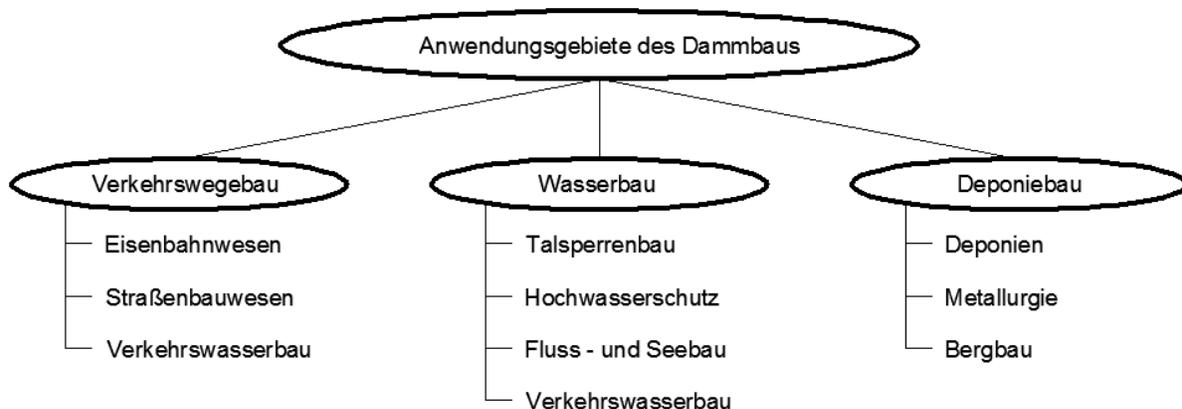


Abbildung 2.1: Anwendungsgebiete des Dammbaus [adaptiert nach Striegler 1998]

Rückstauweiche begleiten die Nebengewässer so weit vom Deich des Hauptgewässers, dass keine Überflutung des gegen Hochwasser zu schützenden Gebietes durch Rückstau eintreten kann.

Polder sind eingedeichte Niederungen und dienen zum Schutz gegen Überflutungen.

Binnendeiche unterteilen einen Polder, um Schäden bei Überflutung oder Deichbrüchen einzugrenzen.

Überlaufstrecken sind Deichabschnitte, die ohne nachhaltige Schäden am Flussdeich überströmt werden können.

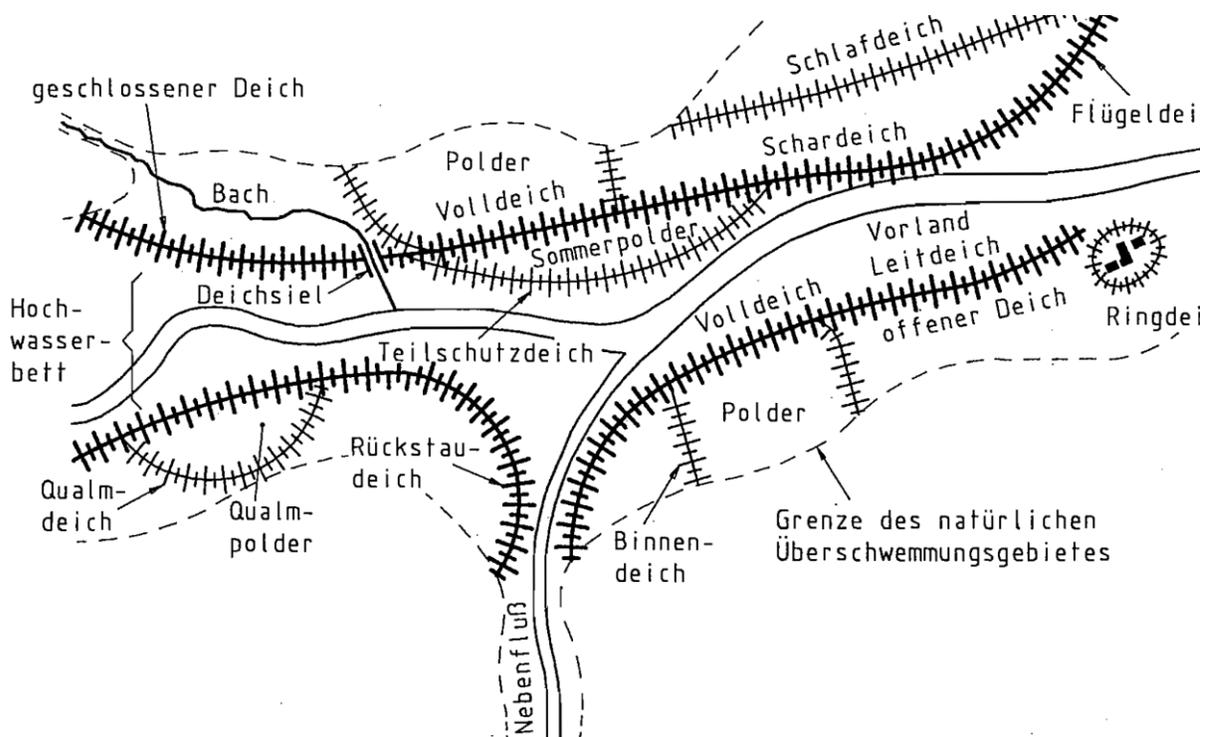


Abbildung 2.5: Darstellung der unterschiedlichen Flussdeicharten [4]

3. BAU VON HOCHWASSERSCHUTZDÄMMEN

3.1. Geschichtliche Entwicklung

Die Entwicklung des Hochwasserschutzes begann mit der Besiedelung des Talraumes, insbesondere in der Nähe der Flüsse. Anfangs dienten lediglich natürliche Erdwälle oder allenfalls künstliche Aufschüttungen zum Schutz der Siedlungen gegen Hochwässer. Diese stellten den ältesten und gleichzeitig auch den einzigen Hochwasserschutz dar. Der Bau der ersten „Hochwasserschutzbarrieren“ erfolgte mit sehr einfachen Mitteln. Das Schüttmaterial wurde oftmals mit Schaufeln ausgegraben und auf Schiebetruhen zur Baustelle transportiert. Die Dämme wurden dabei meist ohne zusätzliche Verdichtung der Dammschüttung hergestellt. Demnach führten Extremereignisse häufig zu Damnbrüchen. Erst durch den Einsatz von Tieren zum Materialtransport wurde die Arbeit beim Dammbau wesentlich erleichtert, wodurch auch deutlich größere Dammkörper hergestellt werden konnten, die einen besseren Schutz darstellten. Mit der Weiterentwicklung der Arbeitsgeräte und -methoden konnte ein weiterer Schritt hinsichtlich der Qualitätsverbesserung der Dammbauwerke erzielt werden. Trotz der ständigen Optimierung der Arbeitsmethoden entsprechen viele der älteren Hochwasserschutzdämme nicht dem heutigen Stand der Technik und erfüllen damit nicht die Funktion des Hochwasserschutzes. Insbesondere die Hochwasserereignisse der letzten Jahre haben gezeigt, dass zahlreiche dieser Erdbauwerke eine Sanierung erfordern, um einen ausreichenden Hochwasserschutz zu gewährleisten.



Abbildung 3.1: Deichbaudenkmal in Otterndorf [41]



Abbildung 3.2: Dammbau a.d. Litz – 1911 [43]

3.2. Dammquerschnitt

3.2.1. Allgemeines

Die Querschnittsausbildung von Hochwasserschutzdämmen hängt von einer Vielzahl von geotechnischen, hydrologischen, ökologischen bzw. umweltschutzrechtlichen Faktoren ab und kann daher stark variieren. Die Planung von Dammbauwerken ist somit stets im Einzelfall zu behandeln und erfordert neben der Berücksichtigung der planerischen Vorgaben auch eine Anpassung an die örtlichen Randbedingungen wie Untergrundverhältnisse, Grundwasserregime, Sachgüter, Umweltauswirkungen etc. Demnach ist eine einheitliche Lösung im Sinne eines Regelprofils gar nicht umsetzbar.

3.2.2. Grundlegende Querschnittsbegriffe

Auf Grundlage der DIN 19712 für Flusssdeiche sollen die wichtigsten Querschnittsbegriffe (Abbildung 2.4) erläutert werden:

Dammkrone ist der oberste Abschluss des Dammkörpers und soll in der Regel, wenn sie als befahrbar ausgeführt wird, eine Mindestbreite von 3 m aufweisen. Bei nicht befahrbaren Dammkronen von Hochwasserschutzdämmen unter 2 m Höhe ist eine Breite von 2 m ausreichend. Sie soll eine leicht gewölbte Form oder eine Querneigung von mindestens 2 % zur Wasserseite hin aufweisen, um eine Entwässerung zu ermöglichen. [4]

Böschung ist der geneigte Geländeverlauf zwischen dem Dammfuß und der Dammkrone. Sie werden mit Neigungen von maximal 1:3 (1:2,5) ausgeführt. Steilere Böschungen, vor allem auf der Landseite, sind nur dann möglich, wenn eine allfällige Durchströmung entweder mittels Dichtung oder mittels Drainierung oder durch Kombination der beiden verhindert wird. [4]

Der wirtschaftlichste und natürlichste Schutz vor Oberflächenerosion von Böschungen ist eine stark verwurzelte und geschlossene Grasnarbe. Die Vegetationsschicht wird in der Regel von 25 cm Stärke ausgeführt. Sie bietet den Vorteil einer Erosionsschutzwirkung, welche von den Standortgegebenheiten und den Pflegemaßnahmen sehr stark abhängt. Gehölze stellen stets ein Gefährdungspotential dar, wobei Büsche aufgrund der verschiedenen Wurzeleigenschaften weniger kritisch sind als Bäume. [3, 4]

Bermen sind horizontale Geländeverläufe, welche den geneigten Böschungsverlauf im Querschnitt unterbrechen. Sie werden angeordnet um die Standsicherheit von Böschungen zu erhöhen und die Erhaltung sowie die Dammverteidigung zu erleichtern. Bei befahrbaren Bermen ist eine Breite von mindestens 3 m einzuhalten. Bei nicht befahrbaren Bermen reicht eine Breite von mindestens 1 m. Bermen werden meist im Bereich der landseitigen Böschung angeordnet, wo sie auch die Funktion des Dammverteidigungsweges erfüllen. Wasserseitige Bermen dienen vor allem als Pflegebermen und sind etwa 50 cm über dem Mittelwasserstand anzuordnen. [3, 4]

Dammverteidigungswege sind landseitig angeordnete Bermen im Bereich des Böschungsfußes, die im Hochwasserfall zum Zweck der Dammverteidigung befahrbar sein müssen. In Ausnahmefällen können Dammverteidigungswege auch auf der Dammkrone geführt werden. Hierbei besteht jedoch die Gefahr, dass die Dammkrone bei Hochwasser und Sturm schwer zu befahren ist und somit die Verteidigung des Dammes erschwert wird. [3, 4]

Druckentlastungen bezeichnet man am landseitigen Dammfuß angeordnete Drainagegräben oder -säulen aus durchlässigem Material, welche die gering durchlässige Deckschicht durchbrechen und somit eine Druckentspannung bewirken. Sie werden als Sicherungsmaßnahme gegen das Aufbrechen (hydraulischer Grundbruch) bzw. Aufschwimmen der Deckschicht zufolge Unterströmung genutzt, in dem sie den auf die Unterkante der gering durchlässigen Schicht einwirkenden Druck entspannen. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass eine solche Maßnahme zu erhöhtem Sickerwasseraustritt auf der Landseite des Dammes führt. Bei der Herstellung dieser Entlastungselemente ist stets auf eine filterstabile Ausbildung zu achten. [4, 20]

Gegengewichtsschüttungen sind landseitig angeordnete Auflasten gegen das Aufbrechen (hydraulischer Grundbruch) bzw. Aufschwimmen der gering durchlässigen Deckschicht. Sie müssen aus einem filterfesten Material aufgebaut sein, damit ein allfälliger Wasserabfluss gewährleistet wird. Zur Trennung mit dem darunter liegenden Material wird ein Trennvlies verwendet. Als Sofortmaßnahme werden üblicherweise Sandsäcke als Auflast angeordnet. [12, 20]

3.2.3. Dammaufbau

Die Hauptaufgabe der Hochwasserschutzdämme besteht im schadlosen Abfließen der Hochwasserwelle. Dabei müssen die Dämme die hydraulische Beanspruchung aus dem Bemessungshochwasser (BHQ) aufnehmen können. Hinsichtlich der Einteilung der Dammtypen werden in den derzeit aktuellen Regelwerken folgende Ausführungen unterschieden: [8]

- Homogener Damm,
- 2- Zonen- Damm mit Drainagefuß,
- 2- Zonen- Damm mit Dichtung,
- 3- Zonen- Damm mit Dichtung und Drainagefuß.

Homogene Dämme (Abbildung 3.3) bestehen aus einem Stützkörper, der neben der statischen auch die hydraulische (abdichtende) Funktion zu übernehmen hat. Die bodenphysikalischen Eigenschaften des Dammschüttmaterials variieren innerhalb einer geringen Bandbreite. In der Regel besitzt das Dammschüttmaterial einen höheren Feinkornanteil, um die Anforderungen an eine geringe Durchlässigkeit zu erfüllen. Aufgrund der einheitlichen Bodenart sind homogene Dämme bautechnisch einfacher herzustellen. Dieser Dammtyp wird meistens für Hochwasserschutzdämme mit Höhen zwischen 2,5 und 6 m verwendet. [14, 19]

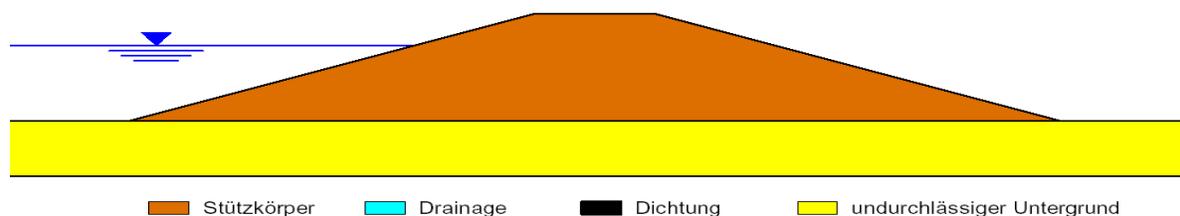


Abbildung 3.3: Homogener Damm [adaptiert nach [8]]

2- Zonen- Dämme mit Drainage (Abbildung 3.4) sind in der Regel Homogendämme, die neben einem gering durchlässigen Stützkörper zusätzlich einen am landseitigen Dammfuß angeordneten gut durchlässigen Drainagekörper besitzen. Dieser bewirkt eine Herabsetzung der Sickerlinie und verhindert unkontrollierte Wasseraustritte aus der Böschung zufolge

Dammdurchströmung. Darüber hinaus dient der Drainagekörper zum Sammeln und Ableiten der anfallenden Sickerwässer. [10, 14]

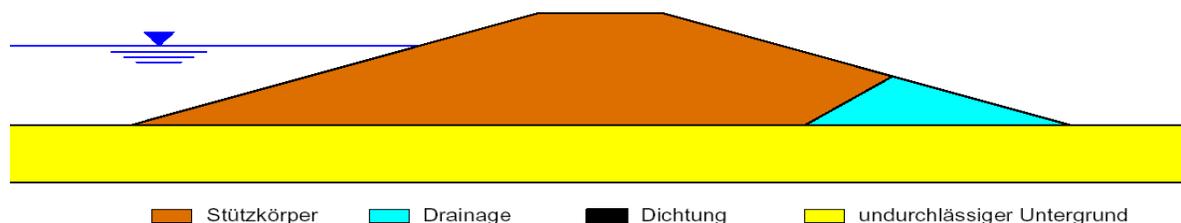


Abbildung 3.4: 2- Zonen- Damm mit Drainage [adaptiert nach [8]]

2- Zonen- Dämme mit Dichtung (Abbildung 3.5) besitzen einen Stützkörper und eine wasserseitig oder im Inneren des Dammkörpers angeordnete Abdichtung, die möglichst an den gering durchlässigen Untergrund anschließt bzw. in die durchlässige Untergrundsicht einbindet. Die Dichtung dient zur Verminderung des Sickerwasseranfalles und reduziert die hydraulische Böschungsbelastung auf den Dammkörperbereich hinter dem Dichtungselement. [10, 14]

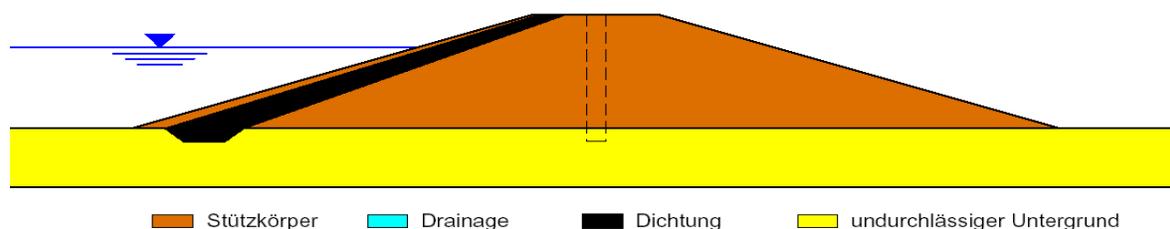


Abbildung 3.5: 2- Zonen- Damm mit Dichtung (Innen- oder Außendichtung) [adaptiert nach [8]]

3- Zonen- Dämme (Abbildung 3.6) bestehen aus einem Stützkörper, einer landseitigen Drainage und einer zusätzlichen Abdichtung des Dammes mittels Außen- oder Innendichtung.

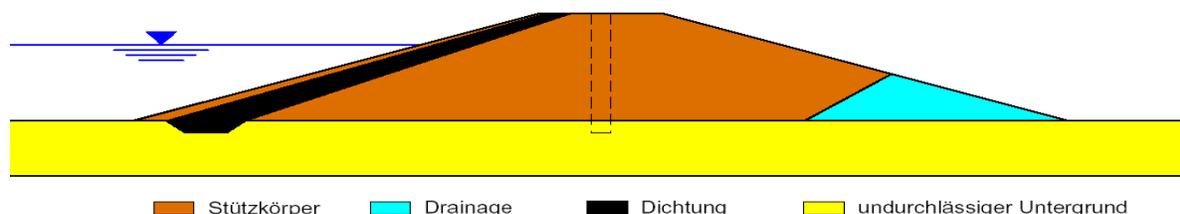


Abbildung 3.6: 3- Zonen- Damm mit Dichtung (Innen- oder Außendichtung) und Drainagefuß [adaptiert nach [8]]

3.2.4. Dichtungssysteme

Dichtungen in Hochwasserschutzdämmen dienen zur Verringerung des Sickerwasserdurchflusses sowie der hydraulischen bzw. hydrodynamischen Beanspruchung des Dammkörpers. Dabei wird der hydraulische Gradient maßgebend reduziert und der Verlauf der Sickerlinie hinsichtlich der Dammstabilität günstig verändert. Demnach wird die Standsicherheit bedeutend erhöht. Die Dimensionierung der Dammbabdichtungen richtet sich in erster Linie an die Begrenzung der durchzusickernden Wassermenge und an die Art der Querschnittsgestaltung. Neben der Dichtfunktion erfüllen die meisten Dichtungssysteme auch die Funktion einer Erosionsbarriere. In Abhängigkeit von der Lage im Querschnitt wird grundsätzlich zwischen **Oberflächendichtungen** (Außendichtungen) und **Innendichtungen** unterschieden. In den folgenden Abbildungen sind die einzelnen Dichtungsarten schematisch dargestellt.



Abbildung 3.7: Damm mit Außendichtung (links) und Innendichtung (rechts) auf undurchlässigem Untergrund

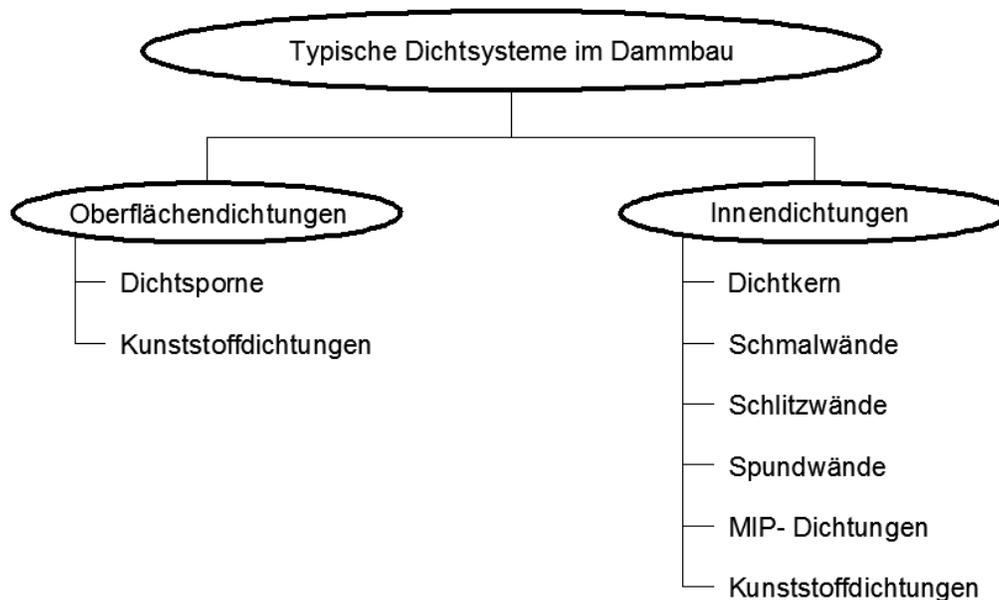


Abbildung 3.8: Typische Dichtungssysteme im Dammbau

3.2.4.1. Oberflächendichtungen (Außendichtungen)

Oberflächendichtungen (Außendichtungen) sind an der Oberfläche der (wasserseitigen) Dammböschung angeordnete Dichtungen, die eine Durchströmung des Dammkörpers verhindern sollen. Die Anordnung einer Außendichtung ist dann geeignet, wenn diese an eine gering durchlässige Untergrundsicht angeschlossen werden kann. Wenn dies nicht der Fall ist, dann sollte die Dichtung in einen wasserseitigen Dichtungsteppich übergehen oder durch eine zusätzliche Untergrundabdichtung (beispielsweise durch Spundwände) hergestellt werden (Abbildung 3.9). Beim Dichtungsteppich wird durch die horizontale Verlängerung der dichten Schicht der Sickerweg verlängert und der hydraulische Gradient reduziert. Bei dieser Variante ist viel Material erforderlich. Nachteilig ist auch die Verletzungsgefahr durch äußere Einwirkungen, wobei allfällige Leckagen nur schwer erkennbar sind. Grundsätzlich werden bei den Oberflächendichtungen zwei Arten unterschieden: [12]

Dichtsporne sind Oberflächendichtungen auf Dammböschungen aus Erdmaterial. Die Materialanforderungen sind dabei dieselben wie jene für den Dichtkern (Kapitel 3.2.4.2.). Allerdings ergeben sich oft Erschwernisse wegen der zonierten Bauweise. [10]

Kunststoffdichtungen werden häufig als Außendichtungen genutzt. Sie besitzen den Vorteil der raschen Ausführung, weil sie sich leicht verlegen lassen. Einzige Schwierigkeit bei der Ausführung stellen die Verbindungsstöße dar, welche präzise ausgeführt werden müssen. [10]

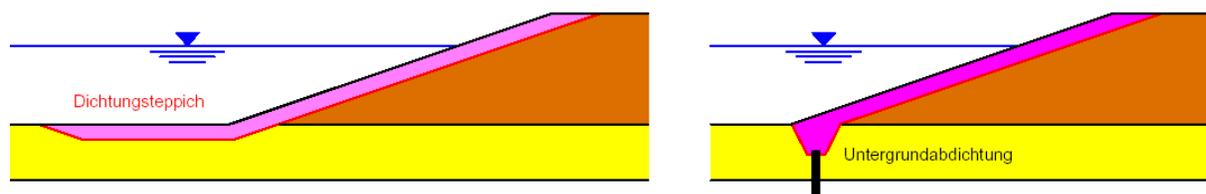


Abbildung 3.9: Dichtungsteppich (links) und zusätzliche Untergrundabdichtung (rechts) [adaptiert nach [4]]

3.2.4.2. Innendichtungen

Innendichtungen werden heutzutage immer häufiger zur Abdichtung von Hochwasserschutzdämmen eingesetzt. In der Regel werden sie in der Mitte des Dammpfils angeordnet und somit vertikal entlang der Dammachse im Dammkörper geführt. Sie werden nach der Errichtung des Stützkörpers von der Dammkrone aus hergestellt, können aber auch

gleichzeitig mit dem Dammbau im Sinne eines Dichtkernes aus einem gering durchlässigen Boden ausgeführt werden. Die Innendichtungen haben den Vorteil, dass sie gegen äußere Einwirkungen durch den umgebenden Dammkörper geschützt sind. Im Folgenden werden die einzelnen Ausführungsvarianten näher erläutert. [12]

Dichtkern wird gleichzeitig mit dem Bau des Stützkörpers aus einem gering durchlässigen Material hergestellt. Im Querschnitt bildet der Dichtkern einen trapezförmigen Dichtkörper, der sich nach oben hin verjüngt. Sowohl auf der Wasser- als auch auf der Luftseite ist ein Stützkörper angeordnet. Für das Dichtmaterial gilt ein Durchlässigkeitskriterium von etwa $k \leq 10^{-8}$ m/s. [12]

Schmalwände sind vertikale Dichtwände mit geringer Wanddicke aus zementgebundenen Dichtsuspensionen und lassen sich nahezu in allen rammbaren, natürlich gewachsenen oder künstlich geschütteten Böden herstellen. Sie besitzen keine statische Funktion und können bis zu einer Maximaltiefe von 35 m ausgeführt werden. Aufgrund ihrer einfachen Herstellung werden sie häufig als Innenabdichtung von Hochwasserschutzdämmen eingesetzt. Darüber hinaus wirken sie auch als Erosionsbarriere und schützen somit den Dammkörper gegen Materialauswaschungen zufolge innerer Erosion. Bei der Schmalwandherstellung in der Nähe von Gebäuden ist stets auf Erschütterungen zu achten, die zu Schäden an Bauwerken führen können. [13]

Schlitzwände sind vertikale Wände im Untergrund entweder aus Stahlbeton, unbewehrtem Beton oder zementgebundenen Stoffen. Neben einer Dichtfunktion besitzen sie auch eine statische Funktion und können daher auch größere Lasten aufnehmen. Am wirtschaftlichsten sind sie, wenn sie bei hohen Dämmen ausgeführt werden, da sie für den Einsatz in Hochwasserschutzdämmen sehr teuer sind. In Österreich werden Schlitzwände im Regelfall meist mittels Greifer hergestellt. Generell unterscheidet man zwischen Einphasen- und Zweiphasenschlitzwände, die zur Anwendung kommen können. [13, 20]

Spundwände sind durchgehende Wände aus Spundbohlen zum temporären oder ständigen Zurückhalten von Untergrund und/oder Wasser, deren Führung durch eine Verbindung der Schlösser erreicht wird. Sie sind eine eher unübliche Methode zur Innendichtung der Hochwasserschutzdämme, und zwar aufgrund der hohen Kosten. Einsetzbar sind diese Elemente auch in sehr weichen und fließenden Böden sowie auch im Grundwasser. Nachteilig ist, dass bei der Herstellung bzw. beim Rammen Erschütterungen und

Lärmbelästigungen nicht gänzlich auszuschließen sind und der Einsatz durch schlecht rammbaren Böden beschränkt ist. Sie werden in der Regel bis zu 20 m ausgeführt. [13, 20]

MIP– Dichtungen (Mixed in Place) sind tiefreichende Bodenstabilisierungen, bei denen das Bindemittel mechanisch in den Untergrund eingemischt wird und zwar so, dass verfestigte, wandartige Bodenkörper mit verbesserten Eigenschaften hinsichtlich der Tragfähigkeit, Verformungsverhalten, Durchlässigkeit etc. entstehen. [13, 14]

Kunststoffdichtungen werden selten als Innendichtung eingesetzt und sind vorwiegend für untergeordnete Bauwerke von Bedeutung. In Anwendung kommen meist Kunststoffdichtungsbahnen. Sie haben den Vorteil, dass eine rasche Ausführung möglich ist, können jedoch leicht beschädigt werden. [2]

3.2.5. Dammbaustoffe

3.2.5.1. Allgemeines

Ältere Dämme weisen in der Regel eine große Bandbreite an Böden mit stark variierenden Eigenschaften auf. Somit können Dammbauwerke aus verschiedenen Materialien hergestellt werden, welche umweltverträglich sein müssen. Darum ist bereits vor der Planung eine umfangreiche Untergrunderkundung erforderlich.

3.2.5.2. Bodenkennwerte

Vor Beginn der Planungsarbeiten müssen die entscheidenden Bodenkennwerte bekannt sein. Sie dienen als Grundlage für erdstatische Berechnungen und sind eine wichtige Voraussetzung für die Planung und die Herstellung von Dämmen. Folgend sind die wichtigsten Bodenkennwerte aufgelistet und erläutert:

- Wassergehalt,
- Korndichte,
- Korngrößenverteilung,
- Konsistenzgrenzen nach Atterberg,
- Durchlässigkeit,
- Scherfestigkeit,
- Proctorversuch,
- Glühverlust.

Der **Wassergehalt** w eines Bodens wird aus dem Verhältnis der Masse des in der Probe enthaltenen Porenwassers zur Trockenmasse des Bodens bestimmt. Dieser Bodenparameter hat einen maßgebenden Einfluss auf die Zustandsformen feinkörniger Böden. Darüber hinaus wird auch die Tragfähigkeit bzw. Festigkeit beeinflusst. Die Verdichtbarkeit hängt ebenfalls vom Wassergehalt ab. [19]

Die **Korndichte** bzw. die Kornrohndichte ρ_s gibt die Rohdichte der festen Bestandteile des Bodens an und errechnet sich aus dem Verhältnis der Trockenmasse der Einzelkörner des Bodens und deren Volumen einschließlich ihrer von der Messflüssigkeit (destilliertes Wasser) nicht benetzter Hohlräume. Sie kann durch Versuche im Labor (Pyknometerversuch) ermittelt werden und bildet Grundlagen für erdstatische Berechnungen. [19]

Die **Korngrößenverteilung** eines Bodens gibt Auskunft über die Masseanteile einzelner Korngrößenbereiche eines Bodens an. Bezogen auf die Gesamttrockenmasse der Probe werden die prozentuellen Masseanteile der einzelnen Korngrößen angegeben. Sie werden durch Kennzahlen (Ungleichförmigkeitszahl C_u und Krümmungszahl C_w) beschrieben und in Diagrammen dargestellt. Gemäß ÖNORM EN 14688-2:2004 werden folgende Korngrößenverteilungen unterschieden: [20, 39]

- enggestuft (steil verlaufend) ($C_u < 6$; $C_c < 1$),
- gut gestuft (mäßig steil verlaufend) ($C_u = 6$ bis 15 ; $C_c < 1$),
- weitgestuft (flach verlaufend) ($C_u > 15$; $1 < C_c < 3$),
- intermittierend gestuft (treppenförmig verlaufend; Fehlkorn) ($C_u =$ hoch ; $C_c =$ beliebig, üblicherweise $< 0,5$).

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung erfolgt für grobkörnige Böden mittels Siebanalyse und für feinkörnige Böden mittels Schlämmanalyse. Für gemischtkörnige Böden wird eine Kombination beider Methoden durchgeführt. [19]

Die **Konsistenzgrenzen nach Atterberg** werden gemäß ÖNORM B4411:1974 als ein Maß für die Bildsamkeit (Plastizität) eines Bodens und seine Empfindlichkeit gegenüber Änderungen des Wassergehaltes definiert. Die Bestimmung der plastischen Eigenschaften ist von großer Bedeutung bei der Beurteilung und der Klassifizierung von feinkörnigen Böden, da die Kornverteilung oft alleine nicht ausreicht. Demnach ist die Zustandsform ein wesentliches Beurteilungskriterium feinkörniger Böden, die sich jedoch mit steigendem Wassergehalt ändert. Die Änderungen zwischen „fest“ und „flüssig“ lassen sich mit drei erkennbaren Zustandsgrenzen beschreiben. Die Fließgrenze stellt den Übergang zwischen dem flüssigen und den plastischen Zustand dar. Die Ausrollgrenze definiert die Grenze zwischen dem plastischen und dem halbfesten Zustand und die Schrumpfgrenze zwischen der halbfesten und der festen Konsistenz (Abbildung 3.10). [19, 20]

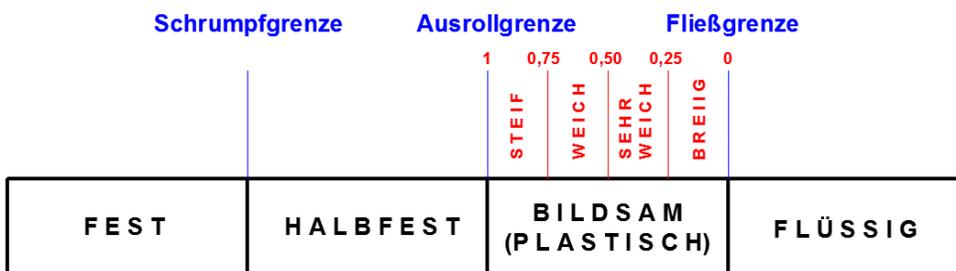


Abbildung 3.10: Konsistenzbalken nach Atterberg [adaptiert nach [39]]

Die **Durchlässigkeit k** von Böden ist definiert als „*Verhältniswert zwischen Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gefälle i bei gleichmäßiger, linearer Durchströmung eines wassergesättigten Bodens.*“ [18]

Die Durchlässigkeit hängt grundsätzlich von Körnungslinie, Kornform, Porenanteil, Durchströmungsrichtung, Sättigungsgrad, Temperatur des Wassers ab. Die Messungen basieren auf vollständiger Sättigungen des untersuchten Bodens, unter Berücksichtigung des Darcy'schen Gesetzes. Im Folgenden sind neben dem Gesetz die Richtwerte für die Durchlässigkeiten angegeben. [9, 20]

Darcy'sches Gesetz: $v_f = k \cdot i = k \cdot \frac{\Delta h}{L}$ mit $Q = v_f \cdot A = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A$

mit:

- v_f Filtergeschwindigkeit [m/s]
- k Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- i hydraulischer Gradient [-]
- Δh Wasserspiegeldifferenz [m]
- Q Durchfluss [m³/s]
- L durchströmte Länge [m]
- A durchströmte Fläche [m²]

Tabelle 3.1: Richtwerte für Durchlässigkeiten für verschiedene Bodenarten [19]

Bodenart	Durchlässigkeit k [m/s]
Kiese	1 bis 1×10^{-2}
sandiger Kiese	1 bis 1×10^{-3}
Sande	1×10^{-3} bis 1×10^{-5}
Schluffe	1×10^{-5} bis 1×10^{-7}
Tone	1×10^{-7} bis 1×10^{-10}

Die **Scherfestigkeit** definiert den „Widerstand eines Bodens gegen die Verschiebung in einer Gleit- bzw. Bruchfläche, die sich unter der Wirkung äußerer Kräfte einstellt. Sie setzt sich aus dem Reibungswinkel φ und der Kohäsion c zusammen“. [20] Die Scherfestigkeit hat einen maßgebenden Einfluss auf die Tragfähigkeit sowie die Standsicherheit. Bestimmt wird die Scherfestigkeit mit dem Rahmenscherversuch, dem Kreisring-Scherversuch oder dem Triaxialversuch. [19, 20]

Der Reibungswinkel ist der maßgebende Scherfestigkeitsparameter für nichtbindige Böden. Definiert wird er als Winkel der inneren Reibung, unter dem der Boden belastet werden

kann, ohne zu versagen. Bei kohäsionslosen Böden entspricht der Reibungswinkel in etwa dem Schüttwinkel des trockenen Bodens. [19, 20]

Die Kohäsion ist neben dem Reibungswinkel eines Bodens der maßgebende Scherfestigkeitsparameter für bindige Böden. Sie resultiert aus den Kornbindungskräften zwischen den einzelnen Bodenteilchen untereinander und kann als diejenige Scherfestigkeit beschrieben werden, die bei fehlender Normalspannung vorhanden ist. [19, 20]

Der **Proctorversuch** wird zur Beurteilung der Verdichtbarkeit von Böden verwendet. Dabei wird die höchste erzielbare Trockendichte einer Bodenprobe in Abhängigkeit vom Wassergehalt bei vorgegebener Verdichtungsarbeit bestimmt. Der Versuch dient zur Abschätzung der im Feld unter Einwirkung von Verdichtungsgeräten erreichbaren Dichte des Bodens und liefert eine Bezugsgröße für die Beurteilung des Verdichtungszustandes. Der Verdichtungsgrad D_{Pr} wird im Erdbau häufig zur Verdichtungskontrolle als Abnahmekriterium herangezogen. Er ist der Quotient der auf der Baustelle bestimmten Trockendichte ρ_d zu der im Labor ermittelten Proctordichte ρ_{Pr} . [19, 20]

Der **Glühverlust** dient zur Bestimmung der im Boden enthaltenen organischen Substanzen. Diese werden aus dem Massenverlust einer Bodenprobe beim Glühen (600°C) bestimmt. Organische Bestandteile beeinflussen maßgebend die bodenphysikalischen Eigenschaften (Wassergehalt, Porenanteil, Verformungs- und Festigkeitseigenschaften) und haben aufgrund der eintretenden Zersetzungsprozesse bedeutenden Einfluss auf das Langzeitverhalten des Untergrundes. [19, 20]

3.2.5.3. Eignung von Dammbaustoffen

Hinsichtlich der Baustoffe sind grundsätzlich alle natürlichen mineralischen Baustoffe, wie Ton, Schluff, Sand, Kies, Stein, ferner gebrochenes Gestein und so genannte Waschberge, jenes Material, welches in der Steinkohlegewinnung vom gewonnenen Produkt aussortiert wird, verwendbar. Ungeeignete Baustoffe sind im Allgemeinen alle Bodenarten mit organischen Bestandteilen von über 10 %. [4]

3.2.5.4. Filterkriterien

Die Anforderungen an eine ausreichende Durchlässigkeit des Filters und erforderliche Filterwirksamkeit beeinflussen die Wahl des geeigneten Filtererdstoffes. Hierbei muss vor allem aufgrund einer geometrischen Sperre zufolge der Kornzusammensetzung des Filters ein Bewegungsvorgang der (feineren) Bodenpartikeln unterbunden werden. Demnach sollten die Filtererdstoffe weder grob noch fein sein und sie sollten Verformungen aufnehmen können. Filterstabilität des Filters muss gewährleistet sein, damit die Suffosions- und Erosionsvorgänge vermieden werden. Das bekannteste Filterkriterium ist jenes nach Terzaghi (Abbildung 3.11). [2, 20]

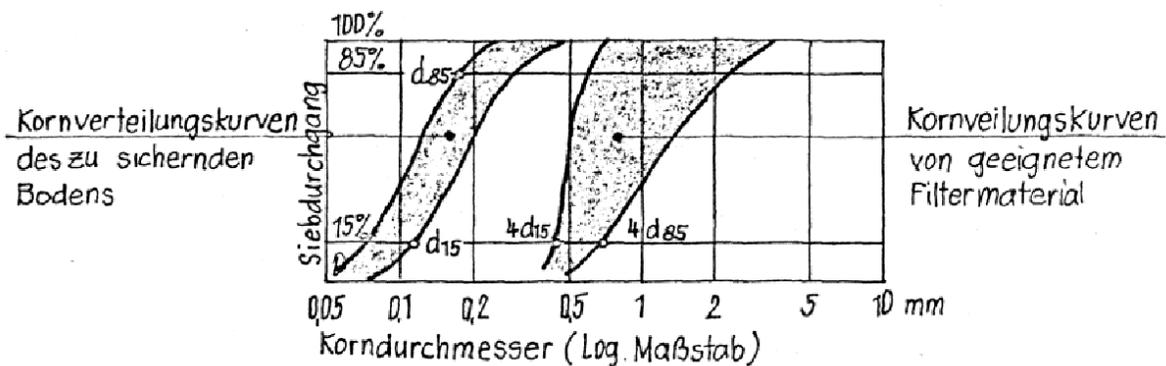


Abbildung 3.11: Filterregel von Terzaghi [20]

D_{15} Korndurchmesser des Filtermaterials am Ordinatenpunkt 15 % seiner KV- Linie

d_{15} Korndurchmesser des Kernmaterials am Ordinatenpunkt 15 % seiner KV- Linie

d_{85} Korndurchmesser des Kernmaterials am Ordinatenpunkt 85 % seiner KV- Linie

(1) Forderung nach mechanischer Filterfestigkeit (Erosionsstabilität): $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4$

(2) Forderung der hydraulischen Wirksamkeit des Filters: $\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$

Das Filtermaterial entspricht den Anforderungen, wenn seine bei 15 % vertretende Korngröße D_{15} mindestens viermal so groß ist, wie die mit 15 % vertretende Korngröße des zu sichernden Bodenmaterials. Dieses an das Filter angrenzende Material darf wiederum nicht mehr als viermal so groß sein, wie die bei 85 % vertretende Korngröße d_{85} der feinkörnigsten benachbarten Bodenschichten. [2, 20]

Voraussetzung für die Gültigkeit der Filterregel nach Terzaghi: [2, 20]

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 2 \quad (\text{Ungleichförmigkeitszahl des Filtermaterials})$$

mit:

D_{60} Korndurchmesser des Filtermaterials am Ordinatenpunkt 60 % seiner KV- Linie

D_{10} Korndurchmesser des Filtermaterials am Ordinatenpunkt 10 % seiner KV- Linie

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 2 \quad (\text{Ungleichförmigkeitszahl des Kernmaterials})$$

mit:

d_{60} Korndurchmesser des Kernmaterials am Ordinatenpunkt 60 % seiner KV- Linie

d_{10} Korndurchmesser des Kernmaterials am Ordinatenpunkt 10 % seiner KV- Linie

Neben den erwähnten Filterkriterien nach Terzaghi gibt es eine Vielzahl an unterschiedlichen Filterkriterien, die im Folgenden näher erläutert werden. Das Filterkriterium des US Corps of engineers (USCE) wurde in Anlehnung an das klassische Filterkriterium von Terzaghi für enggestufte Sande abgeleitet. [2, 20]

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \qquad 4 \leq \frac{D_{15}}{d_{15}} \leq 20 \qquad \frac{D_{50}}{d_{50}} \geq 25$$

D_{15} Korndurchmesser des Filtermaterials bei 15 % Siebdurchgang

d_{85} Korndurchmesser des abzufilternden Bodens bei 85 % Siebdurchgang

Die Filterregel nach Cistin (1967) / Ziems (1969) ist ein geometrisches Filterkriterium (Abbildung 3.12) zur Beurteilung einer Kontakterosion senkrecht zur Kontaktfläche zweier Böden und einer Kontaktsuffosion. Es wurde von Cistin experimentell abgeleitet und von ZIEMS erweitert. Dieses Kriterium definiert einen zulässigen Abstand A_{zul} der Kornverteilungskurven des Filtermaterials und des Basiserdstoffes in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeit beider Böden. [2, 20]

Folgende Voraussetzungen müssen für die Gültigkeit der Filterregel nach Cistin / Ziems erfüllt sein:

Die Ungleichförmigkeitszahlen liegen im Bereich $2 < C_u < 20$ und der hydraulische Gradient im Basiserdstoff $i_B < 9$. Die Durchsickerung soll stets von oben nach unten verlaufen, wobei die Korndurchmesser des Basiserdstoffes im Bereich $0,1 \text{ mm} < d < 30 \text{ mm}$ und des Filtermaterials $4 \text{ mm} < D < 100 \text{ mm}$ liegen. Zum Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion muss das vorhandene Abstandsverhältnis $A_{50_{\text{vorh}}} = d_{50_F} / d_{50_B}$ die Bedingung $A_{50_{\text{vorh}}} \leq A_{50_{\text{zul}}}$ erfüllen. [20, 45]

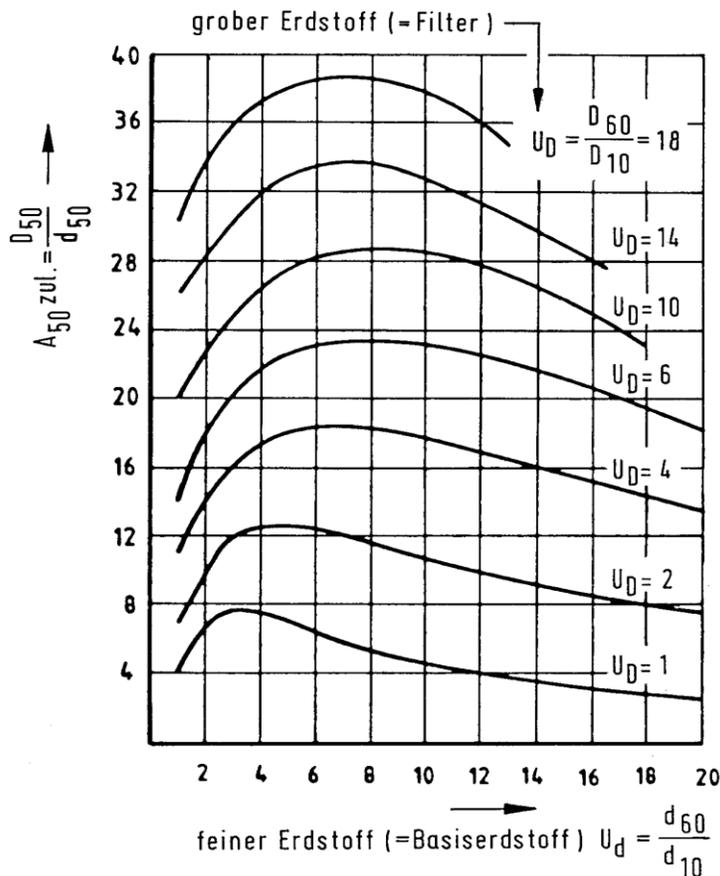


Abbildung 3.12: Filterregel von Cistin/Ziems [45]

Beim Filterkriterium des US- Bureau of Reclamation (USBR) sollen die Sieblinien des Filters und des zu schützenden Materials im Bereich der kleineren Korngrößen annähernd parallel sein. Hier wird zwischen zwei Korngrößenbereichen unterschieden. Tabelle 3.2 sind die einzelnen Kriterien zu entnehmen. [2, 20]

Tabelle 3.2: Filterkriterium USBR adaptiert nach Brandl, 2006 [20]

Charakteristik des Filtermaterials	$\frac{D_{50}(\text{Filter})}{d_{50}(\text{Boden})}$	$\frac{D_{15}(\text{Filter})}{d_{15}(\text{Boden})}$
gleichförmige Kornverteilung (Cu = 3 - 4)	5 - 10	-
gut bis schlecht abgestuft ungleichförmig abgerundetes Material	12 - 58	12 - 40
gut bis schlecht abgestuft ungleichförmig kantiges Material	9 - 30	6 - 18

Das Kriterium nach Witt berücksichtigt, dass ein Partikeltransport aufgrund von Blockierungen der Porenpfade dann stagniert, wenn der eingetragene Basiserdstoff Partikel enthält, die größer sind als die effektive Filteröffnung. Um diesen Zustand zu erreichen ist eine gewisse Verlustmasse an Basiserdstoff unvermeidbar. Der Nachweis basiert auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage und ist unter Vorgabe von Grenzwerten (Eindringtiefe, Bandbreite, Vertrauensbereich der Körnungsbänder) folgendermaßen definiert: [45]

Tabelle 3.3: Kriterium zur Filterbemessung nach Witt (1986) [45]

	Ungleichförmigkeit des Filters		
	$U_F < 3$	$3 < U_F \leq 6$	$U_F > 6$
$d_{5F} < 0,5 \text{ mm}$	$\frac{\max d_{30F}}{\min d_{95s}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{10F}}{\min d_{95s}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{5F}}{\min d_{95s}} \leq 2,5$
$d_{5F} \geq 0,5 \text{ mm}$	$\frac{\max d_{30F}}{\min d_{85s}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{10F}}{\min d_{85s}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{5F}}{\min d_{85s}} \leq 2,5$
<p>Anmerkungen:</p> <p>Versagenswahrscheinlichkeit eines Filterelementes $p_f = 10^{-3}$, Vertrauensbereich der Körnungsbänder $\geq 90\%$. Für Filtererdstoffe mit $d_{5F} < 0,5 \text{ mm}$ wird die maximale Eindringtiefe des Basismaterials in den Filter mit $330 \times d_{5F}$ angegeben.</p> <p>Für Filtererdstoffe mit $d_{5F} \geq 0,5 \text{ mm}$ beträgt diese $52 \times d_{5F}$.</p>			

Beim Nachweis nach Baw Mak ist die mechanische Filterwirksamkeit gegeben, wenn der Kornfilter die in Tabelle 3.4 aufgelisteten Körnungsanteile enthält.

Tabelle 3.4: Mechanische Filterwirksamkeit für bindige Böden nach Baw Mak (1989) [45]

bindiger Boden	Filter
$I_p < 0,15$ $c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$	$D_{10} \leq 0,2 \text{ mm}$ $D_{60} \leq 0,7 \text{ mm}$
$I_p \geq 0,15$ $c_u \geq 10 \text{ kN/m}^2$	$D_{10} \leq 0,2 \text{ mm}$ $D_{60} \leq 0,7 \text{ mm}$
Anmerkung: Bei Böden mit $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ ist Bodenaustausch vorzunehmen	

3.2.5.5. Erosionsstabilität

Erosionsvorgänge treten sowohl an der Oberfläche als auch im Inneren eines Bodengefüges statt. Neben der Oberflächenerosion einer Dammböschung zufolge Überströmens ist die innere Erosion die zweithäufigste Ursache für das Versagen der Dämme. Bei Vorhandensein von bindigen Deckschichten hat dementsprechend die Erosionsstabilität der (Au)Böden eine bedeutende Rolle auf die Standsicherheit eines Dammbauwerkes. Mit steigendem Wasserspiegel im Fluss bildet sich zufolge der Unterströmung des Dammes ein nach oben gerichteter, auf die Deckschicht einwirkender Porenwasserdruck aus, der eine Partikelbewegung innerhalb der einzelnen durchströmten Bodenschichten bewirken kann. Damit jedoch ein derartiger Erosionsvorgang stattfinden kann, muss neben den geotechnischen Randbedingungen (Kornzusammensetzung, Ungleichförmigkeit, Kohäsion etc.) und einem ausreichenden hydraulischen Gefälle (kritischer hydraulischer Gradient i_{krit}) auch ein geometrisches Kriterium erfüllt sein. Eine erhöhte Erosionsgefahr besitzen vorwiegend Böden mit intermittierend gestufter Kornverteilungslinie (Böden mit Ausfallkörnungen) sowie grobschluffige und vor allem (fein)sandige Böden, die eine geringe bzw. keine Kohäsion besitzen. Demnach kann ein Materialsastrag schon bei relativ niedrigen hydraulischen Gradienten erfolgen. Materialausspülungen aus dem Untergrund entlang von vorhandenen Wegigkeiten können wiederum zu Sackungen und Setzungen des Dammkörpers führen und somit ein Versagen zur Folge haben. Aus diesem Grund muss neben einer Filterstabilität auch eine Erosionsstabilität gegeben sein. Ist dies nicht möglich, so sind ergänzende Sicherungsmaßnahmen erforderlich, um die Stabilität des Dammes nicht zu gefährden. Folgendes Kriterium wird für die Sicherheitsdefinition gegen innere Erosion verwendet:

$$\eta_s = \frac{i_{krit}}{i_{vorh}} \geq 1 \quad i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad i_{vorh} = \frac{\Delta h}{L}$$

mit:

- η_s Sicherheitszahl [-]
- i_{krit} kritisches hydraulisches Gefälle [-]
- i_{vorh} vorhandener hydraulischer Gradient [-]
- γ' Wichte unter Auftrieb [kN/m³]
- γ_w Wichte von Wasser [10 kN/m³]
- Δh Wasserspiegeldifferenz [m]
- L durchströmte Länge [m]

Betrachtet man das kritische hydraulische Gefälle aus erdstatischer Sicht würde ein Erosionsversagen in körnigen Böden bei $i_{vorh} \geq i_{krit} = \gamma' / \gamma_w = (\gamma_s - \gamma_w) (1-n) = 1$ bzw. 1,4 auftreten. In der Tatsache kann der Erosionsvorgang schon bei wesentlich geringen Gradienten einsetzen. Die Voraussetzung hierfür bilden bei grobkörnigen Böden die Ungleichförmigkeitszahl und der Korndurchmesser. Im Hinblick auf die Untersuchungen der Erosionsanfälligkeit werden seit Jahrzehnten experimentelle Untersuchungen durchgeführt, wie z.B. Bligh (1912), Lane (1935), Tschugajew (1962), Weijers & Sellmeijer (1993), Saucke (2004) etc. Einige dieser Arbeiten zur Bestimmung der kritischen hydraulischen Gradienten basieren auf Beobachtungen in der Natur. Im Folgenden werden einige dieser Untersuchungen vorgestellt.

Tabelle 3.5 ist das hydraulische Gefälle für Sande nach Istomina, Brauns und Tschugajew für die Beurteilung der Erosionssicherheit von Wehren zu entnehmen. Tabelle 3.6 zeigt die Beurteilung der Suffosionsgefahr in rolligen Böden nach Istomina.

Tabelle 3.5: i_{krit} nach verschiedenen Regelwerken für Sande [Martak/Hofmann, 2007]

	Istomina	Brauns	Tschugajew
i_{krit}	0,30-0,40	0,20-0,40	0,12-0,30

Tabelle 3.6: Kriterien zur Beurteilung der Suffosionsgefahr in rolligen Böden [adaptiert nach Istomina]

Ungleichförmigkeitsgrad $C_u = d_{60}/d_{10}$	maximal zulässiges hydraulisches Gefälle i_{krit}
< 10	0,30-0,40
10-20	0,20
>20	0,10

In Abbildung 3.13 sind ähnliche Beurteilungskriterien für verschiedene Böden graphisch ersichtlich. Das Kontakterosionskriterium für geschichteten Boden nach Brauns wird in Abbildung 3.14 zusammengefasst. [20]

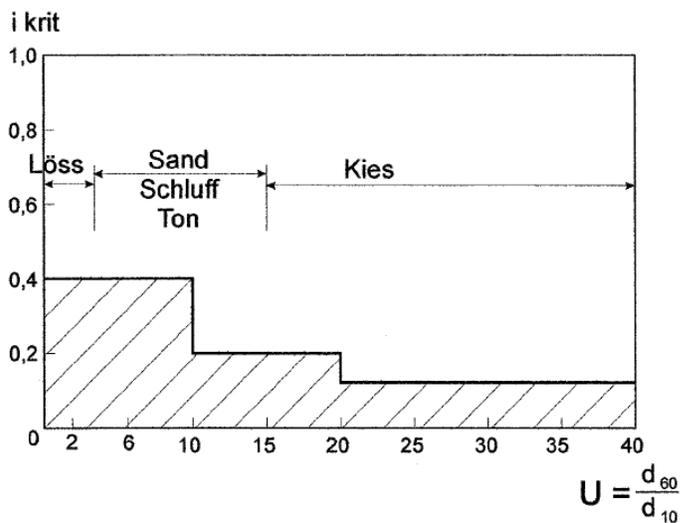


Abbildung 3.13: Beurteilung der Suffosionsgefahr in rolligen Böden nach Istomina (1957) [Martak/Hofmann, 2007]

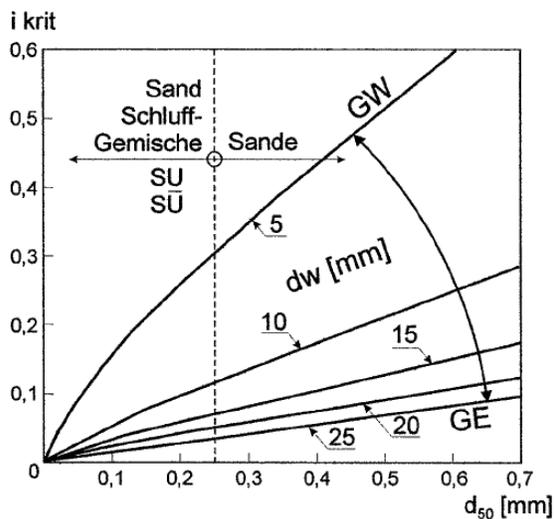


Abbildung 3.14: Kontakterosionskriterium für geschichteten Boden nach Brauns [Martak/Hofmann, 2007]

Im Folgenden ist eine Zusammenfassung des kritischen hydraulischen Gefälles für Erosion basierend auf Beobachtungen und geotechnischen Messungen, aus der Literatur und nach Erfahrungen bei Dammbauwerken dargestellt und mit den Bereichen nach EN 1997-1 (HYD) gegenübergestellt (Abbildung 3.15). [20]

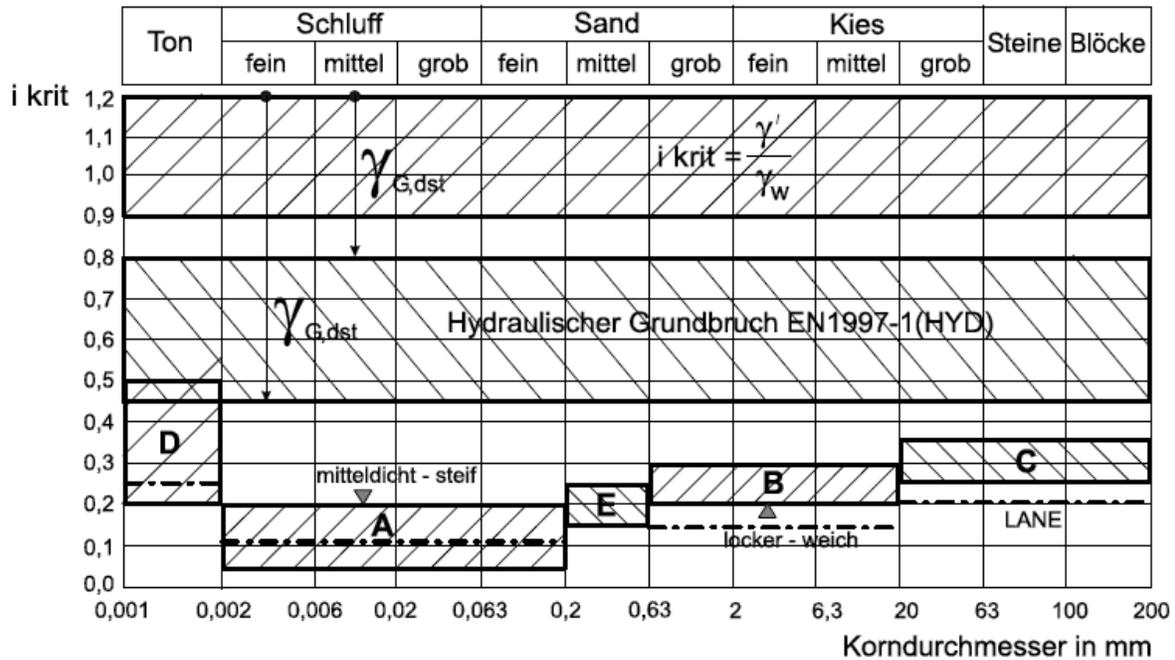


Abbildung 3.15: Zusammenfassung des kritischen hydraulischen Gefälles für Erosion nach Tschugajew und dem Kriterium i_{krit} für unterschiedliche Bodenarten A, B, C, D und E [Brandl/Hofmann, 2006]

Der Abbildung 3.16 ist eine Zusammenfassung des kritischen hydraulischen Gradienten nach dem Lane'schen Verfahren bzw. nach Tschugajew sowie die ermittelte hydraulische Grundbruchsicherheit für einen typischen Hochwasserschutzdamm (beispielsweise bei Wildbächen) dargestellt. [20]

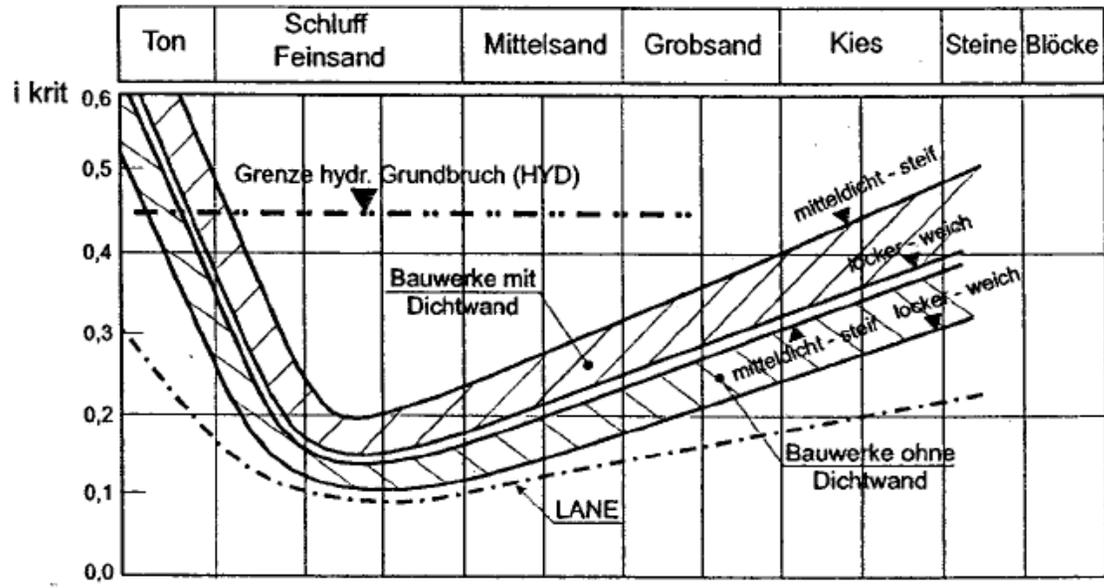


Abbildung 3.16: Kritische hydraulische Gradienten i_{krit} nach Lane sowie Tschugajew für unterschiedliche Kornfraktionen [20]

4. BEMESSUNGSSGRUNDLAGEN

4.1. Allgemeines

Hochwasserschutzdämme müssen so dimensioniert sein, damit sie den statischen sowie hydraulischen Beanspruchungen zufolge eines Hochwassers langfristig entgegenwirken können. Die erdstatische Bemessung derartiger Dammbauwerke basiert auf den in Österreich gültigen Regelwerken. Da die Herstellung der geotechnischen Berechnungsnormen auf ein europäisches einheitliches System mit Teilsicherheitswerten nach Eurocode 7 noch nicht zur Gänze abgeschlossen ist, kann für Standsicherheitsberechnungen auch das globale Sicherheitskonzept herangezogen werden. Die Standsicherheit eines Dammes wird maßgeblich auch von dessen hydraulischem Verhalten sowie von jenem des Untergrundes beeinflusst. Während die hydraulische Stabilität des Dammes durch entsprechende Wahl des Schüttmaterials und Dammgeometrie erzielt werden kann, erfordert die hydrodynamische und hydrostatische Stabilität des Untergrundes im Bereich des landseitigen Dammfußes zusätzliche Sicherungsmaßnahmen, um die globale Standsicherheit zu gewährleisten. Im Folgenden sollen Berechnungsgrundlagen hinsichtlich der Böschungstabilität sowie der Sicherungsmaßnahmen gegen hydraulischem Grundbruch bzw. Aufschwimmen erläutert werden.

4.2. Böschungsbruch

4.2.1. Allgemeines

Unter einem **Böschungsbruch** versteht man das Versagen einer Böschung entlang einer Gleitfläche, in der die Scherfestigkeit des Bodens überschritten wurde. Die Standsicherheit ist gegeben, wenn die Böschung unter den ständigen und auch veränderlichen Einwirkungen sowie bei Extremereignissen keine bleibenden Scherverformungen erleidet. Prinzipiell wird ein Böschungsbruch dann ausgelöst, wenn das Gleichgewicht zwischen den Einwirkungen (Eigengewicht, Oberflächenlasten, etc.) und den Widerständen (Scherfestigkeit) nicht gegeben ist. Je nach Form der Rutschmasse wird bei Hochwasserschutzdämmen zwischen einem Abbruch und einer Rotationsrutschung unterschieden. Hierbei ist die Scherfestigkeit der relevante Bodenkennwert für die Standsicherheitsberechnung. Im Folgenden werden die Methoden der Böschungsberechnungen beschrieben.

4.2.2. Lamellenfreies Verfahren (Starrkörperverfahren)

Das lamellenfreie Verfahren findet Anwendung bei einfachsten Bodenverhältnissen (mit nur einer Bodenschicht). Hierbei werden zur Ermittlung der Standsicherheit bei kreisförmigen Gleitlinien die einwirkenden Kräfte zu einer Gesamtergebnierenden zusammengefasst und deren Abstand zum Kreismittelpunkt ermittelt. Danach wird das Momentengleichgewicht um den Kreismittelpunkt gebildet und der Ausnutzungsgrad μ bzw. der globale Sicherheitsfaktor η bestimmt. Für ein Gleichgewicht müssen die treibenden Momente (aus Kräften, die Bewegung entlang der Gleitfuge fördern) den rückhaltenden Momenten (aus Kräften, die der Drehbewegung entgegen wirken) entsprechen. Bei einem größeren Wert des rückhaltenden Momentes als des treibenden Momentes ist eine gewisse Sicherheit gegen den Bruchmechanismus vorhanden. Demnach lässt sich der Sicherheitsfaktor η aus dem Verhältnis der rückhaltenden zu den treibenden Momenten berechnen. Im Folgenden werden die lamellenfreien Verfahren erläutert: [14, 20, 21]

Das **Reibungskreisverfahren nach Krey und Ohde** ist das ursprüngliche Starrkörperverfahren. Auf Grundlage dieses Verfahrens wurde das Verfahren nach Fröhlich entwickelt, da es nur begrenzt verwendet werden konnte. Dieses Verfahren dient zur Ermittlung des aktiven Erdruckes, der aufgrund des sich ausbildenden Gleitkreises einer Böschung entsteht. Durch die Nichtberücksichtigung der Reibung führt dieses Verfahren zu größeren Erddrucklasten, als in der Realität vorhanden. [14, 21]

Beim **Verfahren nach Fröhlich** wird der Rutschkörper zur Berechnung der Sicherheit gegen Böschungsbruch als Ganzes bzw. als starre Scheibe betrachtet. Bei einfachsten Bodenverhältnissen werden die einwirkenden Kräfte bei kreisförmigen Gleitlinien zu einer Resultierenden zusammengefasst. Es wird dann deren Abstand zum Mittelpunkt bestimmt. Danach wird das Momentengleichgewicht um den Kreismittelpunkt berechnet und der Ausnutzungsgrad μ bzw. der Sicherheitsfaktor η ermittelt. [21, 30]

4.2.3. Lamellenverfahren

Das Lamellenverfahren wird bei unterschiedlichen Untergrundverhältnissen (mit mehrschichtigem Baugrundaufbau) verwendet. Hierbei handelt es sich um ein iteratives Lösungsverfahren, bei dem der Gleitkreis in lotrechte Lamellen unterteilt wird, an denen der Gleichgewichtszustand erfüllt sein muss. Die Erddrücke auf die Lamellenflanken treten

dabei als Unbekannte auf. An den beiden Lamelleninnenseiten ist jeweils die Normalkraft, die Scherkraft und die Höhe des Angriffspunktes der Normalkraft gesucht. An der Lamellenunterseite sind zwei Unbekannte vorhanden, und zwar die Normalkraft und die Scherkraft, wobei hier der Angriffspunkt ausreichend genau ist, wenn er in Lamellenmitte angesetzt wird. Für jede einzelne der so gewählten Gleitfugen wird der Ausnutzungsgrad μ bzw. der Sicherheitsfaktor η bestimmt. Im Folgenden werden die verschiedenen Lamellenverfahren beschrieben: [14, 20]

Das **Verfahren nach Fellenius** ist das erste Lamellenverfahren und somit die Grundlage für diese Berechnungsmethode. Hierbei wird angenommen, dass sich die Lamellen entlang des Gleitkreises in einer rotatorischen Bewegung um einen angenommenen Mittelpunkt verschieben. Die Drücke in den Seitenflächen der Lamellen heben sich einander auf. Die einzelnen Lamellen werden durch das Eigengewicht, die Gleitflächenreaktionen aus dem Eigengewicht am Fuß der Lamelle sowie die Erddrücke der Nachbarlamellen belastet. Die Reibung wird jedoch vernachlässigt. [14, 20]

Das **Verfahren nach Bishop** basiert auf der Berechnungsmethode nach Fellenius und wurde weiterentwickelt und verbessert. Hierbei wird der Bruchkörper in senkrechte Lamellen geteilt, an denen Gleichgewicht bestehen muss. Weiters werden in den Seitenflächen Erddrücke angenommen. Die Normalkräfte in der Bruchfläche werden einfach angesetzt, und zwar so, wie sie sich aus der Gewichtskraft berechnen lassen. Zur Ermittlung des Gleichgewichts werden neben den Reaktionen aus dem Eigengewicht der Lamelle auch die wirksamen Bodenspannungen verwendet. Zusätzlich ist eine Berücksichtigung des Porenwasserüberdruckes möglich. Die Schwierigkeiten bei diesem Verfahren sind erfahrungsgemäß die richtigen Ansätze der Bemessungslasten, der Bemessungsscherparameter und in der Variation der Bruchfläche. Diese Methode ist besonders für flache und große Böschungen mit tiefliegender Gleitfläche und großem Zentriwinkel geeignet. [14, 20]

Das **Verfahren nach Janbu** wurde ebenso auf Grundlage der schwedischen Methode aufgebaut. Diese Methode kommt dort zum Einsatz, wo die Gleitflächen gestreckte und nicht kreiszylindrische Formen aufweisen. Weiters wird hier nicht die Rotation, sondern eine translatorische Bewegung der Lamellen berücksichtigt. Für die Ermittlung des

Ausnutzungsgrades ist es erforderlich das Gleichgewicht der Horizontalkräfte am Bruchkörper zu bilden. [14, 20]

Das **Verfahren nach Borowicka** ist eine Weiterentwicklung des Verfahrens nach Fellenius. Hierbei wird mittels Korrekturbeiwert das Krafteck mit einer Hilfskraft geschlossen. Dabei wird die angenommene Gleitfläche in eine Anzahl von geraden Streckenelementen zerlegt. Durch das Verschieben der Vertikal- und Horizontalkomponenten aller am Rutschkörper angreifenden Kräfte und durch das Zusammensetzen mit den entsprechenden Komponenten der wirksamen Wasser- und Binnendrucke werden sie zu einer Vertikal- bzw. Horizontalkraft aufsummiert. Die vektorielle Summe dieser Kräfte ergibt letztlich die Gesamterresultierende der äußeren Kräfte einschließlich der Wasser- und Binnendrucke in der Gleitfläche. Dieses Verfahren ist durch den Lamellen- Ansatz aufwendig. Die Berechnung wird jedoch durch den Einsatz von Computerprogrammen erleichtert. [14, 20]

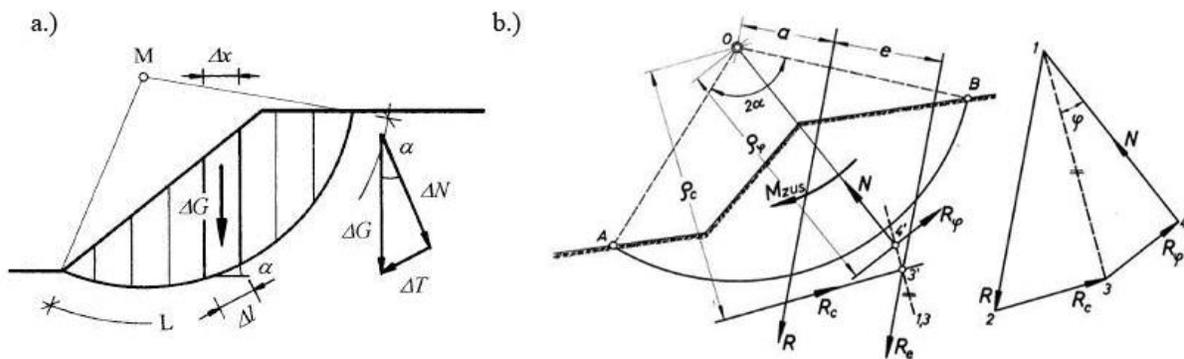


Abbildung 4.1: Lamellenverfahren (a) und Lamellenfreies Verfahren (b) [14]

4.2.4. Kinematische Element Methode (KEM)

Die Kinematische Element Methode dient zur Berechnung von Bruchzuständen in Böden und Fels. Diese Methode ist für die Berechnungen von Böschungen und Geländesprüngen sowie von Erddruck- und Grundbruchproblemen geeignet. Hierbei erfolgt eine Unterteilung des Gleitkörpers in mehrere endliche, kinematisch verschiebliche, starre Bruchkörper, wobei auf die Elemente eingeprägte Kräfte (z.Bsp.: Eigengewicht), äußere Kräfte und der Wasserdruck wirken. In den Begrenzungen kommt die Coulomb'sche Bruchbedingung zur Geltung. [20]

4.2.5. Finite Elemente Methode (FEM)

FEM- Programme finden heutzutage immer mehr Anwendung zur Lösung von unterschiedlichsten geotechnischen Aufgabenstellungen. Auf Grundlage numerischer Näherungsmodelle werden sowohl erdstatische als auch hydraulische Modellrechnungen durchgeführt. Die Genauigkeit derartiger Berechnungsmodelle hängt jedoch von den getroffenen Annahmen und Vereinfachungen ab, die eine Streuung der Ergebnisse bewirken. Demnach benötigen die numerischen Berechnungsergebnisse eine entsprechende Interpretationen. Besonders vorteilhaft ist die Anwendung von numerischen Berechnungsprogrammen bei der Durchführung von Parameterstudien. [2, 14]

4.3. Hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen

4.3.1. Allgemeines

In den meisten Flussauen besteht der Untergrund aus einem gut durchlässigen Grundwasserträger, der mit einer gering durchlässigen Deckschicht aus feinkörnigen Ausedimenten überlagert ist. Im Hochwasserfall bildet sich mit steigendem Wasserspiegel zufolge Unterströmung ein Überdruck auf die Deckschichtunterkante aus, der zum Aufbrechen (hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen) dieser Schicht im Bereich des landseitigen Dammfußes führen kann. Ein derartiges hydrodynamisches oder hydrostatisches Versagen der Deckschicht kann zufolge rückschreitender Erosion des Untergrundes ein Auslöser für einen Dambruch sein.

Bautechnisch kann diesen beiden Versagensarten entweder durch die Herstellung von Entspannungen (Abbildung 4.6) oder durch Gegengewichtsschüttungen (Abbildung 4.7) am landseitigen Dammfuß entgegengewirkt werden. Demnach kann die Sicherheit gegen innere Erosion bzw. Aufschwimmen der Deckschicht deutlich reduziert werden. Bei der Anordnung von Entspannungen (Drainagegräben oder -säulen) wird durch das gezielte Durchhörtern der Deckschicht im Bereich des landseitigen Dammfußes der Überdruck entspannt. Dadurch wird das Risiko eines hydraulischen Grundbruches maßgebend reduziert. Nachteilig ist allerdings, dass durch diese Maßnahmen bei Hochwässern ein erhöhter Sickerwasserandrang ins Hinterland auftreten kann.

4.3.2. Hydraulischer Grundbruch

Der hydraulische Grundbruch wird gemäß ÖNORM EN 1997-1 (2006) wie folgt definiert: *“Ein hydraulischer Grundbruch tritt ein, wenn aufwärts gerichtete Strömungskräfte gegen das Eigengewicht des Bodens wirken, so dass die vertikal wirksame Spannung null wird. Die Bodenteilchen werden dann von der Vertikalströmung angehoben, so dass der Boden versagt.“* [20]

In den Normen und Richtlinien wird der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit effektiven Spannungen durchgeführt. Im Grunde ist ein hydraulischer Grundbruch nichts anderes als Auftrieb des Einzelkorns. Dies wird auch durch den Vergleich mit dem Auftriebsnachweis bei effektiven Spannungen mit dem des hydraulischen Grundbruchsnachweises bestätigt. Folgendermaßen wird die Nachweisführung erbracht (Abbildung 4.2): [20]

Strömungskraft: $J_{vorh} = \gamma_w \cdot i_{vorh} \cdot h_d \cdot A$

Boden unter Auftrieb: $G_A = \gamma' \cdot h_d \cdot A$

vorhandener hydraulischer Gradient: $i_{vorh} = \frac{\Delta h}{L} = \frac{(h_w - h_d)}{h_d}$

Hydraulischer Grundbruch: $\gamma' - \gamma_w \cdot i_{krit} = 0$; $i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$

Sicherheit für hydraulischen Grundbruch: $\eta_s = \frac{i_{krit}}{i_{vorh}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{(h_w - h_d)} \geq 1$

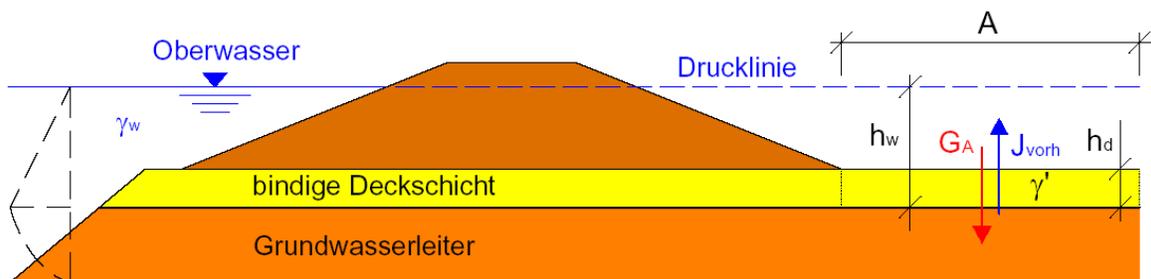


Abbildung 4.2: Systemskizze - Strömungsdruck auf die gering durchlässige Deckschicht [20]

Das **kritische Gefälle** i_{krit} „beschreibt jenen Zustand, bei dem die Kontaktspannungen im Korngerüst weitgehend aufgehoben sind und der Boden aufschwimmt“. [20] Das **hydraulische Gefälle** i_{vorh} ist die „Höhendifferenz des Wasserspiegels Δh durch die durchströmte Länge L des Bodens in Strömungsrichtung“. [20]

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ist erfüllt, wenn das Verhältnis des kritischen Gefälles durch das hydraulische Gefälle einen Wert von mindestens 1 ergibt. Die erforderlichen Sicherheitskoeffizienten richten sich nach dem anstehenden Boden. [20]

4.3.3. Aufschwimmen

Gemäß ÖNORM EN 1997-1 (2006) gilt für den Auftrieb folgende Definition: „Auftrieb tritt ein, wenn der Porenwasserdruck unter einem Bauwerk oder einer wenig durchlässigen Bodenschicht größer ist als der mittlere Auflastdruck durch das Bauwerk und/oder die darüber liegende Bodenschicht.“ [20]

In den Normen und Richtlinien bezieht sich die Sicherheitsdefinition für den Nachweis gegen Aufschwimmen immer auf totale Spannungen. Betrachtet man allgemein eine unter Auftrieb wirkende gering durchlässige Deckschicht so lässt sich die totale Auftriebssicherheit folgenderweise bestimmen (Abbildung 4.3): [20]

Boden bei Wassersättigung: $G_{tot} = \gamma_r \cdot h_d \cdot A$

Wichte des wassergesättigten Bodens: $\gamma_r = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_w = \gamma' + \gamma_w$

Sohlwasserdruck: $R_w = \gamma_w \cdot h_w \cdot A$

Totale Auftriebssicherheit: $\eta_{A,tot} = \frac{G_{tot}}{R_w} = \frac{\gamma_r}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{h_w} \geq 1$; bei $h_d \rightarrow h_w$ gilt $\eta_{A,tot} = \frac{\gamma_r}{\gamma_w}$

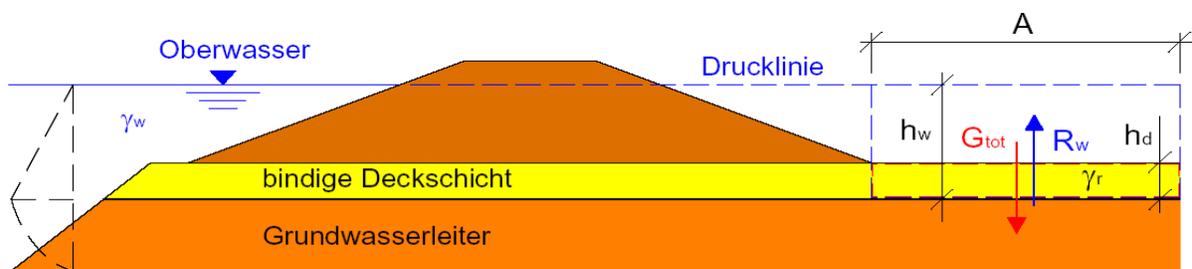


Abbildung 4.3: Systemskizze – Auftriebsnachweis für die gering durchlässige Deckschicht über den Ansatz der totalen Spannungen [20]

Die Nachweisführung über Ansatz der effektiven Spannungen wird folgenderweise durchgeführt (Abbildung 4.4): [20]

Boden unter Auftrieb: $G_A = \gamma' \cdot h_d \cdot A$

Wichte unter Auftrieb: $\gamma' = \gamma_r - \gamma_w$

Auftrieb: $R_W = \gamma_w \cdot (h_w - h_d) \cdot A$

Effektive Auftriebssicherheit: $\eta_{A, \text{eff}} = \frac{G_A}{R_W} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{h_d}{(h_w - h_d)} \geq 1$; bei $h_d \rightarrow h_w$ gilt $\eta_{A, \text{eff}} = \infty$

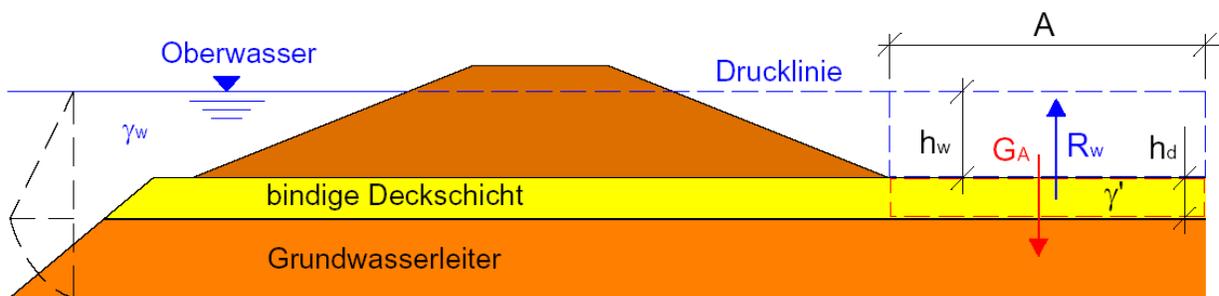


Abbildung 4.4: Systemskizze – Auftriebsnachweis für die gering durchlässige Deckschicht über den Ansatz der effektiven Spannungen [20]

Der Nachweis gegen Aufschwimmen ist erfüllt, wenn das Verhältnis vom Auflastdruck des wassergesättigten Bodens zum Sohlwasserdruck mindestens 1 ergibt. Die Auftriebssicherheit variiert jedoch in Abhängigkeit von der Belastungssituation und der Sicherheitsdefinition. Abbildung 4.5 zeigt das Verhältnis der totalen und effektiven Sicherheit. Eine Äquivalenz ist bei $\eta = 1$ gegeben. Dies bedeutet, dass bei der Nachweisführung auf unterschiedliches Sicherheitsniveau hingewiesen werden muss. Während die maximale Sicherheit unter der Berücksichtigung der totalen Spannungen mit γ_r/γ_w begrenzt ist, geht die maximale Sicherheitszahl für die effektiven Spannungen bis ins Unendliche. [20]

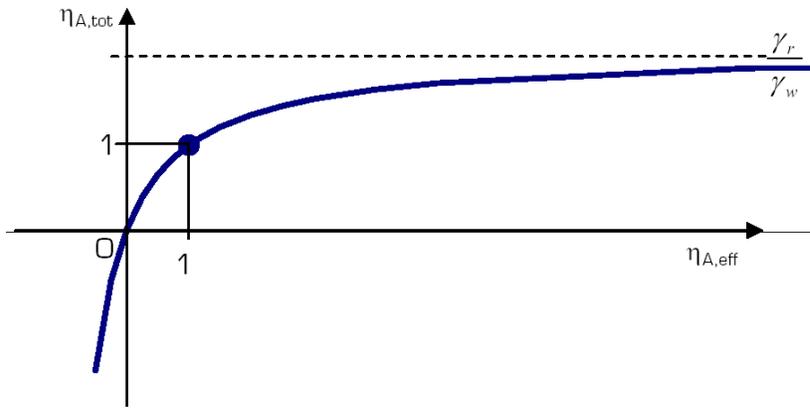


Abbildung 4.5: Verhältnis von totaler zu effektiver Sicherheit gegen Auftrieb [20]

Eine Auflastschüttung wird zur Kompensation des Überdrucks auf die Deckschicht genutzt und muss somit eine entsprechende Mindestbreite aufweisen, damit die allfälligen Bodenaufbrüche in einem ausreichenden Abstand vom Dammkörper stattfinden. Die Auflastschüttungen müssen aus einem filterstabilen Material aufgebaut sein und eine ausreichende Durchlässigkeit aufweisen, damit das Sickerwasser ungehindert abfließen kann. Die unten stehende Gleichung dient zur Dimensionierung der Höhe des Auflastkörpers.

$$s \cdot \gamma_1 + a \cdot \gamma_2 = \eta \cdot (h_2 + s) \cdot \gamma_w$$

mit:

s Dicke der gering durchlässigen Schicht mit Wichte γ_1 [m]

a Dicke der Auflastschüttung mit Wichte γ_2 [m]

h_2 Druckhöhe über Binnenland [m]

γ_w Wichte von Wasser [10 kN/m³]

η Sicherheit [-]

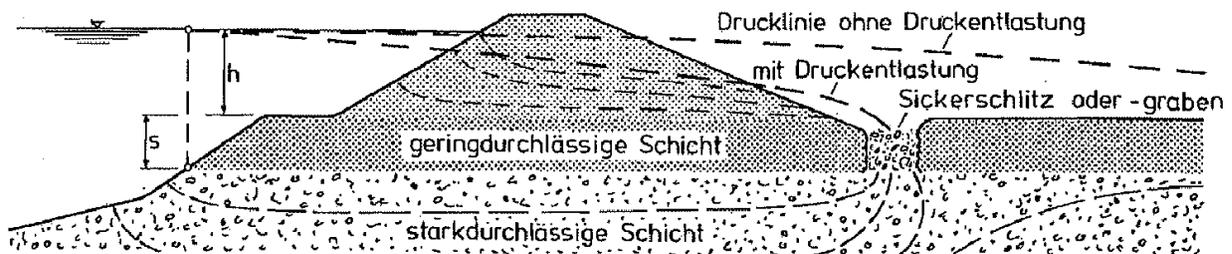


Abbildung 4.6: Landseitige Druckentlastung [5]

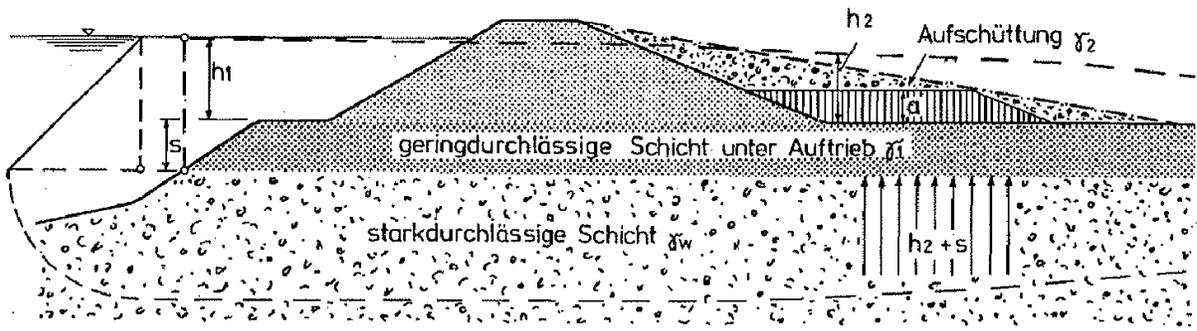


Abbildung 4.7: Landseitige Belastung [5]

5. SANIERUNG

5.1. Allgemeines

Die Sanierung von Hochwasserschutzdämmen beinhaltet primär die Erhaltung bzw. Wiederherstellung der Standsicherheit sowie die Aufhöhung der Dämme zur Anpassung an die festgelegten Schutzziele. Die Grundlage dafür bildet eine umfangreiche Zustandsüberprüfung der bestehenden Dämme hinsichtlich der Abschätzung des Gefährdungspotentials und Festlegung der Art und des Umfangs der notwendigen Sanierungsmaßnahmen. Bei längeren Dammabschnitten mit unterschiedlichen Versagensrisiken hat sich eine Prioritätenplanung als vorteilhaft erwiesen, welche den einzelnen Dammabschnitten in Abhängigkeit von der Eintrittswahrscheinlichkeit den Vorrang gibt.

Die Zustandserkundung von bestehenden Hochwasserschutzdämmen wird vor Ort durchgeführt und beinhaltet in der Regel eine Vorerkundung und eine Haupterkundung der Dämme. Hierzu gehören sowohl Recherchen der alten Planunterlagen sowie Begehungen als auch direkte und indirekte Erkundungsmethoden. Bei längeren Planungsabschnitten haben sich zur groben Abgrenzung Untersuchungen mittels FDVK und/oder geophysikalische Erkundungen als vorteilhaft erwiesen. Auf Grundlage dieser erhaltenen Informationen kann die Entscheidung über Sanierungsmaßnahmen getroffen werden. Diese Wissensgrundlage kann als Hilfsmittel bei der Planung und Ausführung von Projekten mit ähnlichen Randbedingungen genutzt werden. Eine umfangreiche Damm- und Untergrunderkundung ist jedoch immer erforderlich.

Tabelle 5.1: Sanierungsmaßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit von Hochwasserschutzdämmen

Maßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit	Möglichkeiten
Allgemeine Änderungen der Dammgeometrie	Erhöhung Verstärkung Verbreiterung
Besondere Änderungen der Dammgeometrie	Stützwände am Fuß Auflastschüttung Materialauswechslung
Verhinderung von Aufweichungen	Filter- / Drainagesysteme Drainageleitungen Temporärmaßnahmen
Reduzierung der Durchlässigkeit	linienförmig flächenhaft

5.2. Allgemeine Änderungen der Dammgeometrie

Änderung der Dammgeometrie im Sinne einer Sanierung ergibt sich meist aus unzureichender Stabilität des Dammes bei Hochwasserbeanspruchung sowie zufolge geänderter Bemessungswasserstände. In diesem Zusammenhang werden die Bestandsdämme in der Regel verbreitert und/oder erhöht. Die Dammverbreiterung wird vorwiegend auf der landseitigen Dammböschung durch Vergrößerung des Stützkörpers durchgeführt. Darüber hinaus kann wegen festgestellten schlechten Verdichtungszustandes der Bestandsdämme häufig eine Nachverdichtung des Dammschüttmaterials erforderlich sein. Im Folgenden wird auf die einzelnen Sanierungsmaßnahmen näher eingegangen.

Bei einer **Aufhöhung** wird die Dammkrone des bestehenden Dammes nach oben versetzt (Abbildung 5.1). Bei zonierten Dammaufbau mit einem durchlässigen Stützkörper und wasserseitiger Dichtungsschicht wird diese zur neuen Dammkrone hochgezogen. Kann jedoch ein ausreichender Anschluss an die Deckschicht nicht gewährleistet werden, so wird die Aufhöhung aus einem gering durchlässigen Bodenmaterial hergestellt. [4, 5]

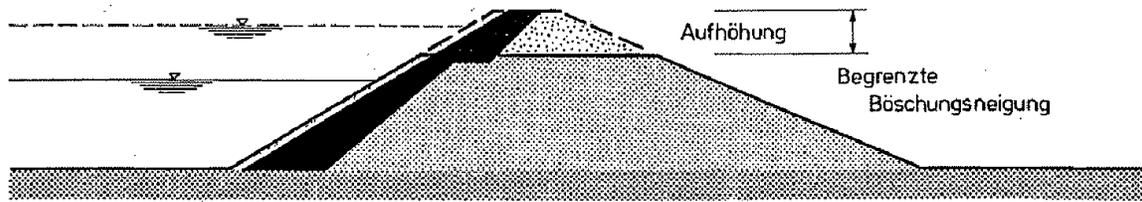


Abbildung 5.1: Aufhöhung der Dammkrone ohne Verstärkung [5]

Neben einer Dammaufhöhung kann auch eine **Verstärkung** der Böschungen zur Erhöhung der Standsicherheit herangezogen werden (Abbildung 5.2). Hierbei wird der statische Dammquerschnitt durch zusätzliches Schüttmaterial verstärkt, der Damm selber wird in der Dammaufstandsfläche nicht verbreitert. Als Verstärkungsmaterial werden Bodenarten verwendet, welche im Hinblick auf die Scherfestigkeit und die Durchlässigkeit den erdstatischen Erfordernissen für den aufgehöhten Damm entsprechen und auf den bestehenden Damm abgestimmt sind. Hinsichtlich der Baustoffe des Verstärkungsmaterials ist zu erwähnen, dass bei zonierten Dämmen die Verstärkung im Bereich der Luftseite aus durchlässigem Material hergestellt wird. [4, 5]

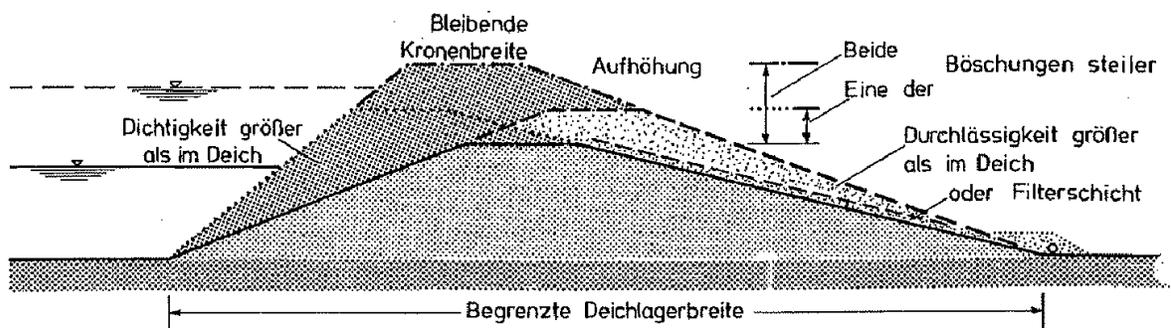


Abbildung 5.2: Aufhöhung mit Verstärkung und ohne Dammverbreiterung [5]

Verbreiterungen von Dammkörpern werden dann geplant und ausgeführt, wenn der statische Dammquerschnitt nicht ausreicht den Einwirkungen des Hochwassers entgegenzuwirken (Abbildung 5.3). Darüber hinaus müssen auch die vorhandenen Platzverhältnisse eine Dammverbreiterung zulassen. Durch diese Variante sind Abflachungen von Böschungen möglich, welche sich günstig auf die Standsicherheit auswirken. Bei entsprechend großzügigen Dammverflachungen bzw. -verbreiterungen kann

zufolge Verlängerung des Sickerweges bei einer Unterströmung des Dammes das Risiko eines Dammbbruchs durch den hydraulischen Grundbruch deutlich reduziert werden. [4, 5]

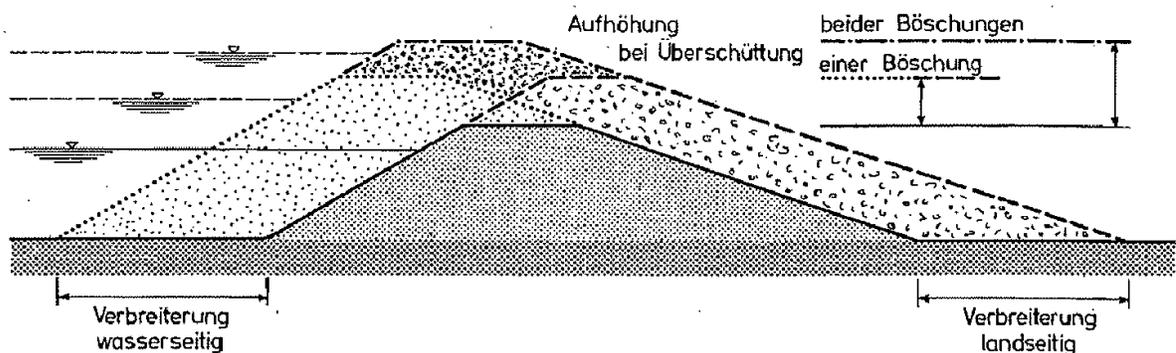


Abbildung 5.3: Aufhöhung des Dammes bei einer Verbreiterung des Auflagers [5]

5.3. Besondere Änderungen der Damngeometrie

Wenn aus Platzgründen eine steilere Böschung hergestellt werden muss, so sind Maßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit erforderlich. Dies kann durch entsprechende **Materialwahl** bzw. einen **Materialaustausch** in den kritischen Bereichen erreicht werden (Abbildung 5.4). Das Bodenmaterial muss eine höhere Scherfestigkeit besitzen, um die Anforderungen an die Dammstabilität zu erfüllen. Allenfalls können auch Steinschichtungen aus Wasserbausteinen als Sicherungsmaßnahme eingesetzt werden. [4, 5]

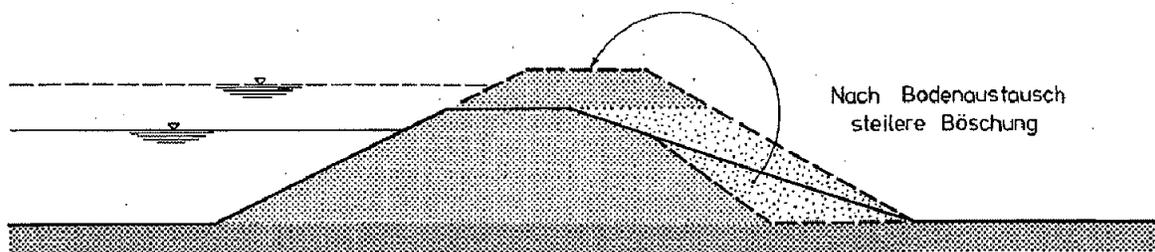


Abbildung 5.4: Aufhöhung mit Bodenaustausch [5]

Aufgrund begrenzter Platzverhältnisse können bei Dammaufhöhungen bestehender Dämme **Stützwände** im Bereich der Böschungsfüße angeordnet werden (Abbildung 5.5). Diese Ausführung ist vom Vorteil, wenn die verfügbare Breite des Dammlagers eingehalten werden muss. [4, 5]

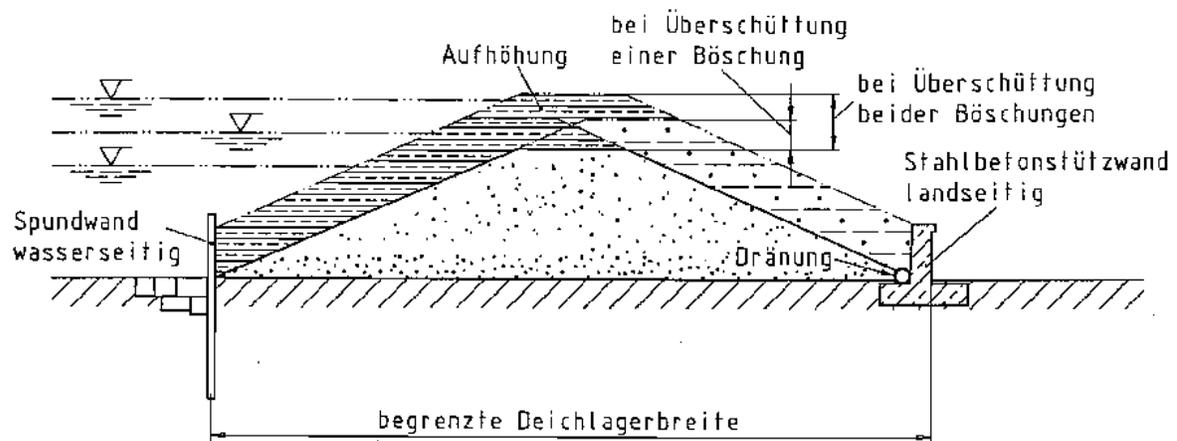


Abbildung 5.5: Aufhöhung des Dammes ohne Dammverbreiterung bei Stützwänden an den Böschungsfüßen [4]

5.4. Verhinderung von Aufweichungen

Zufolge Dammdurchströmung und anschließender Sickerwasseraustritte im Bereich des landseitigen Böschungsfußes können Aufweichungen des Dammschüttmaterials entstehen, welche die Stabilität der Böschung und des Dammkörpers gefährden. Beim Auftreten dieses Problems muss dafür gesorgt werden, dass das austretende Sickerwasser ungehindert abfließen kann. Aufweichungen können durch Anordnung von geeigneten Filter- und Drainagesystemen (mit oder ohne Entwässerungsleitungen) im Bereich des landseitigen Böschungsfußes reduziert werden. [5, 22]

5.4.1. Anordnung von Filter- und Drainagesystemen im landseitigen Böschungsbereich

Drainagesysteme sollen gewährleisten, dass das Sickerwasser aus dem Dammkörper bzw. auch aus dem Untergrund zufolge Unterströmung des Dammes gesammelt und schnell abgeleitet wird. Die Drainagematerialien dürfen den Wasseraustritt aus dem zu entwässernden Boden nicht behindern und müssen filterstabil ausgeführt sein, um Erosionsprozesse zu vermeiden. Sie bestehen meist aus grobkörnigem Material und sind so zu bemessen, dass sie den Wasserzufluss mit mindestens zweifacher Sicherheit abführen können. [4, 5]

Filtersysteme werden zum Schutz vor Erosion und Suffosion angeordnet und werden im Allgemeinen kombinierend aus Sand, Kies, Schotter und Splitt mit Geotextilien ausgeführt. Die Stärke der Filterschicht beträgt üblicherweise 25 bis 50 cm. [22]

Auflastfilter werden meist aus kiesigem Material als Berme am landseitigen Böschungsfuß hergestellt, um ein Erosionsversagen des Dammes zufolge Unterströmung zu vermeiden. Im Regelfall besitzen sie auch die Funktion eines Dammverteidigungsweges. Sie können aber auch bis zur Dammkrone hochgezogen werden (Abbildung 5.6). Durch diese Anordnung mit einer entsprechenden Schichtstärke wird die Oberflächenerosion (zufolge austretendem Sickerwasser) verhindert, da dadurch das Sickerwasser an der Schichtgrenze zum gering durchlässigen Material abfließen kann. Zusätzlich dient das Auflastfilter zum Kompensieren des Untergrundes. [5, 22]

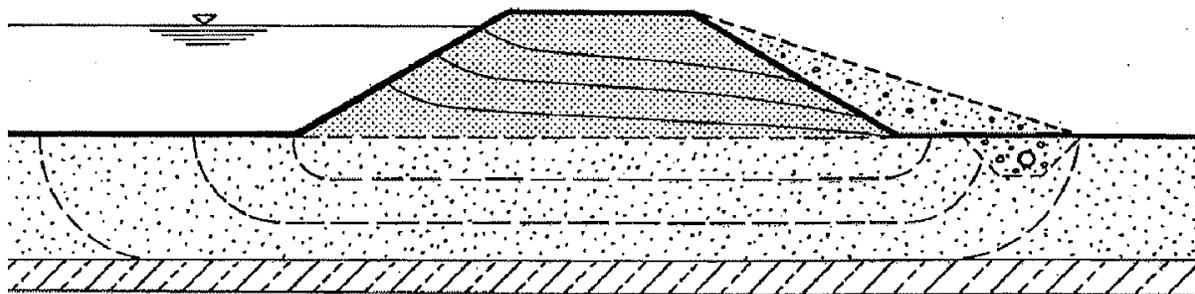


Abbildung 5.6: Auflastfilter [5]

Flächen- und Fußfilter werden angeordnet um das Austreten von Hangquellen im Bereich der landseitigen Böschung zu verhindern. Fußdrainagen, welche die gering durchlässigen Deckschichten durchbrechen, dienen auch als Sicherung gegenüber hydraulischen Grundbruch zufolge Unterströmung des Dammes (Abbildung 5.7 und 5.8). Bei Durchströmung des Dammes wird das Sickerwasser bereits im Dammkörper gesammelt und gezielt abgeführt. Durch die herabgesetzte Sickerlinie kommt somit das Sickerwasser mit der luftseitigen Böschungsoberfläche nicht in Kontakt und die Oberflächenerosion wird somit verhindert. Darüber hinaus wird die Richtung des Strömungsdrucks verändert. Bei der Anordnung von Fußfiltern wird ein Filterkörper neu geschüttet, welcher bis auf etwa 60 % der Dammhöhe hochgezogen wird. Vorteilhaft ist beim angeordneten Fußfilter die größere Stabilität. Nachteilig ist, dass diese beiden Ausführungen nicht immer einsetzbar sind, da die Abtragsarbeiten der bestehenden Dammkörper sehr aufwendig sind. [5, 22]

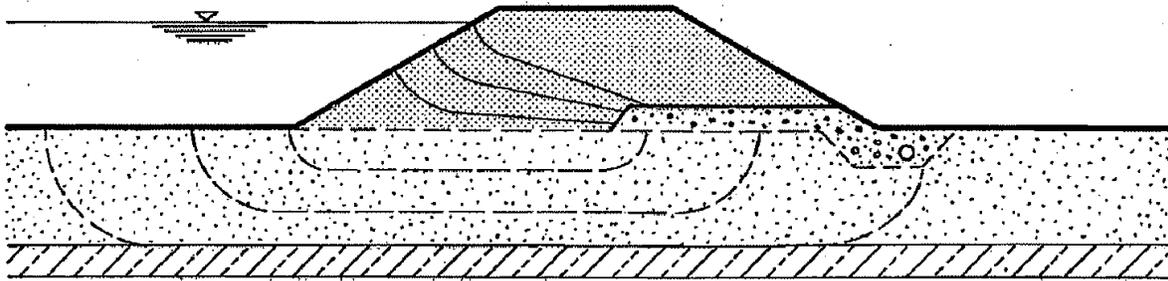


Abbildung 5.7: Flächenfilter [5]

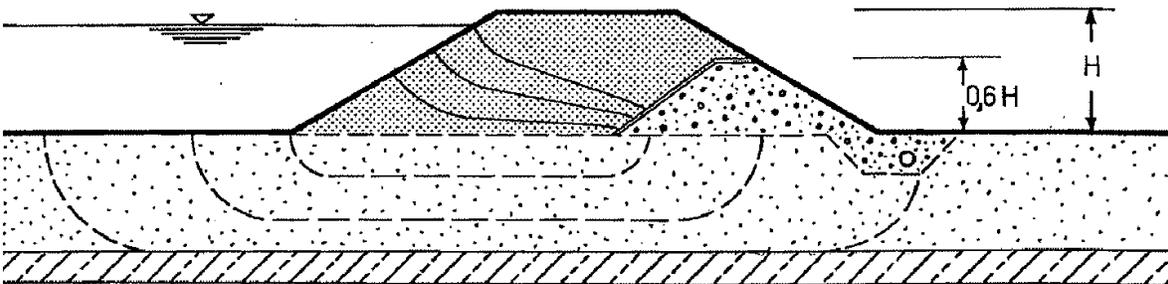


Abbildung 5.8: Fußfilter [5]

5.4.2. Abdeckung des Hangquellenbereiches mit einer filterfesten Kiesschicht

Erosionsschutzfilter werden nur zur Erosionsschutzwirkung hergestellt und haben aufgrund der geringen Dimension kaum Einfluss auf die Standsicherheit. Meistens werden sie auf der landseitigen Böschung angeordnet, können aber auch auf der Wasserseite aufgebracht werden. Durch die Anordnung kommt das Sickerwasser nicht in Berührung mit der Böschungsoberfläche. Somit wird hier die Oberflächenerosion verhindert. Diese Ausführungsvariante ist eine temporäre Sanierungsmaßnahme. [5, 22]

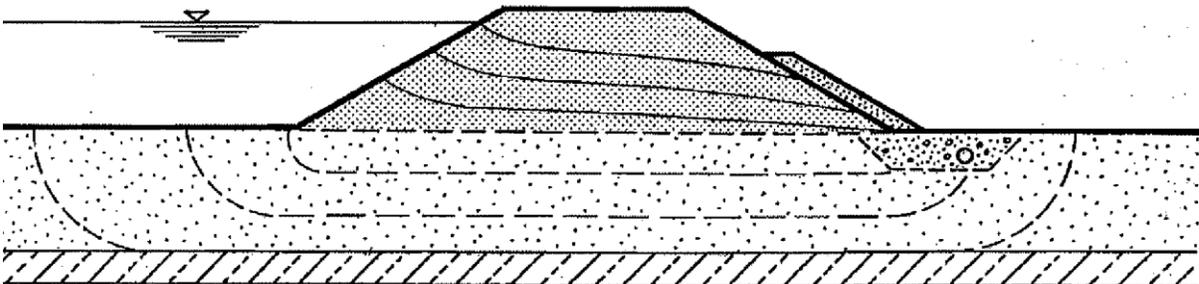


Abbildung 5.9: Erosionsschutzfilter [5]

5.5. Reduzierung der Durchlässigkeit

Hinsichtlich der Durchlässigkeitsreduktion werden generell zwei Arten unterschieden:

- Linienförmige Verringerung der Durchlässigkeit,
- Flächenhafte Verringerung der Durchlässigkeit.

Zur **linienförmigen Durchlässigkeitsverringernng** zählt der nachträgliche Einbau von Innendichtungen, die bereits in Kapitel 3.2.4.2. ausführlich erläutert wurden. [4]

Die **flächenhafte Durchlässigkeitsverringernng** wird durch entsprechende Materialwahl bzw. die Erhöhung der Lagerungsdichte eines geeigneten, feinkörnigen Dammschüttmaterials erzielt. Hier kommt beispielsweise die Ertüchtigung des Dammes durch Umprofilieren mit anschließendem Wiedereinbau und lagenweiser Verdichtung oder durch Impulsverdichtung zur Anwendung. [4]

6. VERSAGENSFORMEN

6.1. Allgemeines

Versagen der Hochwasserschutzdämme resultiert aus unzulässigen horizontalen und vertikalen Dammbewegungen, welche im Hochwasserfall durch die hydraulische Beanspruchung hervorgerufen werden können. Dies kann vor allem bei älteren Dämmen, die oftmals einen schlechten Verdichtungszustand und heterogenen Dammaufbau aufweisen, zu Materialumlagerungen in der Kornstruktur des Bodens führen. In den Aulandschaften besteht der Untergrund aus gering durchlässigen Deckschichten, welche den Grundwasserleiter überlagern. In solchen Fällen bildet sich bei hydraulischer Beanspruchung (im Hochwasserfall) zufolge Unterströmung des Dammes ein Wasserdruck auf die Deckschicht aus. Dieser kann bei geringer Mächtigkeit der Aubodenschicht sowie erosionsanfälligen Böden zum unkontrollierten Aufbrechen der Deckschicht führen. Aus langzeitlicher Sicht bewirken Erosionsvorgänge im Untergrund Materialumlagerungen, die ein Auslöser für weitere Versagensformen sind.

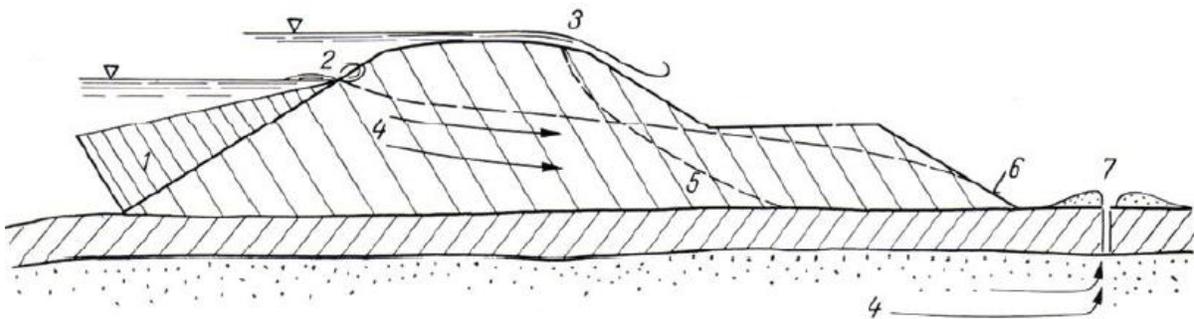


Abbildung 6.1: Übersicht der unterschiedlichen Versagensformen [12]

Erosionserscheinungen bzw. vorhandene oder zufolge hydrodynamischer Prozesse entstandene Erosionsröhre verursachen im Dammkörper und/oder im Untergrund in hydraulischer sowie in statischer Hinsicht eine Schwächung des Dammqerschnittes. Bei der Betrachtung der Versagensformen von Hochwasserschutzdämmen können folgende Versagensursachen unterschieden werden: [12, 23]

- Statischer Wasserdruck (1),
- Wellenschlag (2),
- Überströmung (3),
- Durchsickerung und/oder Unterströmung (4),
- Böschungs- oder Geländebruch (5),
- Erosionsvorgänge mit Materialauspülung (6),
- Hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen (7).

Nach den Erfahrungen der letzten Jahre gelten als dominierende Versagensformen die Überströmung (Erosionsbruch), die Durchströmung (Böschungbruch) und die Unterströmung (Hydraulischer Grundbruch bzw. Aufschwimmen), welche in Kapitel 6.3. ausführlich erläutert werden.

6.2. Versagensauslöser

6.2.1. Erosion

Erosion stellt den Transport von Bodenpartikeln entlang der Oberfläche von festen Körpern (äußerer Erosion) und innerhalb der Bodenstruktur (innerer Erosion) sowie entlang von Schichtgrenzen (Kontakterosion) dar. Die Hauptursache für den Beginn eines Erosionsvorganges ist die Schleppkraft des Wassers, zufolge der die Bodenkörner bei ungünstigen hydraulischen (i_{krit}) und geometrischen (Korngröße) Randbedingungen mitgerissen und abtransportiert werden. Grundsätzlich unterscheidet man folgende Arten der Erosion: [1, 11]

Innere Erosion findet in der Struktur des Bodens durch den Transport der feineren Bodenpartikeln in bereits vorhandenen oder zufolge rückschreitender Erosion entstandenen Hohlräumen statt. Lang andauernde Erosionsprozesse können die Ursache für einen Dambruch sein. In Abhängigkeit von der Kornverteilung und den Porenräumen muss der Boden so abgestuft werden, dass die feinen Partikeln nicht durch die Porenräume zwischen den größeren Partikeln ausgewaschen werden können. Man spricht hier vom so genannten geometrischen Kriterium.

Äußere Erosion findet zufolge Überströmung des Dammes, durch den Abtransport der Feinteile aus der Oberfläche der Böschung statt. Sie ist von der Fließgeschwindigkeit, von der Wassertiefe und der bereits mitgeführten Fracht sowie von den Korndurchmesser und der Dichte der zu bewegenden Teilchen abhängig.

Kontakterosion tritt meistens entlang der Schichtgrenzen zwischen fein- und grobkörnigen Böden auf. Hierbei werden die Bodenteilchen aus der feinkörnigen Bodenschicht durch die Porenräume des grobkörnigen Bodens transportiert, wodurch die Entstehung von Hohlräumen begünstigt wird.

Fugenerosion findet in der Kontaktfläche zwischen festen Bauteilen und dem anstehenden Boden zumeist aufgrund größerer Durchlässigkeit statt. Zuzufolge flächenparalleler Strömung werden ähnlich, wie bei der inneren Erosion, die feineren Bodenpartikel transportiert, wodurch Hohlräume in der Kontaktfläche entstehen können. Wenn die Fugenerosion an der Grenzfläche zweier Bodenschichten auftritt, wird sie „Kontakterosion“ bezeichnet.

Rückschreitende Erosion bedeutet, dass bei bereits aufgetretener Erosion ein auflösender Prozess auch in entgegengesetzter Strömungsrichtung auftreten kann. Durch das Durchströmen eines Körpers, kann sich die Struktur entgegengesetzt der Strömung, von der Austrittsstelle nach innen vorschreitend auflösen.

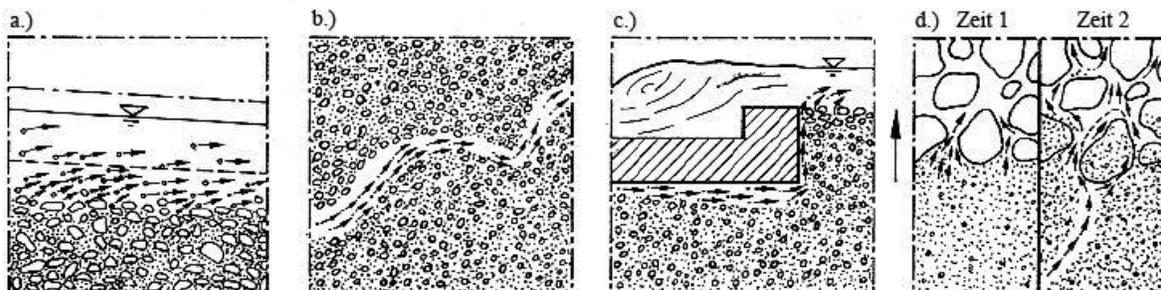


Abbildung 6.2: äußere Erosion (a) ; innere Erosion (b) ; Fugenerosion (c) ; Kontakterosion (d) [15]

6.2.2. Suffosion

Suffosion bezeichnet die Umlagerung und den Transport feiner Bodenteilchen zufolge Sickerwasserströmung durch die Porenräume der Kornstruktur. Hierdurch wird die Stabilität des Korngerüsts nicht verändert, so lange sich die groben Körner gegenseitig abstützen. Die feinen Bodenteilchen werden dabei durch die Poren der größeren Bodenteilchen transportiert. Durch Suffosion selbst wird das Bodengerüst zwar nicht zerstört, stellt aber

eine ideale Voraussetzung für eine spätere Zerstörung durch die innere Erosion dar. Durchmesser, Form, Dichte und Rauigkeit der Bodenkörner sowie die Kornverteilung stellen die Grundlage für den Widerstand von Böden gegen Suffosion dar. Generell unterscheidet man zwischen folgende Arten der Suffosion: [1, 11]

Innere Suffosion findet in der Struktur des Bodens statt, wobei hier der Transportweg der Teilchen begrenzt ist.

Äußere Suffosion spielt sich im Bereich der Oberfläche ab. Feine Bodenpartikel werden im Randbereich des Bodens zufolge Sickerwasserströmung aus dem Korngerüst ausgewaschen.

Bei der **Kontaktsuffosion** handelt es sich um den Bewegungsvorgang von Teilchen einer feinkörnigen durch die Hohlräume einer grobkörnigen Bodenschicht, wobei diese Schichten eine Schichtgrenze bilden.

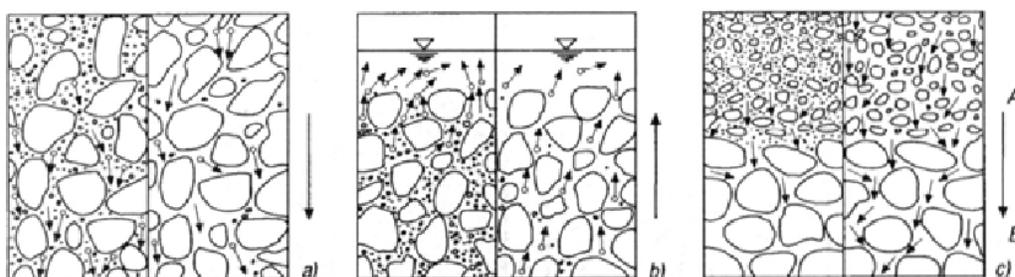


Abbildung 6.3: innere Suffosion (a) ; äußere Suffosion (b) ; Kontaktsuffosion (c) [11]

6.3. Versagensmechanismen

6.3.1. Beanspruchungen der wasserseitigen Böschung

Wasserseitige Böschungen, welche ständig mit Wasser in Kontakt sind, können durch Strömung, Wellenschlag und Eisschollen sowie Eisstau beschädigt und in weiterer Folge erodiert werden. Aufgrund einer stärkeren Schwächung des statisch erforderlichen Querschnittes kann sogar eine Bruchgefahr des Dammes eintreten. Das Risiko kann aber durch entsprechend technische und ingenieur- biologische Maßnahmen verringert werden. Der Belastung aus dem Wellenschlag kann beispielsweise durch mächtigere Vegetationsschichten oder durch Böschungsbefestigungen mittels Wasserbausteinen entgegengewirkt werden. Der Wellenauflauf wird grundsätzlich durch den geplanten Freibord berücksichtigt und stellt den vertikalen Abstand zwischen der Dammkrone und dem

Bemessungshochwasserstand dar. Neben der dynamischen Belastung der Hochwasserschutzdämme, wie beispielsweise durch Wellenschlag oder Wasserströmung etc., können auch Erdbeben zum Versagen der Dämme führen. Insbesondere in Erdbebenzonen stellen sie eine ernstzunehmende, jedoch schwer vorhersehbare Gefahr dar.

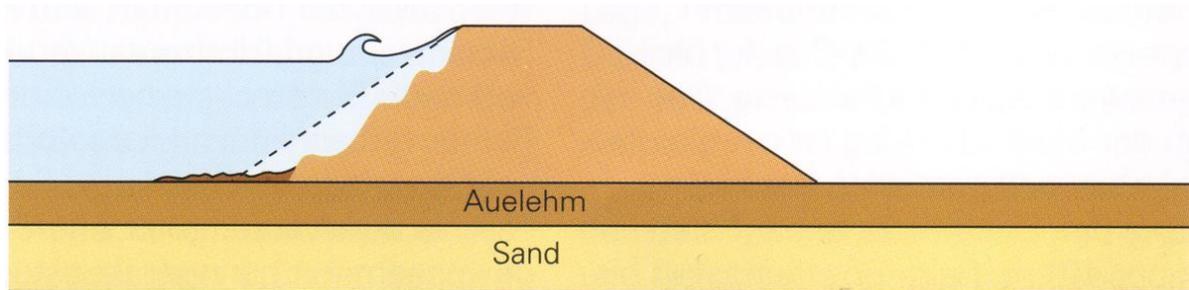


Abbildung 6.4: Wellenschlag [42]

6.3.2. Überströmung (Äußere Erosion)

Das Überströmen ist eine der häufigsten Schadensursachen von Hochwasserschutzdämmen. Beim Überschreiten des Bemessungshochwassers tritt vorerst ein unkontrolliertes Überströmen des Damms mit anschließender Oberflächenerosion ein und führt oftmals zu Dammversagen. Als technische Maßnahmen zur Verhinderung von Dammschäden eignen sich so genannte Überströmstrecken, die das Wasser an Stellen mit niedrigem Schadenspotential kontrolliert ins Hinterland überströmen lassen. Hierzu ist jedoch eine entsprechende Dimensionierung der Überstromstrecken erforderlich. Gegen einen Erosionsabtrag an der Böschungsoberfläche können unterschiedliche Ausführungsmöglichkeiten umgesetzt werden, um die Schleppkraft zu reduzieren. Tabelle 6.1 sind einige Kriterien für Ufersicherungsmaßnahmen nach Begemann und Schiechl zu entnehmen. Hierbei ist ersichtlich, dass eine Steinsatzausführung die größte Schubspannung aufnehmen kann, wobei diese Variante im Vergleich zu den anderen wesentlich teurer ist. [24, 31]

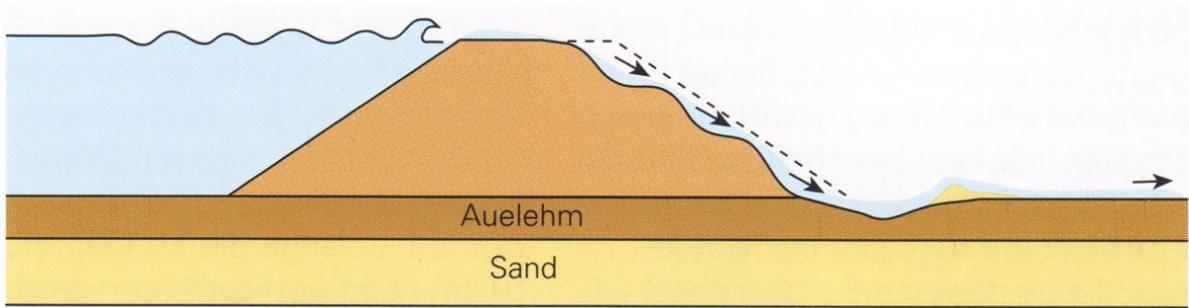


Abbildung 6.5: Erosion an luftseitiger Böschung [42]

Tabelle 6.1: Aufnehmbare Schubspannungen nach Begemann und Schiechl [19]

Ufersicherung	Aufnehmbare Schubspannung [N/m ²]
Rasen	30
Pflanzung	> 30
gesicherte Pflanzung	120
Buschmatratze	300
Verflockte Steinberollung	250
Lebender Steinsatz	> 350

6.3.3. Durchströmung und/oder Unterströmung

Die Durchströmung eines Hochwasserschutzdammes findet entlang einer Vielzahl von miteinander verbundenen Porenkanälen statt und hat einen direkten Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerkes. Zuzufolge des Sickerwassers und der somit resultierenden Strömungskräfte auf das Korngerüst kann ein Böschungsbruch eintreten. Bei der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen kann es in Hochwassersituation einerseits zum Aufschwimmen der Deckschicht und andererseits zum hydraulischen Grundbruch (Erosion) kommen, da der Untergrund aus gering durchlässigen Deckschichten besteht, welche den Grundwasserleiter überlagert. Durch Anordnung von Entlastungen können diese Gefahren minimiert werden. [44]

6.3.4. Böschungs- oder Geländebruch

Unter einem Böschungsbruch bzw. Geländebruch versteht man das Abrutschen eines Gleitkörpers entlang einer Gleitfläche bei Überschreiten der Scherfestigkeit des Bodens. Trotz der Gleichbedeutung dieser Begriffe gibt es einen Unterschied. [21]

Unter einem **Böschungsbruch** versteht man das Versagen einer Böschung mit weitgehend homogener Neigung, das heißt ein Abrutschen einer Böschung in einem Einschnitt oder an einem Damm. Der **Geländebruch** hingegen ist ein Versagen einer Böschung mit unterschiedlichen Neigungen und unter Umständen mit vorhandenen Stützbauwerken. [25]

Prinzipiell ist die Scherfestigkeit der maßgebende Bodenkennwert hinsichtlich der Standsicherheit einer Böschung. Sie setzt sich aus der Kohäsion c und dem Reibungswinkel φ zusammen. Die Standsicherheit eines Dammes ist gegeben, wenn unter den ständig einwirkenden und veränderlichen Einwirkungen sowie bei Extremereignissen die Scherfestigkeit nicht überschritten wird. Die Standsicherheit ist gegeben, wenn die Einwirkungen auf den Dammkörper (Eigengewicht des Bruchkörpers, Oberflächenlasten oder Wasserlasten) ein Gleichgewicht mit den Reaktionskräften des Bodens (Normalkraft sowie Tangentialkraft) bilden. [14, 20]

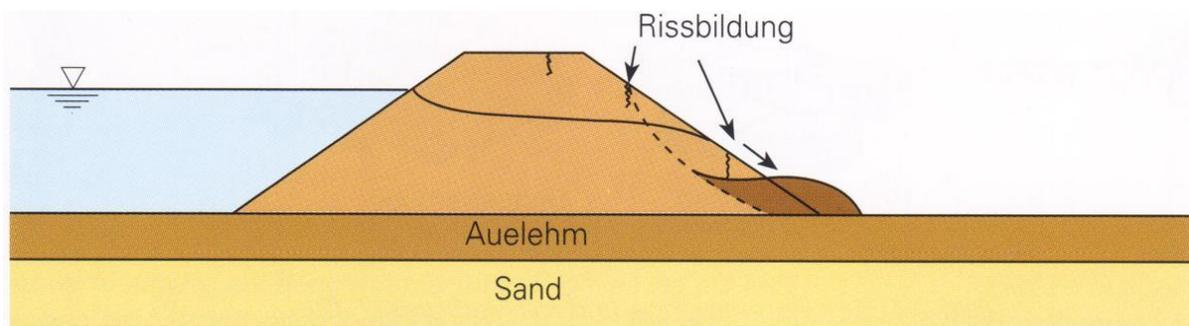


Abbildung 6.6: Luftseitiger Böschungsbruch [42]

6.3.5. Innere Erosion, Rückschreitende Erosion (Piping)

Zur inneren Erosion, so genanntes „Piping“, kommt es, wenn durch das Austreten des Sickerwassers an der landseitigen Böschung Bodenteilchen erodiert werden. Im Boden kommt es zur Ausbildung von Erosionsröhren, durch die im Endzustand das Wasser frei strömen kann. Auslöser dafür können vorhandene Hohlräume sein, die beispielsweise durch

Suffosion im Korngerüst entstanden sind. Hierbei wird Material mit steigender Menge bei steigendem Strömungsdruck ausgespült, was letztlich zum Erosionsbruch führt. Piping kann sowohl im Stützkörper als auch im Untergrund entstehen. Um Schäden dieser Form zu vermeiden, muss darauf geachtet werden, dass die im vorigen Kapitel erläuterten Filter- und Erosionskriterien erfüllt werden (Kapitel 3.2.5.4. und Kapitel 3.2.5.5.). [14, 27]

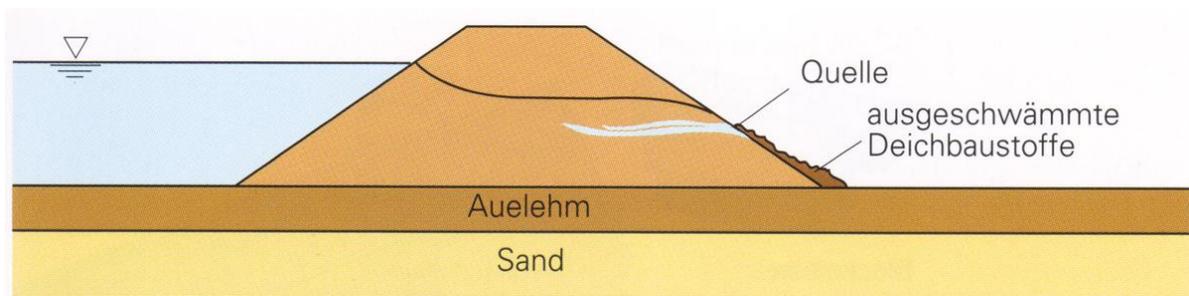


Abbildung 6.7: Piping im Stützkörper [42]

6.3.6. Aufschwimmen bzw. Hydraulischer Grundbruch

Aufschwimmen der gering durchlässigen Deckschicht auf der Landseite erfolgt durch hydraulische Beanspruchung zufolge Unterströmung. Durch den Porenwasserdruck im wassergesättigten Grundwasserleiter kann bei größerem Hochwasser die Auftriebskraft (Sohlenwasserdruck) größer werden als die Gewichtskraft der Deckschicht. Dadurch kann eine Hebung (Aufschwimmen) zustande kommen. [24]

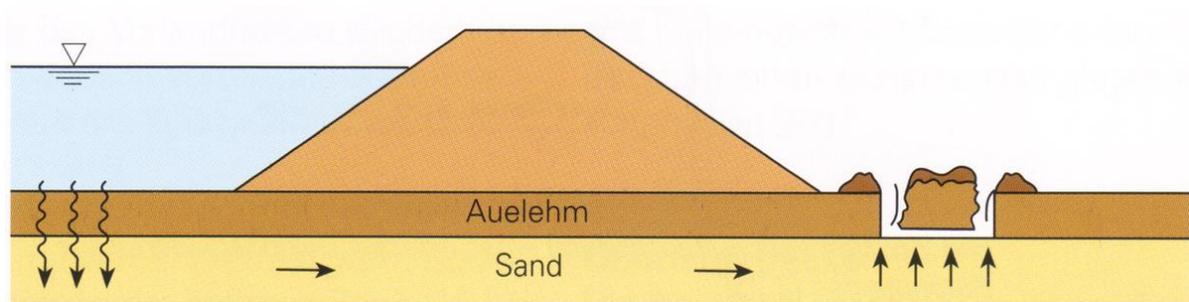


Abbildung 6.8: Aufschwimmen der Deckschicht [42]

Zufolge Unterströmung kann auch ein Aufbrechen der bindigen (gering durchlässigen) Deckschicht am landseitigen Dammfuß auftreten (**hydraulischer Grundbruch**). Dies kann der Auslöser für eine rückschreitende Erosion sein, die den Dammkörper gefährdet. Um diese Versagensform zu verhindern, besteht die Möglichkeit einer Entspannung durch

Drainagegräben oder Kiessäulen. Weiters können zur Verhinderung dieser Versagensform wasserdurchlässige Materialien aufgeschüttet werden, die als zusätzliche Auflast auf den hebungsgefährdeten Bereich wirken. [14, 24]

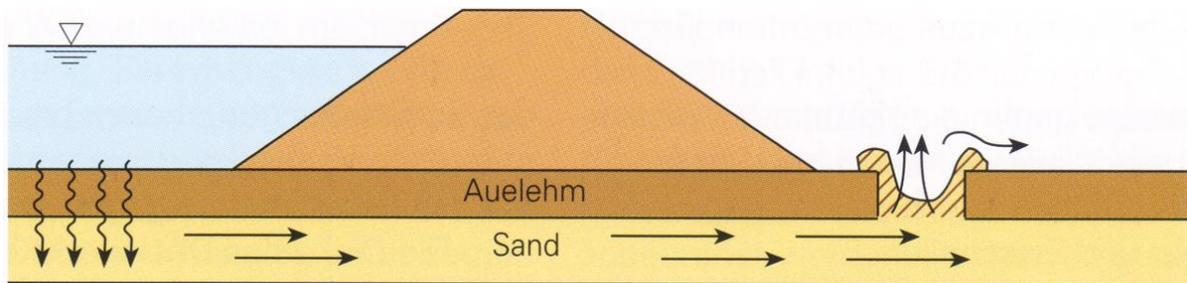


Abbildung 6.9: Hydraulischer Grundbruch infolge Piping im Untergrund [42]

6.3.7. Versagen der wasserseitigen Böschung durch rasche Wasserspiegelabsenkung

Der schnell fallende Wasserspiegel kann im Hinblick auf die Böschungstabilität sehr kritisch sein. Durch das rasche Absinken des Wasserstandes bildet sich im gesättigten Bereich der wasserseitigen Böschung ein nach außen gerichteter Strömungsdruck, der ein Böschungsbruchversagen begünstigt. In diesem Zustand weist der gesättigte Bodenbereich einen geringeren Reibungswinkel sowie nahezu keine Kohäsion auf. Grundsätzlich gelten hierfür die gleichen Randbedingungen wie für die Ausbildung der Gleitkreise an der luftseitigen Böschung, jedoch unter Berücksichtigung des Strömungsdruckes. Durch den raschen Abfall des Wasserspiegels wird eine Minderung der rechnerischen Sicherheit verursacht. Die fehlende Momentenwirkung durch die abfallende Wasserlast hat einen erheblichen Einfluss auf die Berechnung des Ausnutzungsgrades und somit auf die Standsicherheit. [20]

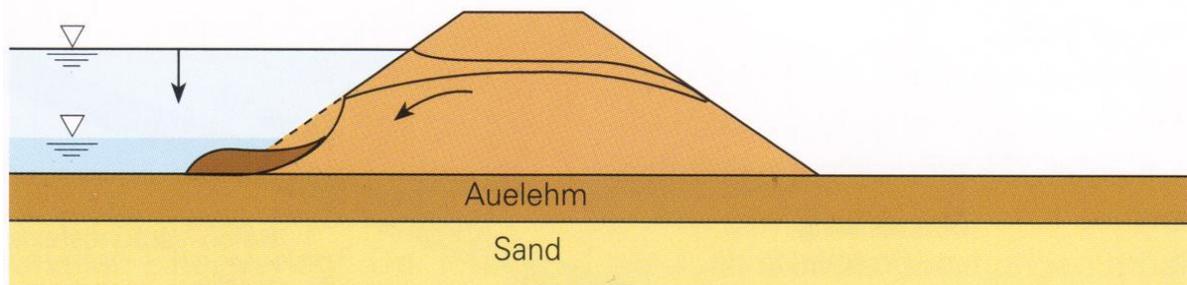


Abbildung 6.10: Wasserseitiger Böschungsbruch [42]

6.3.8. Wühltiere und Bepflanzung

Nagetiere wie Biber, Bisamratten, Mäuse, etc. können der Grund für eine Schadensursache sein. Die Wühltiergänge schwächen den Dammkörper und beschleunigen im Hochwasserfall dessen Sättigung. Sie bilden bevorzugte Sickerwege und begünstigen die innere Erosion. Zudem wird oftmals auch die Grasnarbe beschädigt, wodurch die Oberflächenerosion leichter eintreten kann. Auch Bäume und Sträucher können die Standsicherheit von Hochwasserschutzdämmen beeinträchtigen. Durch eine dynamische Windbelastung wird das Schwingen des Stammes auf die Wurzeln übertragen und der umgebende Boden gelockert. Dadurch kommt es zur Erhöhung der Durchlässigkeit bzw. Verminderung der Lagerungsdichte. [1, 24]

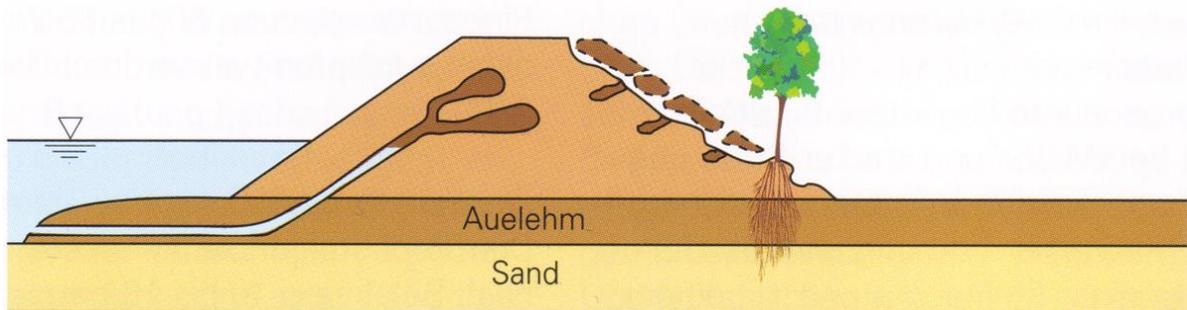


Abbildung 6.11: Höhlen durch Nagetiere oder Wurzeln [42]

7. BODENPHYSIKALISCHE UNTERSUCHUNGEN

7.1. Allgemeines

In diesem Kapitel sollen Grundlagen für die Auswahl von geeigneten Böden sowie deren Einsatz bei der Durchführung von kleinmaßstäblichen Modellversuchen auf Basis einer statistischen Auswertung von ermittelten Bodenparametern geschaffen werden. In weiterer Folge werden die für die Modellversuche verfügbaren Böden untersucht und nach ihren bodenphysikalischen bzw. mechanischen Eigenschaften beschrieben. Der statistischen Beurteilung sowie den Laboratoriumsuntersuchungen soll der in der Nähe der Flüsse bzw. der Hochwasserschutzdämme am häufigsten vorkommende Untergrundaufbau zugrunde gelegt werden. Grundsätzlich kann von folgendem Bodenaufbau bzw. folgender Einteilung der Böden ausgegangen werden:

Dammschüttmaterial: sind grundsätzlich alle mineralischen Bodenarten. Je nach Dammbauweise und Anforderungen werden nichtbindige (sandig- kiesige), jedoch vor allem gemischtkörnige sowie feinkörnige (schluffig- tonige) Böden für die Dammschüttung verwendet. [20]

Auböden: bezeichnet man jüngste (holozäne) Sedimente entlang von Flüssen und in Flussauen. Häufig tonige, schluffige sowie (fein)sandige Böden, welche meist unkonsolidiert und daher setzungsempfindlich sind. Gewachsene Auböden bilden aufgrund geringer Durchlässigkeit natürliche Deckschichten. [38]

Quartäre Sedimente: bezeichnet man Ablagerungen von Lockergesteinen, die durch Abtrag, Verwitterung und Auffüllung im jüngsten Abschnitt der Erdgeschichte entstanden sind. Es handelt sich um grobkörnige, sandig- kiesige Ablagerungen, meist grundwasserführende Schichten. Man spricht auch vom so genannten Grundwasserleiter. [38]

7.2. Statistische Auswertung der Bodenkennwerte

7.2.1. Allgemeines

Die statistische Auswertung basiert auf den Ergebnissen bodenphysikalischer Untersuchungen im Rahmen von Hochwasserschutzprojekten an der March und dient zur Festlegung von Eignungskriterien für Böden für die Modellversuche.

Im ersten Schritt wurde eine Statistik der Korngrößenverteilungslinien durchgeführt. Das Ziel war es eine Bandbreite für die geeigneten Modellböden zu definieren. Zuerst wurden alle vorhandenen Korngrößenverteilungen zusammengefasst. Dies erfolgte jeweils in eigenen Diagrammen für Dammschüttmaterial, Auböden und quartäre Sedimente. Durch die Gesamtdarstellung war es möglich die Grenzbereiche der Körnungsbandbreite zu ermitteln. Nach der Bestimmung des Medians der Kornverteilungen wurde ein Grenzbereich definiert. Bei dieser definierten Körnungsbandbreite (gelb schraffierte Flächen in Diagrammen) soll untersucht werden, welche Richtwerte die bodenphysikalischen Eigenschaften aufweisen. Hierbei soll eine Grundlage für die Modellböden geschaffen werden. Die definierte Bandbreite wurde um den Median um ca. 15 % Durchgang beidseitig versetzt.

Im nächsten Schritt erfolgte die statistische Ermittlung der Bodenkennwerte. Die Bandbreite der Bodenkennwerte wurde sowohl für die gesamte Bandbreite der untersuchten Böden als auch für den definierten Körnungsbandbereich ermittelt. Sie soll neben der Eignungsprüfung der verfügbaren Modellböden weiters für die Kontrolle der Ergebnisse im Richtwertbereich dienen. Für die jeweiligen Bodenkennwerte wurde jeweils der Minimal-, Maximal- und Mittelwert bestimmt, um die möglichen Wertebereiche zu definieren.

7.2.2. Dammschüttmaterial

In Abbildung 7.1 sind die Ergebnisse der Kornverteilungslinien von untersuchten Dammschüttmaterialien graphisch dargestellt. Es ist zu erkennen, dass alle Böden innerhalb einer größeren Körnungsbandbreite liegen. Demnach liegen schluffige Tone sowie kiesige Sande vor. Bei der oberen Grenze (KV- Linie obere Grenze) handelt es sich um sehr gering schluffig, stark kiesigen Sand (Kies 44,0 M%, Sand 54,0 M%, Schluff 2,0 M% ohne Ton) und bei der unteren Grenze (KV- Linie untere Grenze) um stark schluffigen Ton ohne Sand- und Kiesanteile (Schluff 41,5 M%, Ton 58,5 M%).

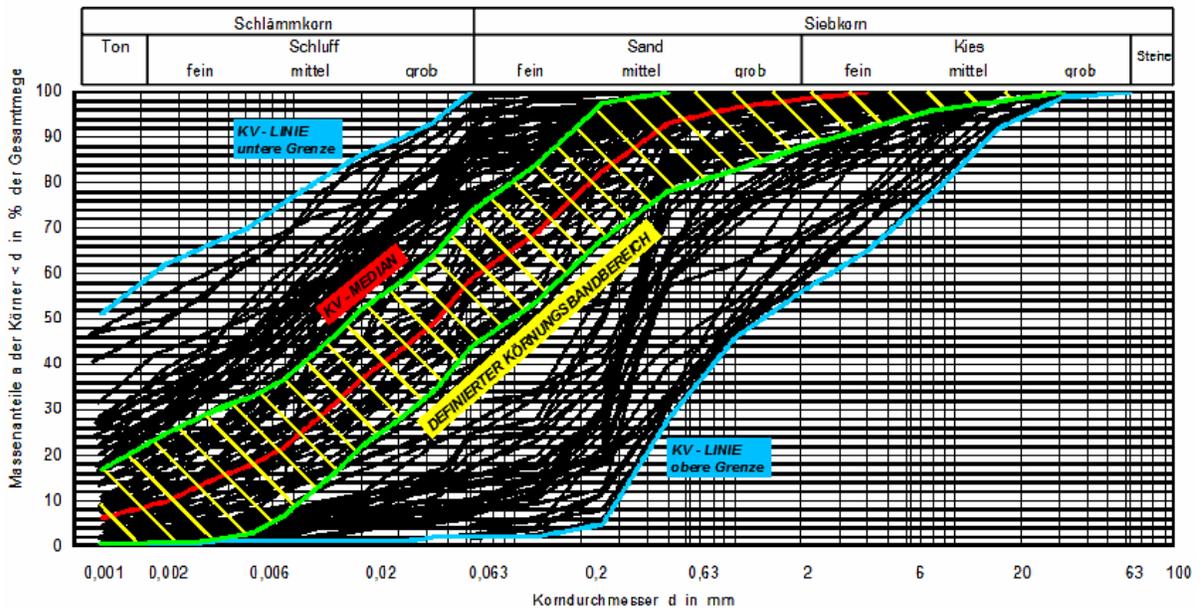


Abbildung 7.1: Darstellung der Kornverteilungslinien von Dammschüttmaterial

Dem Diagramm ist zu entnehmen, dass die meisten Böden eine vorwiegend feinkörnige (Gemische mit > 40 M% Feinkornanteil) sowie gemischtkörnige Charakteristik (Gemische mit 5 bis 40 M% Feinkornanteil) besitzen.

Bei der Verwendung feinkörniger Dammschüttmaterialien ist gegenüber den gemischtkörnigen die geringere Durchlässigkeit von Vorteil. Hinsichtlich dieser Eigenschaft zeigt sich diese Bodenart als optimaler Baustoff. Nachteilig ist der geringere Reibungswinkel, welcher flachere Böschungsneigungen erfordert.

Gemischtkörnige Böden sind für die Herstellung von Homogendämmen besonders gut geeignet. Einerseits sind sie sehr vorteilhaft wegen der hohen Reibungswinkel aufgrund der größeren Bodenkörner und andererseits ist durch die feineren Bodenanteile ein geringer Wasserdurchlässigkeitsbeiwert erzielbar.

Einige Kornverteilungslinien liegen im Bereich der grobkörnigen Böden (Gemische mit < 5 M% Feinkornanteil). Dies deutet, dass zum Dammbau auch sandig- kiesige Böden des Quartärs verwendet wurden, die in der Umgebung aufzufinden waren.

Der ermittelte Median der Körnungsbandbreite entspricht einem schwach tonigen, stark sandigen Schluff (Kies 1,6 M%, Sand 39,6 M%, Schluff 50,6 M%, Ton 8,2 M%). Der darauf basierende Körnungsbandbereich wird einerseits vom tonigen, sandigen Schluff

(Sand 26,0 M%, Schluff 51,8 M%, Ton 22,2 M%) und andererseits vom gering kiesigen, stark sandigen Schluff (Kies 12,1 M%, Sand 43,7 M%, Schluff 44,2 M% ohne Ton) begrenzt. Demnach handelt es sich hier um eine Bandbreite von Böden, welche als feinkörnig einzustufen sind (Gemische mit > 40 M% Feinkornanteil).

Tabelle 7.1: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Dammschüttmaterial

Bodenkennwerte			Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	min	max	mittel
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	1,5	41,2	15,2
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,59	2,78	2,67
Konsistenz- grenzen (%)	w_l	%	17,0	86,0	41,0
	w_p	%	14,5	40,0	22,3
	I_p	%	2,0	48,0	18,7
	I_c	-	-0,9	5,3	1,1
Durchlässigkeit	k_1	m/s	1,0E-12	1,5E-04	9,7E-06
Porenanteil	n	-	0,25	0,56	0,36
Reibungswinkel	φ	°	20,0	35,0	28,5
Restscherwinkel	φ_R	°	8,0	35,0	27,0
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,58	2,20	1,94
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	3,9	28,7	10,2
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,40	1,81	1,58
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,32	0,47	0,41
Trockendichte	ρ_d	-	1,76	2,10	1,96
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,22	0,34	0,27
Dichte feucht	ρ_f	g/cm ³	1,53	2,16	1,84
Dichte trocken	ρ_d	g/cm ³	1,21	1,84	1,50
Porenanteil	n	-	0,29	0,55	0,43
einax. Druckfestigkeit	$q_{u,1}$	kN/m ²	13	517	130
Bruchstauchung	$\varepsilon_{B,1}$	%	0,2	13,0	4,7
Steifemodul Erst	E_{s1}	MN/m ²	2,8	10,7	6,8
Glühverlust	c_{Gl}	%	2,7	9,3	6,6

Der natürliche Wassergehalt beträgt in Abhängigkeit von der Korngrößenverteilung von $w_n = 1,5$ bis 41,2 %. Im Mittel ergab die Statistik einen Wert von 15,2 % und liegt größtenteils unterhalb der Ausrollgrenze im Mittel von $w_p = 22,3$ % bzw. unterhalb der Fließgrenze im Mittel von $w_l = 41,0$ %. Der mittlere Plastizitätsindex beträgt $I_p = 18,7$ % (Streubereich: 2,0 bis 48,0 %). Bei der Beurteilung bindiger Böden ist hinsichtlich der plastischen Eigenschaften festgestellt worden, dass es sich aufgrund der Konsistenzzahlen von $I_c = -0,9$ bis 5,3 um eine große Bandbreite handelt. Betrachtet man den Mittelwert der

Konsistenzahlen von $I_c = 1,1$, dann entspricht das Dammmaterial meist halbfester Konsistenz.

Abbildung 7.2 zeigt, dass die Plastizitätszahl I_p fast aller Böden $\geq 7\%$ und oberhalb der A-Linie bei einer sehr weiten Bandbreite der Fließgrenze liegt. Somit handelt es sich bei den Bodenproben laut ÖNORM B 4400-1:2010 vorwiegend um Tone, welche in Abhängigkeit der Fließgrenze gering plastisch, mittelpastisch und ausgeprägt plastisch sind. Bei niedriger Fließgrenze haben sie die Eigenschaft, dass sie bei Wasserzutritt leicht aufweichen können und in den breiigen Zustand übergehen.

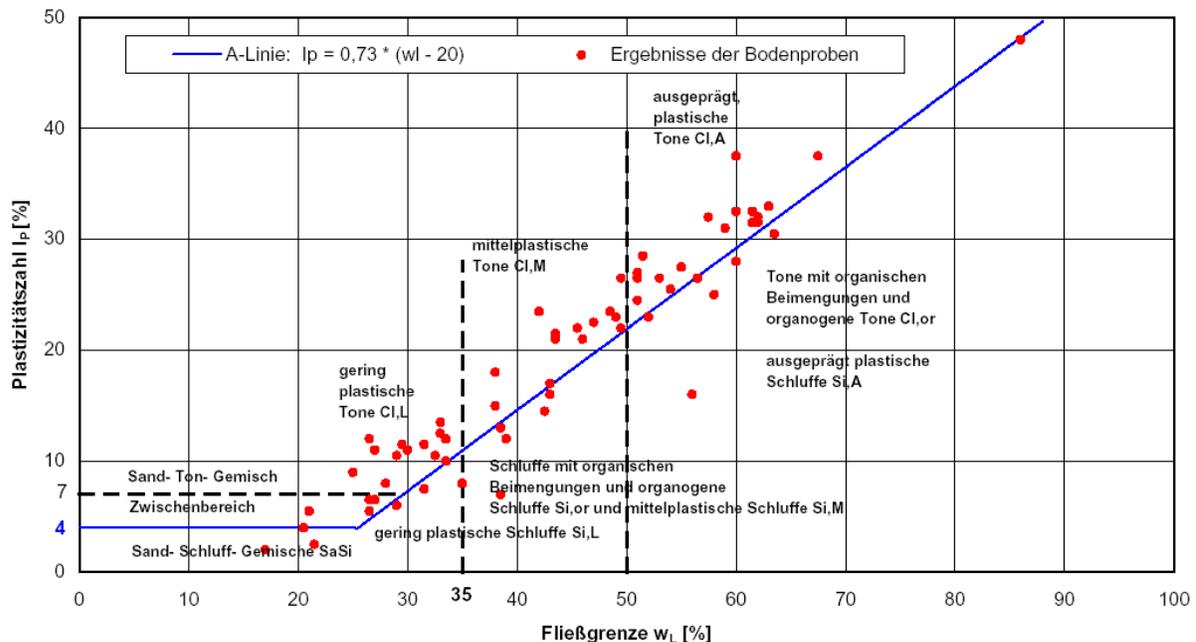


Abbildung 7.2: Plastizitätsdiagramm mit Ergebnissen der Bodenproben von Dammbaustoffen

Die Korndichte streut innerhalb eines Bereiches von $\rho_s = 2,59$ bis $2,78 \text{ g/cm}^3$ (im Mittel bei $2,67 \text{ g/cm}^3$). Demnach ist erkennbar, dass ein großer Anteil an Mineralen vorhanden ist, da der Wertebereich der Korndichte bei feinkörnigen Böden bei ca. $2,65$ bis $2,80 \text{ g/cm}^3$ schwankt.

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der Bodenproben variiert wegen der großen Bandbreite der Kornverteilungen von $k = 1,0 \times 10^{-12}$ bis $1,5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$. Böden feinkörniger Charakteristik weisen geringere Durchlässigkeiten auf, während grobkörnige stärker durchlässig sind. Der Mittelwert von $9,7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ deutet auf eine gemischtkörnige Charakteristik des

Dammschüttmaterials. Der Porenanteil variiert ebenso aufgrund der unterschiedlichen Kornverteilungen in einem weiten Bereich und zwar zwischen $n = 0,25$ und $0,56$.

Der Reibungswinkel wurde bei konstanter Porenzahl mittels Wiener Routine- Scherversuch durchgeführt. Bei langsamen Abscheren ergaben die Scherversuche Reibungswinkel von $\varphi = 20$ bis 35° . Beim schnellen Abscheren betrug der Restscherwinkel von $\varphi_R = 8$ bis 35° . Demnach ist bei Böden mit niedriger Plastizitätszahl I_p bei zusätzlichem Wasserzutritt mit einem deutlichen Abfall des Reibungswinkels zu rechnen.

Die Proctordichte liegt innerhalb einer relativ großen Bandbreite, und zwar zwischen $\rho_{Pr} = 1,58$ und $2,20 \text{ g/cm}^3$. Demnach handelt es sich um Böden mit guter bis sehr guter Verdichtung. Der zugehörige optimale Wassergehalt variiert von $w_{opt} = 3,9$ bis $28,7 \%$. Die relativ große Streuung der Proctordichten ergibt sich aufgrund der unterschiedlichen Kornzusammensetzung der Bodenproben.

Die lockerste Lagerung liegt zwischen $1,40$ und $1,81 \text{ g/cm}^3$ bei zugehörigen Porenanteilen von $n_{max} = 0,32$ bis $0,47$. Die Untersuchungen der dichtesten Lagerung ergaben eine Schwankungsbandsbreite von $1,76$ bis $2,10 \text{ g/cm}^3$ bei einem Porenanteil von $n_{min} = 0,22$ bis $0,34$. Auch hier variieren die Werte in Abhängigkeit von den Kornverteilungen.

Die Feuchtedichte ρ schwankt in Abhängigkeit der natürlichen Lagerungsverhältnisse zwischen $1,53$ und $2,16 \text{ g/cm}^3$ (im Mittel bei $1,84 \text{ g/cm}^3$). Die Trockendichte ρ_d liegt bei $1,21$ bis $1,84 \text{ g/cm}^3$ (im Mittel bei $1,50 \text{ g/cm}^3$).

Die Druckfestigkeit von Bodenproben bei unbehinderter Seitendehnung beträgt von 13 bis 517 kN/m^2 und bei einer Stauchung von $0,2$ bis $13,0 \%$.

Mittels Kompressionsversuch wurde der Steifemodul bestimmt und variiert zwischen $2,8$ und $10,7 \text{ MN/m}^2$.

Aus dem Glühverlust wurde festgestellt, dass $2,7$ bis $9,3 \%$ an organischen Substanzen bei den Bodenproben vorhanden waren und es sich um schwach bis mittel organische Böden handelt. Im Mittel streuen die organischen Anteile bei $6,6\%$.

Tabelle 7.2: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Dammschüttmaterial innerhalb der definierten Körnungsbandbreite

Bodenkennwerte			Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	min	max	mittel
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	7,2	38,0	21,1
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,59	2,74	2,67
Konsistenz- grenzen (%)	w_l	%	20,5	60,0	40,0
	w_p	%	16,5	27,5	22,9
	I_p	%	4,0	32,5	17,0
	I_c	-	-0,9	3,5	1,7
Durchlässigkeit	k	m/s	7,0E-11	6,7E-09	1,5E-09
Porenanteil	n	-	0,29	0,45	0,39
Reibungswinkel	φ	°	22	31	28
Restscherwinkel	φ_R	°	22	31	28
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,58	1,94	1,76
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	10,8	28,7	19,8
Dichte feucht	ρ_f	g/cm ³	1,73	1,96	1,81
Dichte trocken	ρ_d	g/cm ³	1,25	1,60	1,47
Porenanteil	n	-	0,40	0,52	0,45
einax. Druckfestigkeit	$q_{u,1}$	kN/m ²	44	343	131
Bruchstauchung	$\varepsilon_{B,1}$	%	1,60	1,60	1,60
Glühverlust	c_{Gl}	%	4,8	6,3	5,6

Der natürliche Wassergehalt liegt mit einem Mittelwert von $w_n = 21,1$ % (Streubereich: 7,2 bis 38,0 %) unterhalb der Ausrollgrenze im Mittel von $w_p = 22,9$ % und der Fließgrenze im Mittel von $w_l = 40,0$ %. Der Plastizitätsindex streut von $I_p = 4,0$ bis 32,5 % (Mittelwert: 17,0 %) und die Konsistenzzahl $I_c = -0,9$ bis 3,5. Hinsichtlich der Konsistenzen zeigt der Wertebereich wiederum eine große Bandbreite, allerdings aufgrund der mittleren Konsistenzzahl von $I_c = 1,7$ entspricht das Dammschüttmaterial einer festen Konsistenz.

Die Korndichten liegen in einer großen Bandbreite von $\rho_s = 2,59$ bis 2,74 g/cm³, wobei hier der Minimalwert auf einen Fehler bei der Versuchsdurchführung deutet.

Die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte liegen in einer engen Bandbreite und variieren von $k = 7,0 \times 10^{-11}$ bis $6,7 \times 10^{-9}$ m/s (Mittelwert: $1,5 \times 10^{-9}$ m/s) bei einem Porenanteil von $n = 0,29$ bis 0,45 (Mittelwert: $n = 0,39$). Der Mittelwert bestätigt, dass es sich hauptsächlich um eine feinkörnige Charakteristik der Böden handelt.

Aus dem Wiener Routine- Scherversuch wurde der Reibungswinkel bei konstanter Porenzahl von $\varphi = 22$ bis 31° ermittelt, welcher gleichzeitig dem Restscherwinkel entspricht.

Die Proctordichte liegt wegen der unterschiedlichen Kornzusammensetzungen innerhalb einer relativ großen Bandbreite, und zwar zwischen $\rho_{Pr} = 1,58$ und $1,94 \text{ g/cm}^3$ bei einem optimalen Wassergehalt von $w_{opt} = 10,8$ bis $28,7 \%$. Demnach ist auf eine gute Verdichtbarkeit der Böden zu schließen.

Das Vorkommen von hauptsächlich schwach organischen Böden wurde durch den im Mittel von $5,6 \%$ Glühverlust festgestellt.

7.2.3. Auböden

Die Abbildung 7.3 zeigt die Kornverteilungslinien der untersuchten Auböden, die eine große Bandbreite aufweisen. Grobkörnige Böden repräsentieren meist Proben, die aus dem Übergangsbereich zwischen den Auböden und den Quartär entnommen wurden. Die Obergrenze (KV- Linie obere Grenze) der Körnungsbandbreite entspricht einem sehr gering schluffig, stark kiesigen Sand (Kies $36,0 \text{ M}\%$, Sand $60,0 \text{ M}\%$, Schluff $4,0 \text{ M}\%$ ohne Ton). Bei der unteren Grenze (KV- Linie untere Grenze) handelt es sich nach der Kornverteilungslinie um stark schluffigen Ton (Schluff $41,5 \text{ M}\%$, Ton $58,5 \text{ M}\%$). Demnach besitzen sie eine relativ große Bandbreite.

Es ist zu erkennen, dass es sich bei den meisten Kornverteilungslinien um Gemische mit $> 40 \text{ M}\%$ Feinkornanteil handelt, da dieser Bereich von den ausgewerteten Bodenproben deutlich dichter besetzt ist. Die entscheidende Größe ist bei diesen Böden die Konsistenz, da sich dessen Zustand durch Kontakt mit Wasser wesentlich verändern kann. Hinsichtlich der Scherfestigkeit haben sie den Nachteil, dass sie nur geringe Werte und somit eine geringere Tragfähigkeit aufweisen.

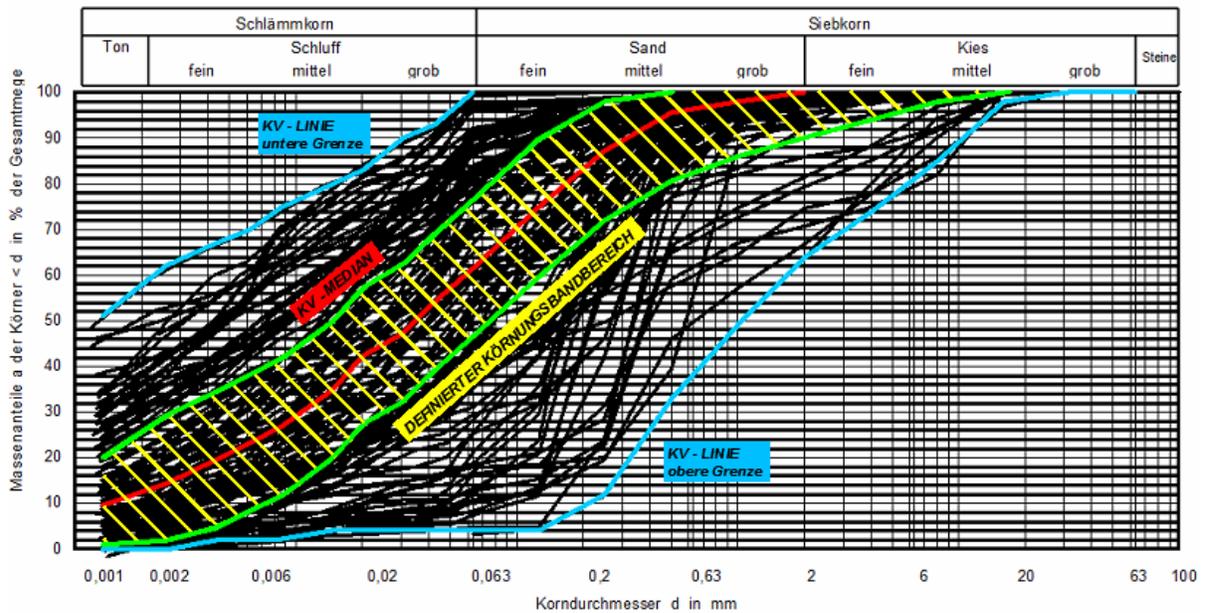


Abbildung 7.3: Darstellung der Kornverteilungslinien von Auböden

Dem Diagramm sind auch Böden mit grobkörniger Charakteristik zu entnehmen, welche aufgrund des Übergangsbereichs zur quartären Schicht aufgetreten sind. Sie sind wegen ihrer großen Wasserdurchlässigkeit für die Modellierung einer Deckschicht ungeeignet.

Beim ermittelten Median handelt es sich um gering tonig, stark sandigen Schluff (Sand 37,9 M%, Schluff 49,9 M%, Ton 12,2 M%) und bildet mit sandigen, tonigen Schluff (Sand 23,2 M%, Schluff 49,8 M%, Ton 27,0 M%) und gering kiesigen, stark sandigen Schluff (Kies 9,9 M%, Sand 43,1 M%, Schluff 45,0 M%, Ton 1,8 M%) den definierten Körnungsbereich.

Tabelle 7.3 Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Auböden

Bodenkennwerte			Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	min	max	mittel
Natürl. Wassergeh.	w_n	%	3,7	127,3	28,7
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,42	2,78	2,67
Konsistenz- grenzen (%)	w_l	%	18,5	98,0	48,2
	w_p	%	11,0	46,0	24,7
	I_p	%	0,5	65,0	23,5
	I_c	-	-5,3	6,1	0,9
Durchlässigkeit	k	m/s	3,3E-13	5,8E-05	8,1E-06
Porenanteil	n	-	0,26	0,73	0,41
Reibungswinkel	φ	°	17,5	36,0	27,2
Restscherwinkel	φ_R	°	7,5	33,5	22,1
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,64	1,94	1,85
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	3,5	23,0	12,8
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,47	1,62	1,55
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,39	0,45	0,42
Trockendichte	ρ_d	-	1,80	2,03	1,92
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,24	0,35	0,30
Dichte feucht	ρ_f	g/cm ³	1,34	2,11	1,83
Dichte trocken	ρ_d	g/cm ³	0,74	1,87	1,43
Porenanteil	n	-	0,26	0,71	0,45
einax. Druckfestigkeit	$q_{u,1}$	kN/m ²	18	1.118	152
Bruchstauchung	$\varepsilon_{B,1}$	%	0,2	20,0	5,7
Steifemodul Erst	E_{s1}	MN/m ²	0,9	21,6	6,6
Steifemodul Zweit	E_{s2}	MN/m ²	2,5	21,3	7,3
Glühverlust	c_{Gl}	%	2,8	32,1	10,8

Der natürliche Wassergehalt der Auböden beträgt von $w_n = 3,7$ bis 127,3 %. Der Mittelwert von 28,7 % liegt unterhalb der Fließgrenze (im Mittel von $w_l = 48,2$ %) und oberhalb der Ausrollgrenze (im Mittel von $w_p = 24,7$ %). Der mittlere Plastizitätsindex beträgt $I_p = 23,5$ % (Streubereich: 0,6 bis 65,0 %). Hinsichtlich der plastischen Eigenschaften ist anhand der Untersuchungen festgestellt worden, dass es sich aufgrund der Konsistenzahlen von $I_c = -5,3$ bis 6,1 um eine große Bandbreite handelt. Wird hier der Mittelwert betrachtet von $I_c = 0,9$, dann ist erkennbar, dass Böden mit steifen Konsistenzen vorhanden sind.

Abbildung 7.4 zeigt, dass die Wertepaare (Fließgrenze und Plastizitätszahl) im Plastizitätsdiagramm aus den bodenphysikalischen Laborversuchen sowohl oberhalb als auch unterhalb der A- Linie liegen. Bei den häufig vorkommenden Böden handelt es sich sowohl um gering plastische bis mittelpastische Schluffe als auch um gering plastische bis ausgeprägt plastische Tone.

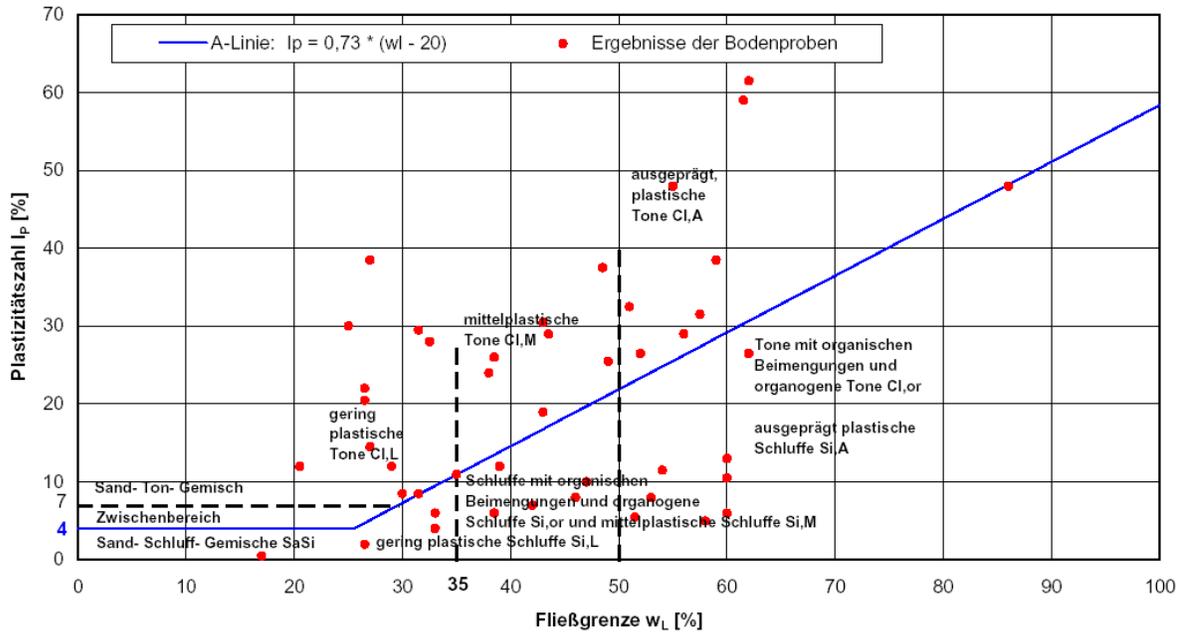


Abbildung 7.4: Plastizitätsdiagramm mit Ergebnissen der Bodenproben von Auböden

Die Korndichte weist in Abhängigkeit von der mineralischen Zusammensetzung einen Wertebereich von $\rho_s = 2,42$ bis $2,78 \text{ g/cm}^3$ (Mittelwert von $2,67 \text{ g/cm}^3$) auf. Der auffallende geringe Minimalwert der Korndichte ist eher unüblich und deutet auf einen Ausreißer. Übliche Werte für feinkörnige Böden bewegen sich zwischen $2,65$ und $2,80 \text{ g/cm}^3$. Sande betragen üblicherweise $2,60$ bis $2,65 \text{ g/cm}^3$.

Der Wasserdurchlässigkeitswert von Auböden weist Minimal- und Maximalwerte von $k = 3,3 \times 10^{-13}$ bis $5,8 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ auf. Die Ursache des vorkommenden hohen Durchlässigkeitsbeiwertes ist die Probenentnahme im Übergangsbereich zur quartären Schicht. Im Durchschnitt beträgt die Wasserdurchlässigkeit $8,1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ und deutet auf vorwiegend feinkörnige Böden aufgrund der geringen Durchlässigkeit.

Die ermittelten Reibungswinkel aus den Wiener Routine-Scherversuchen liegen beim langsamen Abscheren bei $\varphi =$ von $17,5$ bis 36° und beim schnellen Abscheren zwischen $\varphi_R =$ von $7,5$ und $33,5^\circ$. Die hohen Werte aus den ausgewerteten Versuchen deuten auf vorhandene Bodenproben aus quartären Schichten im Übergangsbereich zur Deckschicht. Prinzipiell sind wegen dem Vorkommen meist feinkörniger Böden die Reibungswinkel deutlich geringer als beim Dammschüttmaterial.

Die Proctordichten liegen innerhalb einer großen Bandbreite zwischen $\rho_{Pr} = 1,64$ und $1,94 \text{ g/cm}^3$. Demnach handelt es sich hier um Böden mit guter bis sehr guter Verdichtbarkeit. Der optimale Wassergehalt schwankt von 3,5 bis 23,0 % (im Mittel bei 12,8 %).

Die lockerste Lagerung ergab Trockendichten zwischen $1,47$ und $1,62 \text{ g/cm}^3$ (Mittelwert: $1,55 \text{ g/cm}^3$). Der zugehörige Porenanteil variiert von $n_{max} = 0,39$ bis $0,45$. Die Ergebnisse der dichtesten Lagerung zeigen eine höhere Trockendichte in einer Schwankungsbandsbreite von $1,80$ bis $2,03 \text{ g/cm}^3$ (Mittelwert: $1,92 \text{ g/cm}^3$) bei einem Porenanteil von $0,24$ bis $0,35$.

Die Feuchtedichte schwankt in Abhängigkeit der natürlichen Lagerungsverhältnisse zwischen $1,34$ und $2,11 \text{ g/cm}^3$ (im Mittel bei $1,83 \text{ g/cm}^3$) und die Trockendichte ρ_d von $0,74$ bis $1,87 \text{ g/cm}^3$ (Mittelwert: $1,43 \text{ g/cm}^3$). Bei dem Minimalwert handelt es sich hier um eine Fehlmessung.

Die einaxiale Druckfestigkeit der Böden mit unbehinderter Seitendehnung bewegt sich in einer Bandbreite von 18 bis 1.118 kN/m^2 (Mittel: 152 kN/m^2), bei einer Stauchung von $0,2$ bis $20,0 \%$ (Mittelwert: $5,7 \%$). Je nach Konsistenz können bindige Böden unterschiedliches Verformungsverhalten aufweisen und somit auf die Bestimmung der Druckfestigkeit großen Einfluss haben.

Aus dem Ödometerversuch wurde der Steifemodul bestimmt und beträgt im Mittel $6,6 \text{ MN/m}^2$. Der höhere Steifemodul aus der neuen Belastung liegt bei $7,3 \text{ MN/m}^2$ im Mittel.

Die Menge an organischen Substanzen lieferte aus dem Versuch bei der Bestimmung der Glühverluste Anteile von $2,8$ bis $32,1 \%$ und einen Mittelwert von $10,8 \%$. Somit zeigen die Werte, dass schwach bis stark organische Böden vorkommen.

Tabelle 7.4: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Auböden innerhalb der definierten Körnungsbandbreite

Bodenkennwerte			Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	min	max	mittel
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	14,1	127,3	33,0
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,42	2,75	2,67
Konsistenz- grenzen (%)	w_l	%	21,0	56,5	35,8
	w_p	%	15,5	27,0	22,3
	I_p	%	2,5	32,5	13,5
	I_c	-	-5,3	1,7	-0,6
Durchlässigkeit	k	m/s	1,7E-11	1,4E-09	4,5E-10
Porenanteil	n	-	0,31	0,61	0,41
Reibungswinkel	φ	°	24,0	27,5	26,0
Restscherwinkel	φ_R	°	24,0	27,5	26,0
Dichte feucht	ρ_f	g/cm ³	1,53	1,92	1,84
Dichte trocken	ρ_d	g/cm ³	1,34	1,62	1,49
Porenanteil	n	-	0,40	0,50	0,45
einax. Druckfestigkeit	$q_{u,1}$	kN/m ²	117	398	222
Bruchstauchung	$\varepsilon_{B,1}$	%	0,73	9,50	3,76
Steifemodul Erst	E_{s1}	MN/m ²	0,9	3,1	2,0
Steifemodul Zweit	E_{s2}	MN/m ²	2,5	2,5	2,5
Glühverlust	c_{Gl}	%	6,4	15,5	9,4

Der natürliche Wassergehalt beträgt im Mittel $w_n = 33,0$ % (Streubereich: 14,1 bis 127,3 %). Da es sich vorwiegend um Böden feinkörniger Charakteristik handelt, hat der Wassergehalt einen bedeutenden Einfluss auf die Zustandsformen. Der vorhin erwähnte Mittelwert des Wassergehaltes liegt unterhalb der Fließgrenze (im Mittel von $w_l = 35,8$ %) und oberhalb der Ausrollgrenze (im Mittel von $w_p = 22,3$ %). Der mittlere Plastizitätsindex beträgt $I_p = 13,5$ % bei einem Streubereich von 2,5 bis 32,5 %. Betreffend die plastischen Eigenschaften ist anhand der Untersuchungen festgestellt worden, dass es sich aufgrund der Konsistenzzahlen von $I_c = -5,3$ bis 1,7 wiederum um eine große Bandbreite handelt. Anhand der ermittelten mittleren Konsistenzzahl von $I_c = 0,9$ kann festgestellt werden, dass die Böden meist eine steife Konsistenz besitzen.

In Abhängigkeit von der Kornzusammensetzung liegen die Korndichten innerhalb einer großen Bandbreite von $\rho_s = 2,42$ bis $2,75$ g/cm³, wobei auch hier der Minimalwert einen eindeutigen Ausreißer darstellt.

Die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte liegen in einer engen Bandbreite und variieren von $1,7 \times 10^{-11}$ bis $1,4 \times 10^{-9}$ m/s (Mittelwert: $4,5 \times 10^{-10}$ m/s). Der niedrige Mittelwert zeigt, dass es sich hauptsächlich um Böden mit feinkörniger Charakteristik handelt.

Aus den Glühverlusten wurden organische Anteile mit einem Mittelwert von 9,4 % ermittelt und das Vorhandensein von vorwiegend mittel organischen Böden festgestellt.

7.2.4. Quartäre Sedimente

Abbildung 7.5 stellt die Kornverteilungslinien der untersuchten quartären Sedimente dar. Die meisten Kornverteilungen der untersuchten Böden liegen innerhalb einer relativ engen Bandbreite und besitzen eine grobkörnige, sandige und/oder kiesige Charakteristik. Bei den feinkörnigen Böden handelt es sich vorwiegend um Proben, die aus den Übergangsbereichen zwischen den natürlich gewachsenen Auböden und den quartären Sedimenten entnommen wurden. Demnach entspricht die Obergrenze (KV- Linie obere Grenze) des statistisch untersuchten Körnungsbandes einem sandigen Kies (Kies 82,0 M%, Sand 18,0 M% ohne Schluff und Ton). Die Untergrenze (KV- Linie untere Grenze) ist durch gering sandigen, stark tonigen Schluff (Sand 10,0 M%, Schluff 52,0 M%, Ton 38,0 M%) definiert.

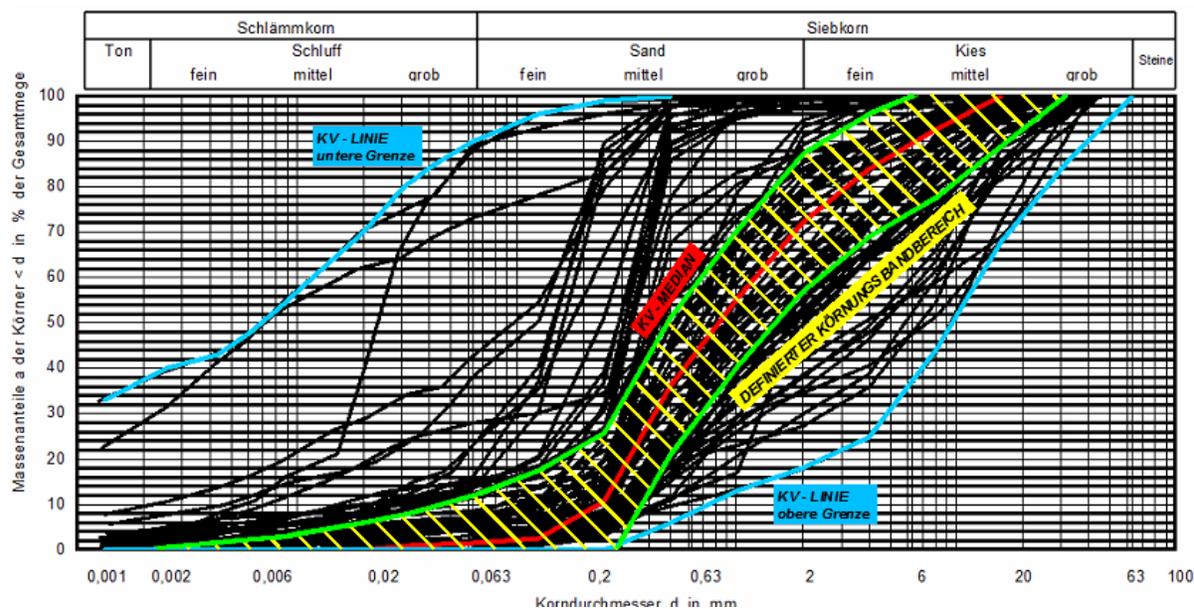


Abbildung 7.5: Darstellung der Kornverteilungslinien von quartären Sedimenten

Der ermittelte Median der untersuchten Körnungsbandbreite entspricht nach der Kornverteilungslinie einem kiesigen Sand (Kies 28,0 M%, Sand 72,0 M% ohne Schluff und Ton). Auf Grundlage des Medians wurde ein reduziertes Körnungsband definiert, welches zur Abgrenzung der bodenphysikalischen Eigenschaften für die Modellböden dient. Dieses wird einerseits durch einen gering schluffig, schwach kiesigen Sand (Kies 13,4 M%, Sand 74,4 M%, Schluff 12,2 M% ohne Ton) und andererseits durch stark kiesigen Sand (Kies 43,2 M%, Sand 56,8 M% ohne Schluff und Ton) begrenzt.

Tabelle 7.5: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von quartären Sedimenten

Bodenkennwerte			Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	min	max	mittel
Natürl. Wassergeh.	w_n	%	0,8	30,5	12,3
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,62	2,76	2,67
Konsistenz- grenzen (%)	w_l	%	0,0	57,0	35,3
	w_p	%	0,0	32,5	23,2
	l_p	%	0,0	24,5	12,1
	l_c	-	0,8	0,8	0,8
Durchlässigkeit	k	m/s	4,7E-11	4,7E-04	4,6E-05
Porenanteil	n	-	0,19	0,46	0,31
Reibungswinkel	φ	°	28,5	30,5	29,5
Restscherwinkel	φ_R	°	28,5	30,5	29,5
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,85	2,23	2,02
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	3,8	17,3	9,0
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,69	1,86	1,78
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,30	0,36	0,33
Trockendichte	ρ_d	-	1,81	2,25	2,07
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,20	0,32	0,24
Dichte feucht	ρ_f	g/cm ³	1,94	2,03	1,98
Dichte trocken	ρ_d	g/cm ³	1,57	1,81	1,64
Porenanteil	n	-	0,33	0,42	0,39
einax. Druckfestigkeit	$q_{u,1}$	kN/m ²	48	213	159
Bruchstauchung	$\varepsilon_{B,1}$	%	0,7	0,7	0,7
Steifemodul Erst	E_{s1}	MN/m ²	8,3	11,5	9,9
Ungleichförmigkeitszahl	U	-	2,3	30,2	8,75

Der natürliche Wassergehalt der quartären Sedimente streut von $w_n = 0,8$ bis 30,5 % (Mittelwert: 12,3 %).

Die Korndichte variiert je nach Kornzusammensetzung im Wertebereich von $\rho_s = 2,62$ bis $2,76 \text{ g/cm}^3$ und weist einen Mittelwert von $2,67 \text{ g/cm}^3$ auf.

Der Wasserdurchlässigkeitswert der quartären Sedimente variiert je nach Korngröße, Kornform und Verdichtungsgrad zwischen von $4,7 \times 10^{-11}$ bis $4,7 \times 10^{-4} \text{ m/s}$. Im Mittel beträgt die Wasserdurchlässigkeit $4,6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ und deutet auf vorwiegend grobkörnige Böden. Der minimale Wert der Bandbreite kommt aus den entnommenen feinkörnigen Proben der Deckschicht.

Die Reibungswinkel aus den Wiener Routine- Scherversuchen zeigte deutlich hohe Reibungswinkeln aufgrund der grobkörnigen Charakteristik. Bei langsamen und schnellen Abscheren handelt es sich um eine enge Bandbreite von $\varphi = 28,5$ bis $30,5^\circ$.

Die durchgeführten Proctorversuche ergaben höhere Werte von $\rho_{Pr} = 1,85$ bis $2,23 \text{ g/cm}^3$ bzw. einen Mittelwert von $2,02 \text{ g/cm}^3$. Demnach handelt es sich um gute bis sehr gute Verdichtbarkeit der Böden. Der optimale Wassergehalt liegt innerhalb eines Schwankungsbereiches zwischen $3,8$ und $17,3 \%$ (Mittelwert von $9,0 \%$).

Bei der lockersten Lagerung beträgt die Trockendichte von $1,69$ bis $1,86 \text{ g/cm}^3$, bei einem Porenanteil von $n_{\max} = 0,30$ bis $0,36$. Die Schwankungsbandbreite der dichtesten Lagerung bewegt sich von $1,81$ bis $2,25 \text{ g/cm}^3$ und der dazugehörige Porenanteil von $n_{\min} = 0,20$ bis $0,32$.

Die Werte für die Ungleichförmigkeitszahl betragen $C_u = 2,3$ und $30,2$. Es handelt sich um gleichförmige bis sehr ungleichförmige Böden.

Tabelle 7.6: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von quartären Sedimenten innerhalb der definierten Körnungsbandbreite

Bodenkennwerte			Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	min	max	mittel
Natürl. Wassergeh.	w_n	%	2,5	26,9	8,9
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,62	2,71	2,65
Konsistenz- grenzen (%)	w_l	%	16,0	16,0	16,0
	w_p	%	14,5	14,5	14,5
	I_p	%	1,5	1,5	1,5
	I_c	-	-	-	-
Durchlässigkeit	k	m/s	4,2E-07	4,7E-04	9,6E-05
Porenanteil	n	-	0,22	0,44	0,32
Proctordichte optimaler Wassergehalt	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,98	2,14	2,06
	w_{opt}	%	3,8	6,5	5,2
Trockendichte lockerste Lagerung	ρ_d	g/cm ³	1,71	1,86	1,79
	n_{max}	-	0,30	0,35	0,33
Trockendichte dichteste Lagerung	ρ_d	-	2,01	2,15	2,08
	n_{min}	g/cm ³	0,20	0,26	0,23
Dichte feucht	ρ_f	g/cm ³	2,03	2,03	2,03
Dichte trocken	ρ_d	g/cm ³	1,81	1,81	1,81
Porenanteil	n	-	0,33	0,33	0,33
einax. Druckfestigkeit	$q_{u,1}$	kN/m ²	181	181	181
Bruchstauchung	$\varepsilon_{B,1}$	%	-	-	-
Ungleichförmigkeitszahl	C_u	-	2,3	10,6	6,6

Der natürliche Wassergehalt liegt im Mittel bei $w_n = 8,9\%$ (Streubereich: 2,5 bis 26,5 %). Da es sich vorwiegend um Böden grobkörniger Charakteristik handelt, hat der Wassergehalt keinen Einfluss auf die Zustandsformen.

Je nach Kornzusammensetzung liegt die Korndichte im Wertebereich von $\rho_s = 2,62$ bis $2,71$ g/cm³.

Der Wasserdurchlässigkeitswert liegt zwischen $k = 4,2 \times 10^{-7}$ bis $4,7 \times 10^{-4}$ m/s und bei einem Mittelwert bei $9,6 \times 10^{-5}$ m/s. Der hohe Mittelwert zeigt, dass es sich hauptsächlich um Böden mit größerer Charakteristik handelt.

Die durchgeführten Proctorversuche ergaben von $\rho_{Pr} = 1,98$ bis $2,14$ g/cm³. Dies deutet auf Böden mit sehr guter Verdichtbarkeit. Der optimale Wassergehalt weist nur eine geringe Bandbreite von 3,8 bis 6,5 % auf.

Bei der lockersten Lagerung betragen die Trockendichten Werte von 1,71 bis 1,86 g/cm³, bei einem Porenanteil von $n_{\max} = 0,30$ bis 0,35. Die Schwankungsbreite der dichtesten Lagerung bewegt sich zwischen 2,01 und 2,15 g/cm³ und der dazugehörige Porenanteil von $n_{\min} = 0,20$ bis 0,26.

Die Ungleichförmigkeitszahl variiert zwischen $C_u = 2,3$ und 10,6. Hierbei handelt es sich um ungleichförmige bis gleichförmige Böden.

7.3. Schüttmaterial für Modellversuche („Modellböden“)

7.3.1. Allgemeines

Als Vorbereitung für die Modellversuche wurden neun Bodenproben hinsichtlich ihrer bodenphysikalischen Eigenschaften im Erdbaulaboratorium untersucht. Die Modellböden P1, P2, P7 und P8 stammen aus dem Wasserbaulabor der TU Wien und werden häufig bei den wasserbaulichen Modellversuchen verwendet. Die Modellböden P3, P4 und P5 wurden aus den Schüttkegeln in der Kiesgrube der Firma Cemex entnommen. Hierbei handelt es sich vorwiegend um quartäre Sedimente, die nach dem Abbau durch Siebvorgänge in unterschiedliche Korngrößenbereiche getrennt werden. Der Modellboden P6 entspricht den Ausanden und wurde in der Donau im Raum Wien entnommen. Beim Modellboden P9 handelt es sich um Ausedimente der March.

Ziel dieser bodenphysikalischen Untersuchungen war die Bestimmung der für die Modellversuche relevanten Bodenparameter (Kornverteilung, Durchlässigkeit, Reibungswinkel und Proctordichte). Auf Grundlage einer Gegenüberstellung der statistischen Auswertung der untersuchten Bodenproben sollen Rückschlüsse auf die Eignung des Schüttmaterials für die Modellversuche gezogen werden.

7.3.2. Maßstabsfaktoren für die Auswahl der Modellböden

Die Maßstabsverkleinerung der Bodenkörner nach den Modellgesetzen unter Berücksichtigung der Modellfaktoren ist nur bis zu einer gewissen Grenze (Modellgrenze) möglich. Dadurch wird der Übergang von einem nichtbindigen Boden in der Natur zu einem bindigen Boden im Modell verhindert. Vor allem bei den feinkörnigen Böden (Ton, Schluff)

ist eine beliebige Maßstabsverkleinerung der Bodenkörner nicht möglich, da sonst die Modellgrenzen nicht eingehalten werden können. Die Kornverkleinerung würde sich hierbei erheblich auf den Durchlässigkeitswert auswirken und eine Verfälschung zeigen. Demnach ist eine vollständige Anpassung aller Bodenkennwerte an die Natur nicht möglich. Für eine vollständige Übereinstimmung mit der Realität ist es sinnvoll Modellversuche in Maßstab 1:1 durchzuführen. Somit wurde bei der Modellbildung ein besonderes Augenmerk auf eine vollständige Anpassung an die ermittelten Durchlässigkeitswerte gelegt.

7.3.3. Ergebnisse der Modellböden aus den bodenphysikalischen Untersuchungen

Die Kornverteilungslinien der untersuchten Modellböden sind dem folgenden Diagramm (Abbildung 7.6) zu entnehmen. Gemäß ÖNORM B 4400-1:2010 handelt es sich bei den Modellböden P1 bis P9 vorwiegend um enggestufte Sande, enggestufte Kiese bis gemischtkörnige, gut gestufte Kies- Schluff- und auch Sand- Schluff- Gemische.

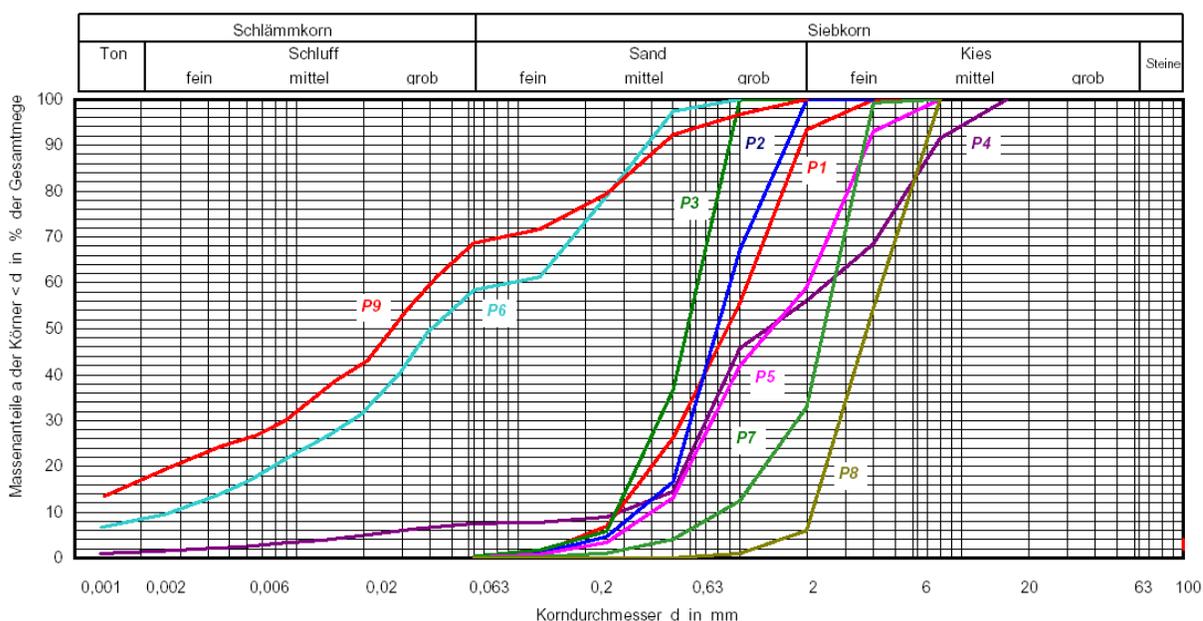


Abbildung 7.6: Kornverteilungslinien der Modellböden

Nach der Kornverteilungslinie entspricht der Modellboden P1 einem gering kiesigen Sand (Kies 6,5 M%, Sand 93,5 M% ohne Schluff und Ton), die Modellböden P2 und P3 einem Sand (Sand 100 M%) und der Modellboden P4 einem gering schluffig, stark kiesigen Sand (Kies 44,0 M%, Sand 48,0 M%, Schluff 6,2 M% und Ton 1,8 M%). Beim Modellboden P5

handelt es sich um einen stark kiesigen Sand (Kies 41,0 M%, Sand 59,0 M% ohne Schluff und Ton). Modellboden P7 kann nach der Kornverteilungslinie als stark sandiger Kies (Kies 67,1 M%, Sand 32,9 M% ohne Schluff und Ton) und Modellboden P8 als schwach sandiger Kies (Kies 94,0 M%, Sand 6,0 M% ohne Schluff und Ton) klassifiziert werden. Bei den Modellböden P6 und P9 handelt es sich um Böden mit einem Feinkornanteil von mehr als 40 M%. Gemäß ÖNORM kann der Modellboden P6 als ein schwach toniger, stark sandiger Schluff (Sand 41,5 M%, Schluff 50,1 M% und Ton 8,4 M%) und Modellboden P9 als ein toniger, stark sandiger Schluff (Sand 31,3 M%, Schluff 51,7 M% und Ton 17,0 M%) bezeichnet werden.

Die Modellböden P1 bis P5 und P7 bis P8 liegen innerhalb einer engen Körnungsbandbreite. Der Ungleichförmigkeitsgrad C_u für die ermittelten Körnungslinien beträgt zwischen 2,1 und 8,8. Die Krümmungszahl C_c variiert zwischen 0,7 und 1,5. Demnach handelt es sich körnungsmäßig um enggestufte Böden. Die Modellböden P6 und P9 besitzen Ungleichförmigkeitszahlen von $C_c = 33,7$ bis $93,6$ und Krümmungszahlen von $C_u = 1,25$ bis $2,16$ und liegen somit in einer weiten Körnungsbandbreite. Im Folgenden wird auf die Ergebnisse der bodenphysikalischen Untersuchungen eingegangen.

Tabelle 7.7: Ergebnisse der Modellböden

Bodenkennwerte			Modellböden								
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	4,7	5,9	8,4	6,1	2,0	25,9	2,4	2,2	20,1
Komdichte	ρ_s	g/cm ³	2,63	2,64	2,72	2,69	2,67	2,76	2,63	2,66	2,65
Durchlässigkeit	k1	m/s	1,7E-04	5,2E-04	1,3E-05	4,7E-07	1,9E-05	6,8E-09	1,5E-04	2,0E-04	6,4E-09
Porenanteil	n	-	0,35	0,41	0,42	0,24	0,29	0,40	0,39	0,41	0,38
Verdichtungsgrad	$D_{Pr,1}$	%	98,9	97,5	97,6	97,6	98,5	92,9	94,7	96,3	97,1
Reibungswinkel	φ	°	31,7	36,9	32,4	34,7	35,3	27,0	35,0	34,5	28,5
Restscherwinkel	φ_R	°	31,0	35,0	32,4	33,7	35,0	25,0	35,0	34,5	27,0
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,74	1,61	1,66	2,10	1,94	1,70	1,69	1,63	1,73
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	8,2	10,0	15,0	8,6	4,0	15,7	7,0	6,0	17,5
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,68	1,45	1,42	1,74	1,77	1,13	1,63	1,53	1,30
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,36	0,45	0,48	0,35	0,34	0,59	0,38	0,42	0,48
Trockendichte	ρ_d	-	1,78	1,69	1,72	2,13	1,95	1,82	1,70	1,64	1,77
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,32	0,36	0,37	0,21	0,27	0,34	0,35	0,38	0,33

Bei der Betrachtung der Ergebnisse war festzustellen, wofür bestimmte Modellböden im Modell verwendet werden können bzw. geeignet sind. Die Modellböden P6 und P9 sind Auböden und können aufgrund der geringen Durchlässigkeit für die Modellierung der bindigen, gering durchlässigen Deckschicht eingesetzt werden. Modellböden P1 bis P5 bzw.

P7 bis P8 sind wegen der größeren Durchlässigkeit für die Schicht des Grundwasserleiters vorteilhaft. Für das Dammschüttmaterial sind neben einer mittleren Durchlässigkeit weiters ein hoher Reibungswinkel relevant, damit die Stabilität des Dammkörpers gewährleistet wird. Für den Modellversuch ist die Anpassung der hydraulischen Leitfähigkeit einzelner Schichten maßgebend.

Der natürliche Wassergehalt der untersuchten Modellböden variiert je nach Korngrößenverteilung von $w_n = 2,0$ bis $25,9$ %. Die plastischen Eigenschaften konnten aufgrund der feinkörnigen Charakteristik nur beim Modellboden P9 ermittelt werden. Modellboden P9 zeigte eine Fließgrenze von $w_l = 29$ %, eine Ausrollgrenze von $w_p = 21,9$ % und eine Plastizitätszahl von $I_p = 7,1$ %. Demnach handelt es sich hier um gering plastischen Boden (Sand- Ton- Gemische). Die Konsistenzzahl von $I_c = 1,3$ deutet auf eine halbfeste Konsistenz. Beim Modellboden P6 konnte der Versuch die Fließgrenze nicht bestimmen, da ein zu hoher Sandanteil vorhanden war.

Die Korndichte streut innerhalb eines Bereichs von $\rho_s = 2,63$ bis $2,76$ g/cm³. Bei den Modellböden mit grobkörniger Charakteristik lag diese zwischen $\rho_s = 2,63$ und $2,72$ g/cm³, jene mit feinkörniger, also P6 und P9, von $\rho_s = 2,65$ bis $2,76$ g/cm³.

Die Wasserdurchlässigkeit der Modellböden variiert innerhalb einer großen Bandbreite. Bei den Modellböden P6 und P9 liegt der Streubereich von $k_f = 6,4 \times 10^{-9}$ bis $6,8 \times 10^{-9}$ m/s. Diese Modellböden weisen aufgrund ihrer feinkörnigen Charakteristik geringe Durchlässigkeiten auf. Beim gemischtkörnigen Modellboden P4 lag der ermittelte Durchlässigkeitsbeiwert bei $k_f = 4,7 \times 10^{-7}$ m/s. Die restlichen Modellböden weisen wegen ihrer grobkörnigeren Charakteristik wesentlich höhere k_f – Werte auf, und zwar von $k_f = 1,3 \times 10^{-5}$ bis $5,2 \times 10^{-4}$ m/s.

Die ermittelten Verdichtungsgrade bei der Durchlässigkeitsbestimmung zeigen eine Streuung von $D_{pr} = 92,2$ bis $98,2$ %. Bei den Modellböden P6 und P7 konnten trotz schlechter Verdichtung ($92,9$ % bzw. $94,7$ %) eine der geforderten Kriterien entsprechende Durchlässigkeit bestimmt werden.

Beim Wiener Routine- Scherversuch wurden beim langsamen Abscheren Reibungswinkel von $\varphi = 31,7$ bis $36,9^\circ$ bestimmt. Beim schnellen Abscheren war aufgrund der grobkörnigen Charakteristik kaum ein Abfall des Reibungswinkels festzustellen. Dieser betrug im Mittel $\Delta\varphi = 1^\circ$. Die feinkörnigeren Modellböden (P6 und P9) zeigten deutlich geringere

Reibungswinkel von $\varphi = 27,0$ bis $28,5^\circ$. Der Restscherwinkel war um $\Delta\varphi = 1,5$ bis 2° kleiner.

Zur Beurteilung der Verdichtbarkeit wurden an allen Modellböden Proctorversuche durchgeführt. Die Proctordichte liegt innerhalb einer relativ großen Bandbreite, und zwar zwischen $\rho_{Pr} = 1,61$ und $2,10 \text{ g/cm}^3$. Der zugehörige optimale Wassergehalt variiert von $w_{opt} = 4,0$ bis $17,5 \%$. Die relativ große Streuung der Proctordichten ergibt sich aufgrund der unterschiedlichen Kornzusammensetzung der Modellböden. Insbesondere bei den enggestuften Böden wurden niedrigere Proctordichten ermittelt während beim Modellboden P4 (gut gestuft) auf eine gute bis sehr gute Verdichtbarkeit zu schließen ist. Die feinkörnigeren Modellböden (P6 und P9) weisen mit den ermittelten Proctordichten von $\rho_{Pr} = 1,70$ bis $1,73 \text{ g/cm}^3$ eine gute Verdichtbarkeit auf.

Die lockerste Lagerung liegt zwischen $1,13$ und $1,77 \text{ g/cm}^3$. Der zugehörige Porenanteil variiert von $n_{max} = 0,34$ bis $0,59$. Die Untersuchungen der dichtesten Lagerung ergaben eine Schwankungsbandsbreite von $1,64$ bis $2,13 \text{ g/cm}^3$ bei einem Porenanteil von $n_{min} = 0,21$ bis $0,38$.

7.3.4. Gegenüberstellung der Modellböden mit der statistischen Auswertung

7.3.4.1. Allgemeines

Im Folgenden werden die Ergebnisse der bodenphysikalischen Untersuchungen der Modellböden mit der statistischen Auswertung der untersuchten Bodenproben (Kapitel 7.2.) gegenübergestellt. Auf Grundlage der Vergleiche der bodenphysikalischen Eigenschaften einzelner Bodenschichten (Dammschüttmaterial, Auböden, Quartär) soll die Eignung der untersuchten Modellböden für die kleinmaßstäblichen Modellversuche überprüft werden.

7.3.4.2. Gegenüberstellung der Korngrößenverteilungen

Betrachtet man die ermittelte Hauptbandbreite der Kornverteilungslinien der Dammschüttmaterialien (Abbildung 7.7) so lässt sich erkennen, dass nahezu alle Körnungslinien der Modellböden (strichlierte Linien) innerhalb der Gesamtbandbreite liegen.

Die meisten Modellböden liegen im Bereich der statistischen oberen Grenze der KV- Linien mit vorwiegend enggestuften Kornverteilungen. Die Modellböden P7 und P8 befinden sich teilweise außerhalb der statistisch bestimmten Bandbreite. Die beste Übereinstimmung mit dem Median zeigen die Modellböden P6 und P9. Diese besitzen eine feinkörnige Charakteristik und deren Körnungslinien liegen innerhalb der reduzierten Körnungsbandbreite (± 15 M% auf Median bezogen).

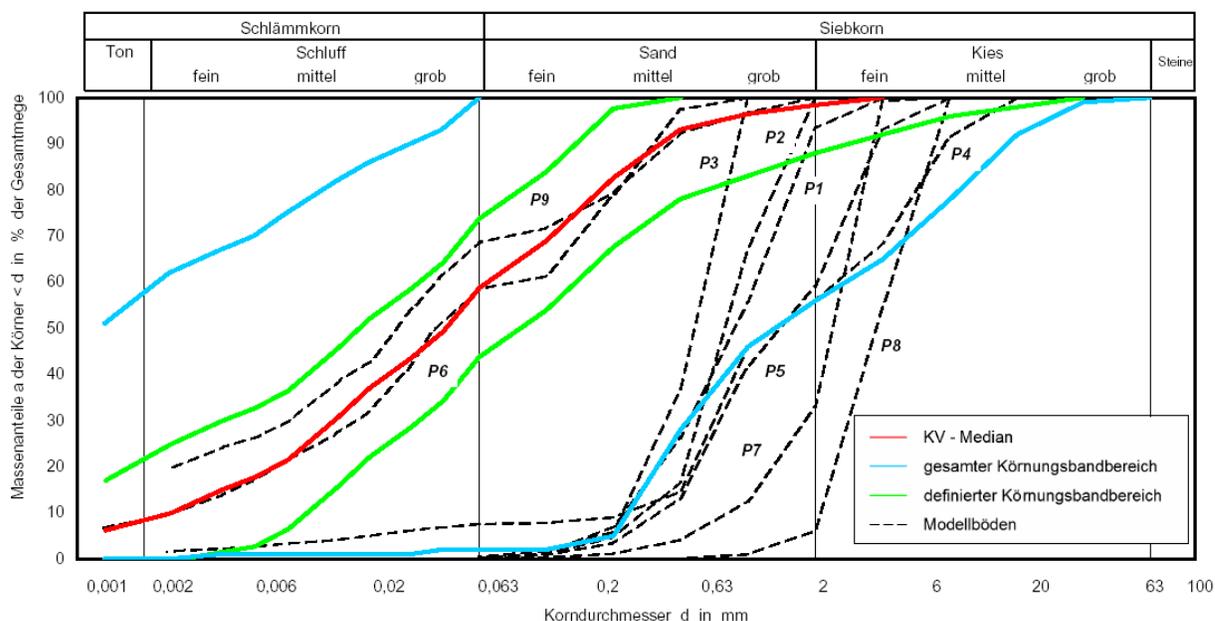


Abbildung 7.7: Vergleich der Korngrößenverteilungen der Modellböden mit statistischen Kornverteilungen des Dammschüttmaterials

Betrachtet man die ermittelte Hauptbandbreite der Kornverteilungslinien der Auböden (Abbildung 7.8) so kann festgestellt werden, dass auch hier nahezu alle Körnungslinien der Modellböden innerhalb der Gesamtbandbreite liegen.

Körnungsmäßig entsprechen die Modellböden der oberen Grenze der KV- Linien. Die statistischen Kornverteilungen der Auböden sind ähnlich jenen des Dammschüttmaterials. Die Modellböden P7 und P8 befinden sich außerhalb der statisch bestimmten Bandbreite, während die Modellböden P1 bis P5 nur geringfügig von der statistisch oberen Grenze der KV- Linien abweichen. Die Modellböden P6 und P9 zeigen aufgrund der feinkörnigen Charakteristik die beste Übereinstimmung mit dem Median und liegen im Bereich der definierten Körnungsbandbreite (± 15 M% auf Median bezogen).

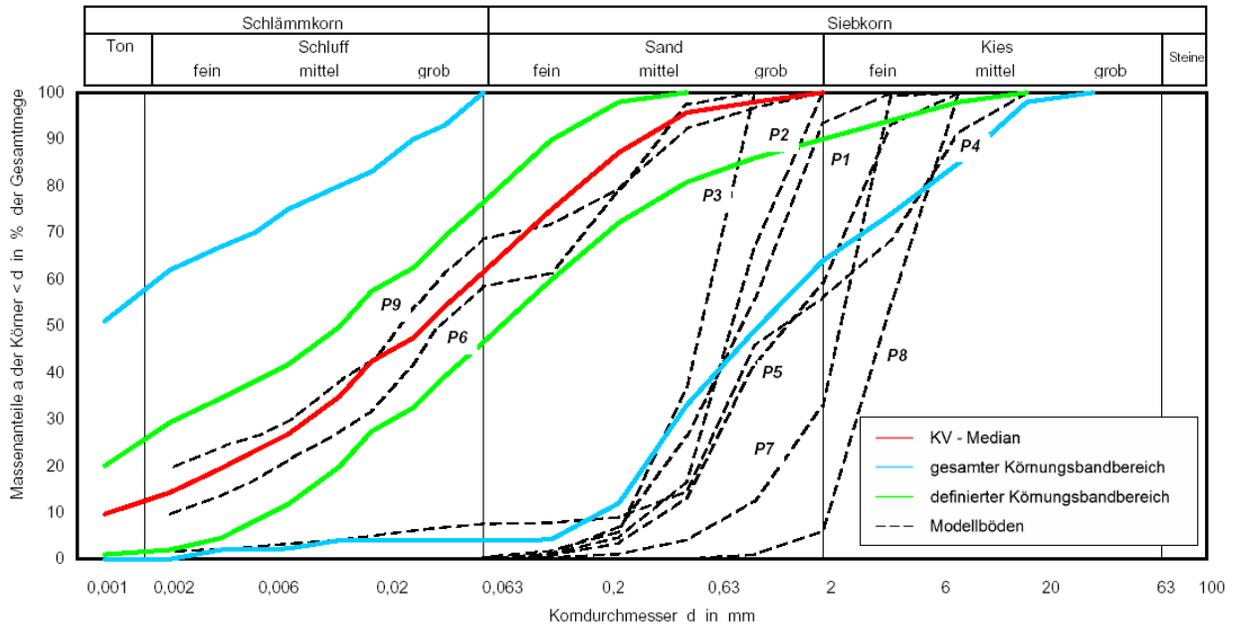


Abbildung 7.8: Vergleich der Korngrößenverteilungen der Modellböden mit statistischen Kornverteilungen der Auböden

Abbildung 7.9 sind die KV- Linien der statistischen Auswertung für quartäre Sedimente und der Modellböden zu entnehmen. Die meisten Modellböden entsprechen körnungsmäßig der reduzierten Bandbreite (± 15 M% auf Median bezogen). Eine möglichst gute Übereinstimmung mit dem Median zeigen die Modellböden P1 bis P5, welche eine grobkörnige Charakteristik aufweisen. Der Modellboden P7 befindet sich noch innerhalb der Gesamtbandbreite, während der Modellboden P8 nur eine geringe Abweichung von der statistisch ermittelten oberen Grenze der KV- Linie zeigt. Die Modellböden mit feinkörniger Charakteristik, also P6 und P9, befinden sich außerhalb der statistisch bestimmten reduzierten Bandbreite, liegen jedoch innerhalb der Gesamtbandbreite.

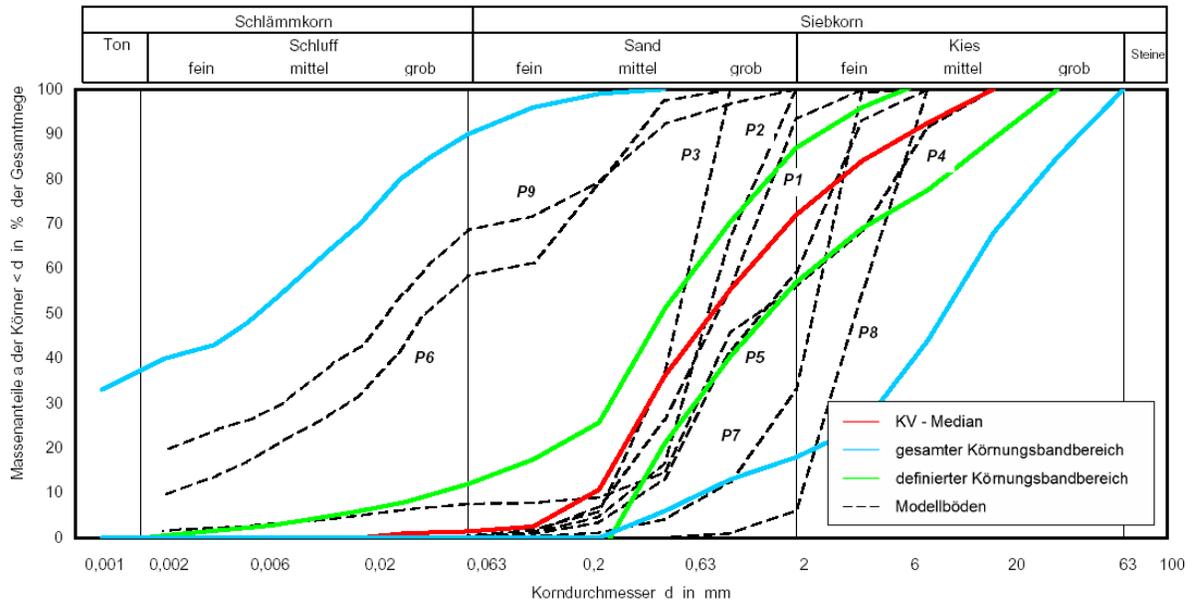


Abbildung 7.9: Vergleich der Korngrößenverteilungen der Modellböden mit statistischen Kornverteilungen der quartären Sedimente

7.3.4.3. Gegenüberstellung der Bodenkennwerte

Durch die Gegenüberstellung der Ergebnisse der Bodenkennwerte (natürlicher Wassergehalt, Korndichte, Durchlässigkeit, Reibungswinkel, Proctordichte, lockerste und dichteste Lagerung) der Modellböden mit den statistischen Bodenkennwerten wurden folgende Schlüsse gezogen:

Tabelle 7.8: Vergleich der Bodenkennwerte für Dammschüttmaterial mit P1-P5 und P7-P8 (Gesamtbandbreite)

Bodenkennwerte			Modellböden							Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	P1	P2	P3	P4	P5	P7	P8	min	max	mittel
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	4,7	5,9	8,4	6,1	2,0	2,4	2,2	1,5	41,2	15,2
Korndichte	ρ_s	g/cm ³	2,63	2,64	2,72	2,69	2,67	2,63	2,66	2,59	2,78	2,67
Durchlässigkeit	k1	m/s	1,7E-04	5,2E-04	1,3E-05	4,7E-07	1,9E-05	1,5E-04	2,0E-04	1,0E-12	1,5E-04	9,7E-06
Porenanteil	n	-	0,35	0,41	0,42	0,24	0,29	0,27	0,41	0,25	0,56	0,36
Reibungswinkel	φ	°	31,7	36,9	32,4	34,7	35,3	35,0	34,5	20,0	35,0	28,5
Restschervinkel	φ_R	°	31,0	35,0	32,4	33,7	35,0	35,0	34,5	8,0	35,0	27,0
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,74	1,61	1,66	2,10	1,94	1,69	1,63	1,58	2,20	1,94
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	8,2	10,0	15,0	8,6	4,0	7,0	6,0	3,9	28,7	10,2
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,68	1,45	1,42	1,74	1,77	1,63	1,53	1,40	1,81	1,58
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,36	0,45	0,48	0,35	0,34	0,38	0,42	0,32	0,47	0,41
Trockendichte	ρ_d	-	1,78	1,69	1,72	2,13	1,95	1,70	1,64	1,76	2,10	1,96
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,32	0,36	0,37	0,21	0,27	0,35	0,38	0,22	0,34	0,27

Tabelle 7.9: Vergleich der Bodenkennwerte für Dammschüttmaterial mit P1-P5 und P7-P8 (definierte Bandbreite)

Bodenkennwerte			Modellböden							Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	P1	P2	P3	P4	P5	P7	P8	min	max	mittel
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	4,7	5,9	8,4	6,1	2,0	2,4	2,2	7,2	38,0	21,1
Komdichte	ρ_s	g/cm ³	2,63	2,64	2,72	2,69	2,67	2,63	2,66	2,59	2,74	2,67
Durchlässigkeit	k1	m/s	1,7E-04	5,2E-04	1,3E-05	4,7E-07	1,9E-05	1,5E-04	2,0E-04	7,0E-11	6,7E-09	1,5E-09
Porenanteil	n	-	0,35	0,41	0,42	0,24	0,29	0,27	0,41	0,29	0,45	0,39
Reibungswinkel	φ	°	31,7	36,9	32,4	34,7	35,3	35,0	34,5	22,0	31,0	28,0
Restscherwinkel	φ_R	°	31,0	35,0	32,4	33,7	35,0	35,0	34,5	22,0	31,0	28,0
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,74	1,61	1,66	2,10	1,94	1,69	1,63	1,58	1,94	1,76
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	8,2	10,0	15,0	8,6	4,0	7,0	6,0	10,8	28,7	19,8
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,68	1,45	1,42	1,74	1,77	1,63	1,53	-	-	-
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,36	0,45	0,48	0,35	0,34	0,38	0,42	-	-	-
Trockendichte	ρ_d	-	1,78	1,69	1,72	2,13	1,95	1,70	1,64	-	-	-
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,32	0,36	0,37	0,21	0,27	0,35	0,38	-	-	-

Tabelle 7.8 und 7.9 zeigen einen Vergleich der Bodenkennwerte der Modellböden mit der Statistik für das Dammschüttmaterial. Die grau gefärbten Zahlenwerte deuten auf Abweichungen von der statistischen Bandbreite. Die Gegenüberstellung zeigt, dass es unmöglich ist einen klar definierten Grenzbereich für geeignete Böden zu bestimmen und somit Abweichungen immer vorhanden sind. Innerhalb der reduzierten Körnungsbandbreite sind die Abweichungen wegen der geringeren Körnungsbandbreite generell größer. Folglich werden die stärker abweichenden Kennwerte von der Gesamtkörnungsbreite diskutiert.

Die Durchlässigkeiten weichen von den Werten der Gesamtbandbreite nur minimal ab.

Die stark abweichenden Reibungswinkel liegen deutlich höher als der Höchstwert der Bandbreiten, was allerdings nicht vom Nachteil ist. Je höher die Scherfestigkeit umso größer ist die Tragfähigkeit und besonders für die Herstellung von Homogendämmen vom Vorteil, da steilere Böschungen möglich sind.

Die Proctordichte bei der Probe P4 ist ebenfalls über dem Höchstwert aus der Statistik. Dies ist ebenso nicht vom Nachteil, da es sich hier um eine sehr gut verdichtbaren Boden handelt.

Die Bodenkennwerte, wie Wassergehalt, lockerste und dichteste Lagerung zeigen zwar geringe Abweichungen, variieren aber annähernd in den Bereichen der statistischen Bandbreite.

In den folgenden Tabellen (Tabelle 7.10 und 7.11) sind die Bodenkennwerte der Modellböden P6 und P9 mit den statistisch erfassten Ergebnissen für Auböden gegenübergestellt. Aufgrund der sehr geringen Durchlässigkeitswerte dieser beiden Böden wurde festgestellt, dass sie primär für die Modelldeckschicht geeignet sind. Demnach wurde eine Gegenüberstellung lediglich für diese Schicht durchgeführt.

Tabelle 7.10: Vergleich der Bodenkennwerte für Auböden mit P6 und P9 (Gesamtbandbreite)

Bodenkennwerte			Modellböden		Statistik		
Bezeichnung	Kurz.	Einheit	P6	P9	min	max	mittel
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	25,9	20,1	3,7	127,3	28,7
Komdichte	ρ_s	g/cm^3	2,76	2,65	2,42	2,78	2,67
Durchlässigkeit	k_1	m/s	6,8E-09	6,4E-09	3,3E-13	5,8E-05	8,1E-06
Porenanteil	n	-	0,40	0,38	0,26	0,73	0,41
Reibungswinkel	φ	°	-	-	17,5	36,0	27,2
Restscherwinkel	φ_R	°	-	-	7,5	33,5	22,1
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm^3	1,70	1,73	1,64	1,94	1,85
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	15,7	17,5	3,5	23,0	12,8
Trockendichte	ρ_d	g/cm^3	1,13	1,30	1,47	1,62	1,55
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,59	0,48	0,39	0,45	0,42
Trockendichte	ρ_d	-	1,82	1,77	1,80	2,03	1,92
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm^3	0,34	0,33	0,24	0,35	0,30

Tabelle 7.11: Vergleich der Bodenkennwerte für Auböden mit P6 und P9 (definierte Bandbreite)

Bodenkennwerte			Modellböden		Statistik		
Bezeichnung	Kurz.	Einheit	P6	P9	min	max	mittel
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	25,9	20,1	14,1	127,3	33,0
Komdichte	ρ_s	g/cm^3	2,76	2,65	2,42	2,75	2,67
Durchlässigkeit	k_1	m/s	6,8E-09	6,4E-09	1,7E-11	1,4E-09	4,5E-10
Porenanteil	n	-	0,40	0,38	0,31	0,61	0,41
Reibungswinkel	φ	°	-	-	24,0	27,5	26,0
Restscherwinkel	φ_R	°	-	-	24,0	27,5	26,0
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm^3	1,70	1,73	-	-	-
optimaler Wassergehalt	w_{opt}	%	15,7	17,5	-	-	-
Trockendichte	ρ_d	g/cm^3	1,13	1,30	-	-	-
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,59	0,48	-	-	-
Trockendichte	ρ_d	-	1,82	1,77	-	-	-
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm^3	0,34	0,33	-	-	-

Es ist ersichtlich, dass die Bodenkennwerte der Modellböden sowohl mit der Gesamtbandbreite als auch mit der definierten Bandbreite nicht im vollen Ausmaß übereinstimmen. Die geringen Durchlässigkeiten liegen annähernd in den Bereichen der statistischen Bandbreite und zeigen nur sehr geringe Abweichungen. Größte Abweichungen

von der Statistik zeigen die lockerste und dichteste Lagerung, wobei diese beiden Bodenkennwerte für das Modell nicht von großer Bedeutung sind.

Tabellen 7.12 und 7.13 zeigen den Vergleich der Bodenkennwerte der Modellböden mit grobkörniger Charakteristik mit der statistisch erfassten Bandbreite der Bodenkennwerte für quartäre Sedimente.

Tabelle 7.12: Vergleich der Bodenkennwerte für Quartäre mit P1-P5 und P7-P8 (Gesamtbandbreite)

Bodenkennwerte			Modellböden								Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	P1	P2	P3	P4	P5	P7	P8	min	max	mittel	
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	4,7	5,9	8,4	6,1	2,0	2,4	2,2	0,8	30,5	12,3	
Komdichte	ρ_s	g/cm ³	2,63	2,64	2,72	2,69	2,67	2,63	2,66	2,62	2,76	2,67	
Durchlässigkeit	k1	m/s	1,7E-04	5,2E-04	1,3E-05	4,7E-07	1,9E-05	1,5E-04	2,0E-04	4,7E-11	4,7E-04	4,6E-05	
Porenanteil	n	-	0,35	0,41	0,42	0,24	0,29	0,27	0,41	0,19	0,46	0,31	
Reibungswinkel	φ	°	31,7	36,9	32,4	34,7	35,3	35,0	34,5	28,5	30,5	29,5	
Restschervinkel	φ_R	°	31,0	35,0	32,4	33,7	35,0	35,0	34,5	28,5	30,5	29,5	
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,74	1,61	1,66	2,10	1,94	1,69	1,63	1,85	2,23	2,02	
optimaler Wassergeh.	w_{opt}	%	8,2	10,0	15,0	8,6	4,0	7,0	6,0	3,8	17,3	9,0	
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,68	1,45	1,42	1,74	1,77	1,63	1,53	1,69	1,86	1,78	
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,36	0,45	0,48	0,35	0,34	0,38	0,42	0,30	0,36	0,33	
Trockendichte	ρ_d	-	1,78	1,69	1,72	2,13	1,95	1,70	1,64	1,81	2,25	2,07	
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,32	0,36	0,37	0,21	0,27	0,35	0,38	0,20	0,32	0,24	

Tabelle 7.13: Vergleich der Bodenkennwerte für Quartäre mit P1-P5 und P7-P8 (definierte Bandbreite)

Bodenkennwerte			Modellböden								Statistik		
Bezeichnung	Kurzz.	Einheit	P1	P2	P3	P4	P5	P7	P8	min	max	mittel	
Natürl. Wassergehalt	w_n	%	4,7	5,9	8,4	6,1	2,0	2,4	2,2	2,5	26,9	8,9	
Komdichte	ρ_s	g/cm ³	2,63	2,64	2,72	2,69	2,67	2,63	2,66	2,62	2,71	2,65	
Durchlässigkeit	k1	m/s	1,7E-04	5,2E-04	1,3E-05	4,7E-07	1,9E-05	1,5E-04	2,0E-04	4,2E-07	4,7E-04	9,6E-05	
Porenanteil	n	-	0,35	0,41	0,42	0,24	0,29	0,27	0,41	0,22	0,44	0,32	
Reibungswinkel	φ	°	31,7	36,9	32,4	34,7	35,3	35,0	34,5	-	-	-	
Restschervinkel	φ_R	°	31,0	35,0	32,4	33,7	35,0	35,0	34,5	-	-	-	
Proctordichte	ρ_{Proc}	g/cm ³	1,74	1,61	1,66	2,10	1,94	1,69	1,63	1,98	2,14	2,06	
optimaler Wassergeh.	w_{opt}	%	8,2	10,0	15,0	8,6	4,0	7,0	6,0	3,8	6,5	5,2	
Trockendichte	ρ_d	g/cm ³	1,68	1,45	1,42	1,74	1,77	1,63	1,53	1,71	1,86	1,79	
lockerste Lagerung	n_{max}	-	0,36	0,45	0,48	0,35	0,34	0,38	0,42	0,30	0,35	0,33	
Trockendichte	ρ_d	-	1,78	1,69	1,72	2,13	1,95	1,70	1,64	2,01	2,15	2,08	
dichteste Lagerung	n_{min}	g/cm ³	0,32	0,36	0,37	0,21	0,27	0,35	0,38	0,20	0,26	0,23	

Die Wasserdurchlässigkeiten der statistischen Bodenkennwerten weichen nur gering von der Bandbreite ab. Die Scherfestigkeiten weisen deutlich höhere Werte im Vergleich zu der Statistik.

Die Proctordichte liegt deutlich unterhalb der statistischen Bandbreite und deutet im Vergleich zur Statistik auf etwas schlechtere Verdichtung. Bei den Modellböden P1, P4 und P5 ist eine gute bis sehr gute Verdichtung erzielbar.

7.3.4.4. Erosionsstabilität der Modellböden im Vergleich zur Natur

Erosionsvorgänge im Dammkörper und/oder im Untergrund stellen aus langzeitlicher Sicht eine ernstzunehmende Gefahr für die Stabilität der Dammbauwerke dar. Bei der Beurteilung der Erosionsanfälligkeit und der Filterwirksamkeit von Böden kommen in der Regel geometrische und hydraulische Kriterien zum Einsatz. Einige der Erosions- und Filterkriterien wurden bereits in den vorhergehenden Kapiteln 3.2.5.4. bzw. 3.2.5.5. näher erläutert. Auf deren Anwendung soll auf Grundlage der Beurteilung der Erosionsanfälligkeit von Böden, welche für die Modellversuche eingesetzt wurden, eingegangen werden.

Die statistische Auswertung (Kapitel 7.2) der betrachteten Bodengruppen (Dammschüttmaterial, Auböden, quartäre Sedimente) zeigten eine große Bandbreite, wonach bestimmte Bodenarten gemäß ihrer Kornverteilungslinie als erosionsanfällig einzustufen sind. Zur Bestimmung der am häufigsten in der Natur vorkommenden Böden wurde eine definierte Körnungsbandsbreite bestimmt. Diese diente anschließend als Grundlage für die Beurteilung der Modellböden. Im Rahmen der Modellversuche werden Dammmodelle im kleineren Maßstab untersucht, d.h. das Verhältnis der Druckhöhe zu Sickerweg bleibt im Modell erhalten. Demnach konnten für die gewählten Randbedingungen ähnliche hydraulische Gradienten wie in der Natur simuliert werden. Im Folgenden ist die rechnerische Ermittlung des hydraulischen Gradienten für die angenommenen Sickerwege ersichtlich.

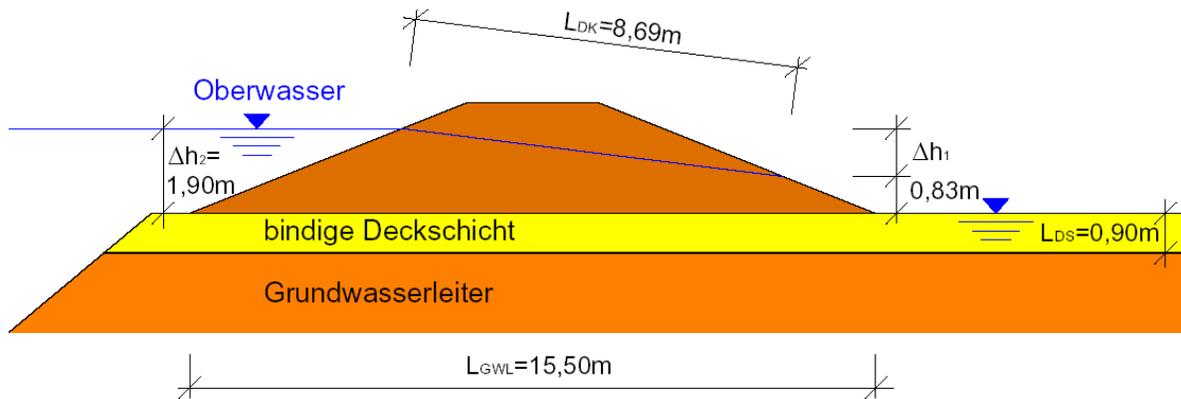


Abbildung 7.10: Darstellung der Sickerwege in den untersuchten Bodengruppen

Berechnung der hydraulischen Gradienten:

Die folgenden Berechnungen des hydraulischen Gradienten erfolgten auf Grundlage der Abmessungen aus den Modellversuchen und sind aufgrund der Maßstabsverkleinerung auch auf die Natur übertragbar. Demnach ist das für den bestimmten Fall berechnete hydraulische Gefälle für die Beurteilung der Erosionssicherheit sowohl für Böden in der Natur als auch in der Modellbildung geeignet.

Dammschüttmaterial:
$$i_{vorh} = \frac{\Delta h_1}{L_{DK}} = \frac{(1,90 - 0,83)}{8,69} = 0,12$$

Auboden:
$$i_{vorh} = \frac{\Delta h_2}{L_{DS}} = \frac{1,90}{0,90} = 2,11$$

Quartäre Sedimente:
$$i_{vorh} = \frac{\Delta h_2}{L_{GWL}} = \frac{1,90}{15,50} = 0,12$$

Beim **Dammschüttmaterial**, ist in Abbildung 7.1 (Kapitel 7.2.2.) ersichtlich, besitzen die meisten Böden in der Natur eine vorwiegend feinkörnige bzw. gemischtkörnige Charakteristik. Grobkörnige Böden ohne Feinanteile wurden nur in wenigen Fällen festgestellt. Dies deutet darauf, dass zum Dammbau auch (sandig-kiesige) Böden des Quartärs verwendet wurden. Bei den Böden mit feinkörniger Charakteristik ist aufgrund der vorhandenen Kohäsion die Gefahr einer Suffosion bzw. innerer Erosion erst bei höherem hydraulischem Gradienten möglich. Aus langzeitlicher Sicht können jedoch auch derartige Bodengruppen entlang von feinen Wegigkeiten und in Abhängigkeit von den plastischen

Eigenschaften erodiert werden. Bei den grobkörnigen Böden ist die Wahrscheinlichkeit eines Versagens größer. Besonders kritisch sind enggestufte körnige Erdstoffe, wie Fein- und Mittelsande, sowie intermittierend gestufte Böden. Hierbei wird die Erosionsanfälligkeit vor allem von der Ungleichförmigkeitszahl und vom Korndurchmesser beeinflusst. Für die angenommene Sickerlinie konnte ein hydraulischer Gradient von $i_{\text{vorh}} = 0,12$ ermittelt werden. Nach den Kriterien von Istomina bzw. Brauns liegt der ermittelte hydraulische Gradient deutlich unterhalb der angegebenen Grenzwerte für das kritische hydraulische Gefälle (Tabelle 7.14). Andererseits für die Erosionskriterien nach Tschugajew und Lane/Tschugajew befindet sich der bestimmte hydraulische Gradient an der Grenze des kritischen Grenzbereiches. Demnach wäre auf eine Erosionsgefährdung insbesondere der enggestuften und intermittierend gestuften Böden zu schließen.

Tabelle 7.14: Vergleich des vorhandenen hydraulischen Gefälles im Dammschüttkörper mit dem kritischen hydraulischen Gefälle

Bodenmaterial	i_{vorh}	i_{krit} (Istomina)	i_{krit} (Brauns)	i_{krit} (Tschugajew)	i_{krit} (Lane/Tschug.)
Dammschüttmaterial	0,12	0,30-0,40	0,20-0,40	0,12-0,30	0,12-0,40

Auböden besitzen naturgemäß eine feinkörnige Charakteristik, wie Abbildung 7.3 (Kapitel 7.2.3.) zu entnehmen ist. Betrachtet man die Versagensformen der Aubodenschicht, so kann es neben der Erosionsgefahr im Sinne eines hydraulischen Grundbruchs zum Aufschwimmen der bindigen Deckschicht im Bereich des landseitigen Dammfußes kommen. Das Auftreten von Suffosion oder innerer Erosion ist sowohl innerhalb der Aubodenschicht als auch entlang der Schichtgrenze zum Grundwasserleiter zufolge Kontakterosion möglich. Hinsichtlich der freien, unkontrollierten Durchströmung der Deckschicht – insbesondere bei vorwiegend sandig bzw. grobschluffigen Böden – in Vertikalrichtung kann bei einem entsprechend hohem hydraulischem Gradienten zum Erosionsversagen der Deckschicht mit anschließendem Austrag der Feinteile des Grundwasserleiters kommen. Bei stärker kohäsiven Böden müssen meistens sehr hohe hydraulische Gradienten vorherrschen, um einen Erosionsvorgang herbeizuführen. Dementsprechend begünstigen bereits vorhandene feine Wegigkeiten den Erosionsbeginn. Der ermittelte hydraulische Gradient beträgt $i_{\text{vorh}} = 2,11$ und liegt somit deutlich über dem kritischen Bereich (Tabelle 7.15) der angeführten Autoren. Generell beschränkt sich der Anwendungsbereich der angegebenen Grenzwerte für Erosionsversagen auf grobkörnige Erdstoffe. Es ist jedoch davon

auszugehen, dass bei derartig hohen hydraulischen Gradienten vor allem die schwach kohäsiven Böden besonders gefährdet sind.

Tabelle 7.15: Vergleich des vorhandenen hydraulischen Gefälles in der Aubodenschicht mit dem kritischen hydraulischen Gefälle

Bodenmaterial	i_{vorh}	i_{krit} (Istomina)	i_{krit} (Brauns)	i_{krit} (Tschugajew)	i_{krit} (Lane/Tschug.)
Auboden	2,11	0,30-0,40	0,20-0,40	0,12-0,30	0,12-0,40

Ausgehend von der statistischen Auswertung Abbildung 7.5 (Kapitel 7.2.4.) der **quartären Sedimente** kann auf eine grobkörnige Charakteristik, vorwiegend sandig- kiesige Böden mit teilweise ausgeprägten Ausfallkörnungen, geschlossen werden. Aufgrund der häufig vorkommenden intermittierend gestuften Kornverteilungslinien neigen derartige Böden zum Auswaschen der feineren Bodenpartikel aus der Bodenstruktur. Auf die rückschreitende Erosion (Piping) wurde bereits in Kapitel 6.3.5. eingegangen. Für den angenommenen Sickerweg unter dem Dammkörper wurde ein hydraulischer Gradient von $i_{\text{vorh}} = 0,12$ bestimmt. Nach dem Kriterium von Istomina und Brauns liegt dieses unter dem kritischen Gefälle (Tabelle 7.16) und deutet keinerlei auf unzureichende Erosionsstabilität. Beim Kriterium nach Tschugajew bzw. Lane/Tschugajew besteht eine Erosionsgefahr.

Tabelle 7.16: Vergleich des vorhandenen hydraulischen Gefälles im quartären Grundwasserleiter mit dem kritischen hydraulischen Gefälle

Bodenmaterial	i_{vorh}	i_{krit} (Istomina)	i_{krit} (Brauns)	i_{krit} (Tschugajew)	i_{krit} (Lane/Tschug.)
Quartäre Sedimente	0,12	0,30-0,40	0,20-0,40	0,12-0,30	0,12-0,40

Im Hinblick auf die Erosionssicherheit war auf Grundlage des Vergleichs der Modellböden mit den Bodenproben in der Natur Folgendes festzustellen:

Für den **Modelldam** werden die Modellböden P1 bis P5 und P7 bis P8 verwendet (Kapitel 7.3.3.), welche innerhalb einer engen Körnungsbandsbreite liegen. Hierbei handelt es sich körnungsmäßig vorwiegend um enggestufte Sande. Einzig der Modellboden P4 zeigt einen intermittierenden Körnungsverlauf. Vergleicht man die Böden mit dem Dammschüttmaterial in der Natur, ist ersichtlich, dass das verwendete Material im Modell wesentlich erosionsgefährdet ist. Die sandigen, enggestuften Modellböden und vor allem der intermittierend gestufte Modellboden P4 stellen eine Gefahr bezüglich eines Auswaschens der feineren Bodenpartikel dar, wenn der Dammkörper langfristig durchströmt wird. Um

die Erosionsvorgänge zu verhindern, wurde im Dammkörper im Sinne einer Erosionsbarriere eine Dichtwand eingebaut.

Für die **Modelldeckschicht** werden die Modellböden mit feinkörniger Charakteristik verwendet. Die relevanten Modellböden P6 und P9 liegen in einer weiten Körnungsbandbreite (Kapitel 7.3.3.). Wie auch in der Natur, besteht im Modell aufgrund des hohen hydraulischen Gradienten von $i_{\text{vorh}} = 2,11$ eine Gefahr der inneren Erosion, wobei ein Versagen erst bei schwacher Kohäsion und gering plastischen Böden, die rasch aufweichen, möglich ist. Für den Modellversuch sind die selbigen Eigenschaften wie in der Natur vorhanden, da mit einer annähernd selbigen Kornverteilungslinie im Modell gearbeitet wird. Im Vergleich zur Natur besteht im Modell zusätzlich die Gefahr einer Kontakterosion in der Kontaktfläche zur Plexiglaswand, da die feinen Bodenpartikeln (vor allem Feinsand) durch die Strömung mitgerissen werden können. Dies führt in weiterer Folge zum Auswaschen der feinen Bodenpartikel und Ausbildung von Erosionsröhren.

Hinsichtlich der Filterkriterien ist zu erwähnen, dass sie bei der Ausführung der Entspannungsmaßnahmen erforderlich sind. Die Entlastungen werden ausgeführt, um ein Aufbrechen der Deckschicht zu verhindern. Die Filterstabilität ist hierbei erforderlich, um eine Kolmation des Kiesmaterials der Entlastungen zu verhindern und wird mittels Geotextilummantelung gewährleistet.

Für die **quartären Sedimente** im Modell sind, wie auch für den Modelldamm, die Modellböden P1 bis P5 und P7 bis P8 relevant (Kapitel 7.3.3.). Hierbei handelt es sich, wie bereits beim Dammschüttmaterial erwähnt, um enggestufte und vor allem intermittierend gestufte Böden. Eine Erosionsstabilität ist nicht gegeben, da der hydraulische Gradient bei $i_{\text{vorh}} = 0,12$ nach den Kriterien nach Tschugajew und Lane/Tschugajew, wenn auch an der Grenze des Bereiches liegt (Tabelle 7.16).

7.3.4.5. Resümee

Die Kenntnis der bodenphysikalischen Eigenschaften bildet eine wichtige Grundlage für die Durchführung von Modellversuchen. Durch die Anpassung einzelner Bodenkennwerte an die Natur kann eine gute Übereinstimmung mit den natürlichen Strömungsvorgängen in Hochwasserschutzdämmen erzielt werden. Bei der Wahl geeigneter Modellböden sind daher in erster Linie die hydraulischen Eigenschaften zu berücksichtigen. Die Durchlässigkeit hängt jedoch von der Kornzusammensetzung und dem Verdichtungszustand ab. Demnach sind in der Regel alle Bodenparameter zu bestimmen. Betrachtet man die Standsicherheit der Dämme, so sind auch die Festigkeitseigenschaften zu ermitteln. Bei der Betrachtung des Strömungsdruckes muss die hydraulische Leitfähigkeit (Durchlässigkeit) bzw. kapillare Steighöhe im Modell mit den Vorgängen in der Natur entsprechen. Hierbei ist von so genannten „Potentialmodellen“ die Rede.

Darüber hinaus sind die Filter- und Erosionsstabilität zu berücksichtigen. Die Filterstabilität wurde einzig bei den Modell-Entlastungen berücksichtigt, um ein Auswaschen der feineren Bodenpartikeln aus dem Grundwasserträger durch das Kiesmaterial zu verhindern. Dies wurde durch die Ummantelung der Kiessäulen mit Geotextil gewährleistet. Die Erosionsstabilität wurde jeweils für Dammschüttmaterial, Auböden und quartäre Sedimente berücksichtigt und mit den Böden in der Natur verglichen.

Für die Herstellung des Modelldammes sind auf Basis des Vergleichs mit den statistischen Korngrößenverteilungen die Modellböden P6 und P9 geeignet, da sie im Bereich der definierten Körnungsbandbreite liegen. Auch die Modellböden P1 bis P5 im Bereich der oberen Grenze deuten auf geeignete Böden. Für den Modellversuch selbst ist nicht entscheidend, welcher Boden verwendet wird, da nur die Unterströmung unterhalb des Dammkörpers untersucht wird. Hierbei besteht keine Gefahr hinsichtlich Erosion, da einerseits der hydraulische Gradient einen geringen Wert aufweist und andererseits ein Sickerwasseraustritt wegen einer angeordneten Innendichtung nicht stattfindet.

Für die Ausführung der Modelldeckschicht sind auf Grundlage der Vergleiche hauptsächlich die Modellböden P6 und P9 geeignet, da sie sich im Bereich der definierten Körnungsbandbreite befinden. Sie besitzen aufgrund der feinkörnigen Charakteristik eine geringe Wasserdurchlässigkeit und entsprechen den Anforderungen an die Deckschichtausbildung im Modell. Die Durchströmung der Deckschicht in Vertikalrichtung

kann bei hohem hydraulischem Gradienten und schwacher Kohäsion sowie gering plastischen Eigenschaften eine Gefahr hinsichtlich der Erosion darstellen. Vor allem in der Kontaktfläche zur Glaswand besteht die Gefahr einer Ausbildung von Erosionsröhren, da die vorhandenen oder entstandenen Wegigkeiten aufgrund der unzureichenden Verdichtung eine Schwachstelle darstellen.

Für die quartäre Modellschicht sind die Modellböden P1 bis P5 bestens geeignet, weil sie mit den Bodenkennwerten gut übereinstimmen. Die Modellböden P7 und P8 zeigen geringe Abweichungen von den statistischen Kornverteilungslinien, sind jedoch wegen ihrer hohen Durchlässigkeit günstig für die Modellierung. Hier besteht die Gefahr einer inneren Suffosion, vor allem wenn es sich bei den Böden um enggestufte oder intermittierend gestufte Korngrößenverteilungen handelt. Aufgrund der geringen hydraulischen Gradienten und der Vliesummantelung wird die Erosionsanfälligkeit weitgehend unterbunden.

8. GRUNDLAGEN DER WASSERBAULICHEN MODELLIERUNG

8.1. Allgemeines

Die wasserbauliche Modellierung dient zur Überprüfung der Auswirkungen von geplanten wasserbaulichen Baumaßnahmen, welche sich nicht alleine durch die Anwendung von numerischen Rechenmodellen oder auf Basis von Erfahrungswerten entsprechend genau beschreiben lassen. Zu diesem Zweck bedient sich das wasserbauliche Versuchswesen experimentellen Untersuchungen von Strömungsvorgängen an kleinmaßstäblichen Modellen. Auf diese Weise können die Dimensionierungsgrundlagen sowie Lösungsansätze für die Ausführung von Bauwerken bereits in der Planungsphase mit geringem Aufwand und geringem Risiko allfälliger Planungsfehler bedeutend verbessert werden. In diesem Zusammenhang ermöglichen derartige Modellversuche eine Überprüfung von theoretischen Gesetzmäßigkeiten sowie eine Erweiterung der bisherigen Kenntnisse.

8.2. Modellgrundlagen

8.2.1. Modell

Unter einem Modell versteht man eine vereinfachte Nachbildung eines realen Systems für die Lösung von Aufgaben, dessen Durchführung am Original selbst nicht möglich ist oder zu aufwendig wäre. Im Regelfall bilden die Modelle eine Annäherung an die Natur und dienen zur Gewinnung von neuen Erkenntnissen, welche direkt auf das modellierte System (Natur) übertragbar sind. Im Wasserbau bedient man sich verschiedenster Modelle. Meistens wird jedoch zwischen den wasserbaulichen und den numerischen sowie deren Kombinationen (so genannten Hybridmodellen) unterschieden. Im Folgenden werden die einzelnen Modellarten näher beschrieben. [32, 34]

8.2.2. Modellarten

Das **wasserbauliche Modell** befasst sich mit den Untersuchungen hydraulischer Kräfteeinwirkungen und der Strömungsvorgänge an maßstäblich verkleinerten Bauwerken

(Modellen). Sie werden auch als physikalische oder hydraulische Modelle bezeichnet. Hierbei wird auch zwischen ähnlichen und unähnlichen Modellen unterschieden. Beim **ähnlichen Modell** weisen alle Größen im Modell aufgrund des Modellmaßstabes eine Übereinstimmung mit den Größen in der Natur auf. **Unähnliche Modelle** (beschreibende oder qualitative Modelle) erfüllen diese Forderungen nur teilweise oder gar nicht. Wasserbauliche Modelle besitzen den Vorteil, dass die Ergebnisse bei der Versuchsdurchführung veranschaulicht werden. Auf diese Weise können beispielsweise die Strömungsvorgänge und deren Entwicklung sofort begutachtet werden. Die Erkenntnisse aus den Versuchen sind jedoch nur dann auf die Natur übertragbar, wenn sie eine Ähnlichkeit mit dem realen System bzw. Objekt besitzen. Aufgrund der Maßstabsverkleinerung ist es jedoch nicht immer möglich die Natureffekte zu berücksichtigen. Demnach ist die Einhaltung von Ähnlichkeitsanforderungen (Kapitel 8.2.3.) erforderlich. [32, 35, 36]

Das **numerische Modell** befasst sich mit der Lösung von physikalischen Bewegungsgleichungen und bildet die Natur mit Hilfe von Computerprogrammen ab. Sie verlangen grundsätzlich die Eingabe der vereinfachten Gleichungssysteme und erfordern dazu neben fachwissenschaftlichen Kenntnissen (beispielsweise aus der Hydrologie) das methodische Wissen (beispielsweise aus der Mathematik). Heutzutage werden die Gleichungen selber nicht mehr definiert. Das Modell und die Randbedingungen können einfach eingegeben und variiert werden. Die Berechnungen werden mittels Computerprogrammen gelöst. Demnach eignen sich derartige Modelle vor allem für Parameterstudien, da sich die Eingabewerte einfach ändern lassen. Im Wasserbau erfolgt die Lösung von Gleichungen unter der Annahme, dass es sich beim Wasser um eine Newton'sche Flüssigkeit und ein inkompressibles Medium handelt. Nachteilig ist aber, dass die ermittelten Werte schwer überprüfbar sind und somit nach Plausibilitätsprüfungen erfordern. [32, 35, 36]

Durch die Kombination beider Modelle entstehen so genannte **Hybridmodelle**. Diese Modellart ist für komplexere Aufgaben bestens geeignet. Oft kommt es vor, dass die Anwendung von nur einer Modellart für die Lösung der Problemstellungen nicht ausreichend ist, da die Grenzen der jeweiligen Modelle überschritten werden. Allerdings ist nachteilig, dass sie zeitaufwendig und kostenintensiv sind und deswegen eine hohe Wirtschaftlichkeit nur bei größeren Projekten erzielen.

Tabelle 8.1: Gegenüberstellung von wasserbaulichen und numerischen Modellen [32]

Schritt	Hydraulisches Modell	Numerisches Modell
1	Definition der Aufgabenstellung Identifizierung der wesentlichen wirksamen Kräfte	
2	Aufstellung der Ähnlichkeitsforderungen	Aufstellung des Gleichungssystems
3	Formulierung der Randbedingungen	
4	Bau eines Modells	Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens
5	"Einspielen": Kalibrieren des Modells (z.B.: Variation der Rauheit) (z.B. Variation der Beiwerte)	
6	Messung --> Lösung	Rechnung --> Lösung
7	Optimierung der Lösung gemäß Aufgabenstellung (Modellumbauten) (Variation der Eingabedaten)	
8	Umrechnung auf Naturverhältnisse und Überprüfung	

Die Entscheidung über das zu verwendende Modell hängt von vielen Faktoren ab. Eine allgemeine Regel für die Wahl der Modellart existiert nicht, vielmehr ist die jeweilige Aufgabenstellung maßgebend. Hinsichtlich der Einflussfaktoren auf die Versuchsdurchführung unterscheidet man zwischen den Allgemeinen und limitierenden Faktoren. Zu den allgemeinen Faktoren zählen: [32, 36]

- Zeitaufwand,
- finanzielle Mittel,
- erforderliche Genauigkeit der Aussagen.

Die limitierenden Faktoren unterscheiden sich je nach Modellart. Bei physikalischen Modellen sind folgende limitierenden Faktoren maßgebend: [32]

- gegebene Laborfläche,
- Grenzen durch Modellgesetze,
- verfügbare Infrastruktur,
- mögliche Messmethoden und Datenerfassung.

Die numerischen Modelle hängen von folgenden Faktoren ab: [32]

- Speicherkapazität,
- Rechengeschwindigkeit,
- zur Verfügung stehende Turbulenzmodelle,
- räumliches und zeitliches Auflösungsvermögen.

Für die Wahl des Modells ist eine Rückkoppelung der Ergebnisse an die Natur relevant. Zum Zweck einer Optimierung der Modelle ist daher vorteilhaft Vergleiche zwischen den physikalischen und numerischen bzw. mathematischen Modellen durchzuführen. Eine weitere Grundlage zur Verbesserung der Modelle bilden Erfahrungen bei ähnlichen Projekten sowie bereits bestehende Modelle, die häufig eine Basis für weiterführende Versuche bilden. [36]

8.2.3. Ähnlichkeitsmechanik

Der grundlegende Ansatz bei der Durchführung von physikalischen Modellversuchen ist die Ähnlichkeitsmechanik. Demnach müssen die an einem gegenüber der Natur verkleinerten Modell untersuchte Strömungsvorgänge und die dabei gewonnenen Erkenntnisse wieder auf die Natur übertragbar sein. Damit diese Übertragbarkeit der Messergebnisse möglich ist, muss zwischen der Natur und dem Modell eine geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit erfüllt sein. [32, 36]

Die **geometrische Ähnlichkeit** ist gegeben, wenn alle geometrischen Modellgrößen (Länge, Breite, Höhe) in einem konstanten Verhältnis zu den Größen in der Natur stehen. Diese Ähnlichkeitsbedingung ist zwar notwendig, reicht alleine nicht aus, um die Gesetzmäßigkeiten des Versuchswesens zu erfüllen. [32, 36]

Die Forderung an eine **kinematische Ähnlichkeit** ist erfüllt, wenn die zeitabhängigen Prozesse im Modell mit jenen in der Natur korrespondieren. Dies bedeutet, dass die Geschwindigkeiten und die Beschleunigungen im Modell und in der Natur in einem konstanten Verhältnis zueinander stehen. Diese Ähnlichkeit ist ebenso notwendig, jedoch alleine nicht ausreichend. [32, 36]

Die **dynamische Ähnlichkeit** beruht auf der geometrischen und kinematischen Ähnlichkeit. Hierbei stehen alle in einer Strömung wirkenden Kräfte im Modell und in der Natur immer im gleichen Verhältnis, auch Kraftmaßstab genannt. Zudem müssen die resultierenden Kräfte, die auf ein Flüssigkeitsteilchen wirken, sowohl in der Natur als auch im Modell stets gleiche Richtung aufweisen. [32, 36]

Bei den Modellversuchen ist es notwendig eine annähernde dynamische Ähnlichkeit zu erzielen. Um eine volle dynamische Ähnlichkeit zu erreichen, müssten alle Kräfteverhältnisse einander entsprechen, was jedoch nur bei gleicher Flüssigkeit in Natur und im Modell bei einem Modellmaßstab 1:1 möglich ist. Es ist unmöglich bei maßstäblich verkleinerten Modellen eine volle dynamische Ähnlichkeit zu erzielen. Bei der dynamischen Ähnlichkeit werden lediglich zwei dominierende Kräftearten berücksichtigt und die übrigen Kräfte vernachlässigt. Damit die maßgebenden Kräfte in Beziehung gesetzt werden, müssen je nach Anwendungsgebiet entsprechende Modellgesetze eingehalten werden. [32, 36]

Grundsätzlich existieren verschiedene Modellgesetze, wobei für die geplanten Modellversuche das **Gesetz von Mosonyi-Kovacs** am besten geeignet ist. Es wird für Untersuchungen von freien Grundwasserströmungen bei geringen Fließgeschwindigkeiten und bei Strömungsvorgängen verwendet, die ausschließlich von der Zähigkeit als Reibungskraft und der Schwerkraft dominiert werden. Das Kräfteverhältnis im Modell muss mit jenem in der Natur übereinstimmen:

Gesetz von Mosonyi-Kovacs: $MO = \text{Zähigkeit} / \text{Schwere} = F_z / F_s$

8.2.4. Grenzen der Modellgesetze

Es gibt grundsätzlich viele Modellgesetze, welche im Wasserbau bei der Modellierung berücksichtigt werden müssen. Je nach Projekt und Aufgabenstellung sind einzelne heranzuziehen. Einzig worauf beim Aufbau des Modelldammes geachtet werden soll, ist die maßstäbliche Verkleinerung der Bodenkörner, damit nicht der Übergang vom nichtbindigen zum bindigen Boden geschieht. Hier werden prinzipiell Böden verwendet, deren Durchlässigkeiten der Realität entsprechen. Da in diesem Fall nur die Unterströmung unterhalb des Modelldammes untersucht wird, ist die Einhaltung der Durchlässigkeiten der einzelnen Bodenschichten entscheidend (Kapitel 7.3.2.).

9. KLEINMASSSTÄBLICHE MODELLVERSUCHE

9.1. Allgemeines

Im Wasserbau bedient man sich häufig physikalischer Modelle zu experimentellen Untersuchungen komplexer Strömungsvorgänge. Zu diesem Zweck werden im Rahmen der gegenständlichen Diplomarbeit Versuche an kleinmaßstäblichen Modelldämmen unter Berücksichtigung des Untergrundaufbaues durchgeführt. Neben der Überprüfung der Fehleranfälligkeiten derartiger Modelle soll auch das Strömungsverhalten zufolge Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen sowie Maßnahmen zur Verhinderung von hydraulischem Aufbrechen gering durchlässiger Deckschichten (Auböden) veranschaulicht werden. Basierend auf den gewonnenen Erkenntnissen sollen Grundlagen für die Durchführung von experimentellen Studien an großmaßstäblichen Dammmodellen geschaffen werden. Auf diese Weise können wertvolle Erfahrungen gesammelt werden, die bei zukünftigen Hochwasserschutzprojekten zur Optimierung der Sanierungsmaßnahmen beitragen. Die durchgeführten Modellversuche fanden im Wasserbaulaboratorium an der Technischen Universität Wien statt.

9.2. Modellquerschnitt

Das Modell wird in einer wasserdichten Rinne (Konstruktion) bestehend aus zumindest einer seitlichen Glasfläche hergestellt, damit der Sickerverlauf in den einzelnen Bodenschichten beobachtet werden kann. Der Modelldamm entspricht einem im Maßstab von etwa 1:10 verkleinerten homogenen Hochwasserschutzdamm samt natürlichem Untergrundaufbau unter Berücksichtigung einer gering durchlässigen Aubodenschicht („Deckschicht“) sowie eines Grundwasserleiters. Der kleinmaßstäbliche Dammkörper weist eine Höhe von $H = 25$ cm und eine Kronenbreite von $B = 30$ cm auf. Die Böschungsneigungen wurden mit einem Verhältnis von 1:2,5 festgelegt. Bei dem Modelldammkörper handelt es sich um einen Homogendamm, der zur Vermeidung der Durchsickerung während eines simulierten Hochwassers eine Dichtwand besitzt. Diese befindet sich mittig im Dammkörper entlang der „Längsachse“ des Dammes und dichtet diesen ab. Darüber hinaus durchstößt die Dichtwand die feinkörnige Deckschicht, welche eine Schichtstärke von etwa $H_{\text{Deck}} = 7$ cm aufweist und bindet ungefähr 5 cm in den modellierten Grundwasserträger ein. Dieser besitzt eine

Mächtigkeit von $H_{\text{Quart}} = 20 \text{ cm}$. Das gesamte Modell weist eine Länge von etwa $L = 245 \text{ cm}$ und eine Breite von ungefähr $B = 50 \text{ cm}$ auf. Abbildung 9.1 veranschaulicht den Modellquerschnitt mit den Abmessungen.

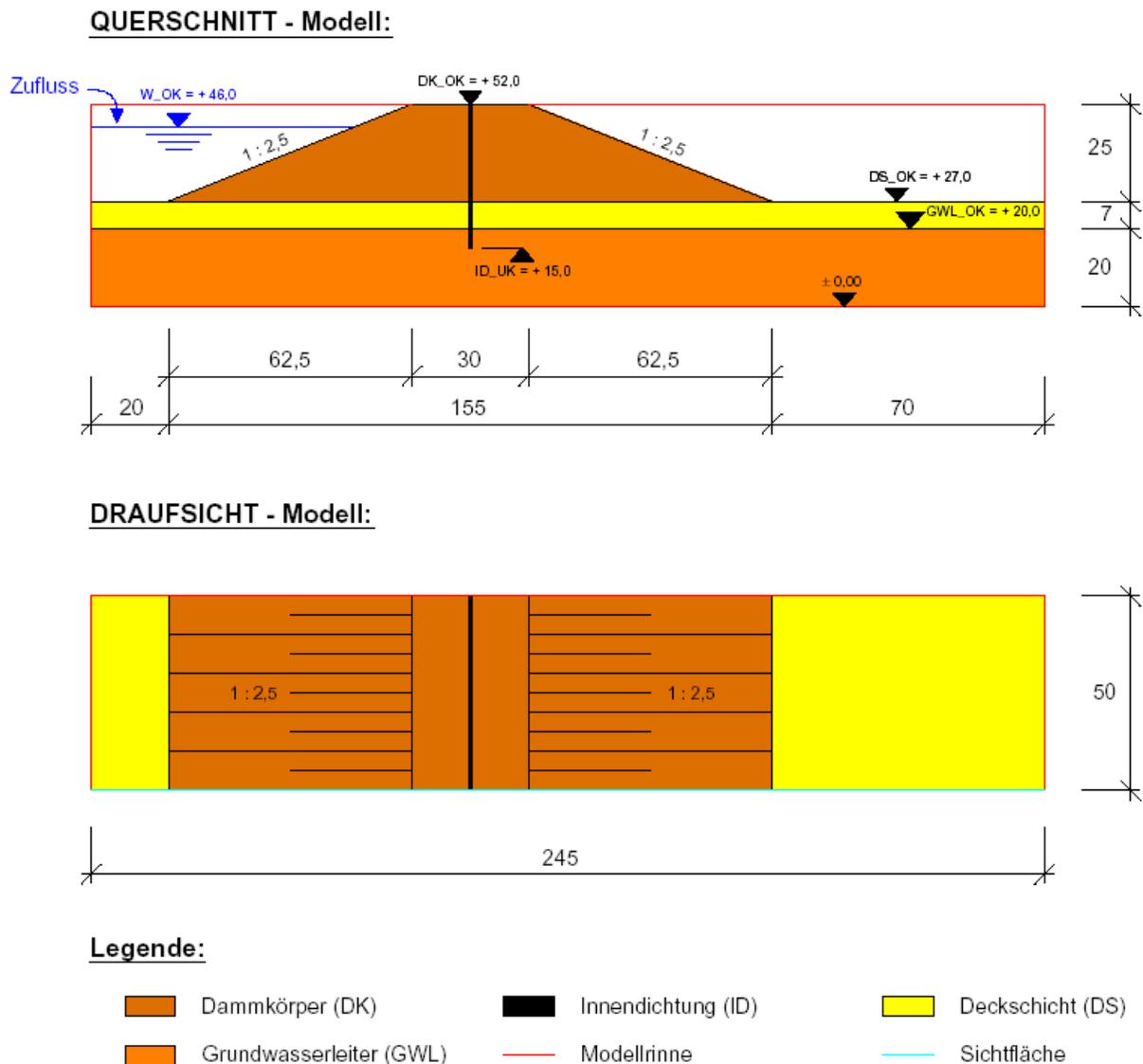


Abbildung 9.1: Modellgeometrie; Modellquerschnitt (oben) und Modelldraufsicht (unten)

Für weiterführende Untersuchungen ist die Herstellung von Entspannungen in der Deckschicht im Bereich des landseitigen Dammfußes vorgesehen. Der Zufluss von Wasser zur Nachbildung der Hochwasserwelle erfolgt über die wasserseitige Querwand mit Hilfe eines Gartenschlauches. Der Wasserabfluss aus dem Modell erfolgt über Öffnungen in der Querwand bzw. auf dem Prinzip des Überfalls über die Querwand am Ende des Modellbeckens.

9.3. Modellrinne bzw. hydraulische Rinne („Glasrinne“)

9.3.1. Allgemeines

Modellrinne bezeichnet eine wasserdichte, nach oben offene Konstruktion mit einem rechteckförmigen Querschnitt und wird im Wasserbau zur Modellierung von Strömungsaufgaben verwendet. Im Regelfall besitzen derartige Versuchsrinnen einen Zu- und Rücklauf zur Regulierung des Wasserdurchflusses. Zum Zweck einer besseren Beobachtung der Strömungsverhältnisse ist mindestens eine Seitenwand verglast. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen wurde ebenfalls eine solche Versuchsrinne eingesetzt. Die Versuche erfolgten unter der Voraussetzung einer nahezu „absoluten“ Dichtheit der verwendeten Rinne, da sonst allfällige Leckagen zur Verfälschung der Ergebnisse führen würden.

Bei der **hydraulischen Rinne**, auch Glasrinne genannt, handelt es sich um eine neigbare Stahlkonstruktion mit auf einer Seite in Längsrichtung montierten Glasflächen (Abbildung 9.3). Aus diesem Grund ist sie besonders gut für Schnittmodelle geeignet. Die Glasrinne besitzt eine Höhe von $H = 150$ cm und eine Breite von $B = 50$ cm. Die Gesamtlänge beträgt mehrere Meter (ca. 20 m) und kann auch für langgezogene Modelle verwendet werden. Wie der Abbildung 9.2 zu entnehmen ist, besitzt die Rinne am oberen Ende einen Oberwasserbehälter mit einem Schieber, über den das Wasser zugeführt werden kann. Am unteren Ende der Glasrinne befindet sich ein Unterwasserbehälter mit einem Rücklauf und einem Sandfang, in dem sich die mitgeführten Feststoffe absetzen können. Am Rahmen der Konstruktion integrierte Hydraulikzylinder ermöglichen eine Neigungsverstellung der gesamten Rinne. Demnach lässt sich bei den Versuchen unterschiedliches Sohlgefälle simulieren. Ein weiterer Vorteil liegt in der schnelleren Entwässerung der Rinne durch deren Schiefstellung. Zum besseren Befestigen diverser wasserbaulicher Modelle besteht der Unterboden innerhalb der wasserdichten Glasrinne aus Holzplatten. Diese weisen jedoch aufgrund der zahlreich durchgeführten Versuche einige Löcher auf, wodurch eine Wasserströmung auch unterhalb der Platten möglich ist.

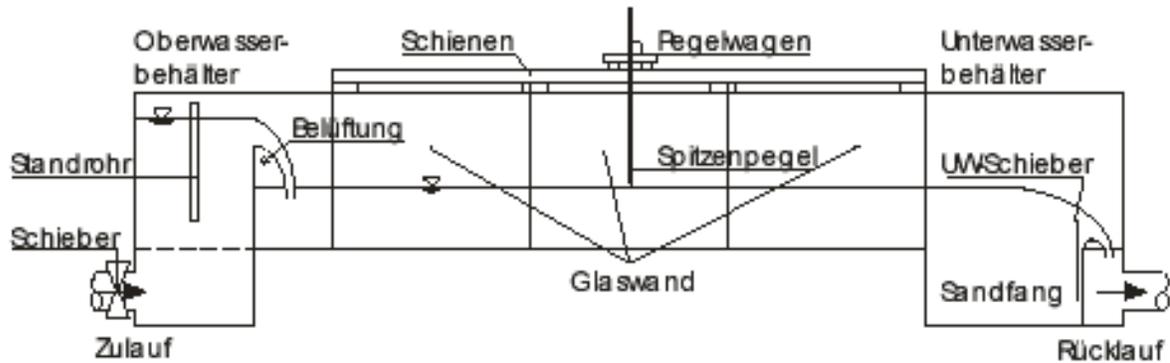


Abbildung 9.2: Schematische Skizze der „hydraulischen Rinne“ (Glasrinne) [32]



Abbildung 9.3: Glasrinne im Wasserbaulabor; (links) Seitenansicht; (rechts) Innenansicht

9.3.2. Versuchsbecken

Zum Zweck der Versuchsdurchführung wurde die hydraulische Rinne auf einer Länge von $L = 245$ cm mittels Querwände aus 2 cm starken PVC-Platten abgesperrt und somit ein Versuchsbecken hergestellt. Die Fugen zwischen den einzelnen Querwänden und dem Unterboden bzw. den Seitenwänden wurden mit Hilfe von Silikon abgedichtet, um damit unkontrollierte Wasserverluste während der Versuche zu vermeiden. Im Bereich des Zuflusses am oberen wasserseitigen Ende wurde ein Wasserbehälter hergestellt, sodass parallel zur Beckenwand eine zusätzliche Querwand angeordnet wurde (Abbildung 9.5). Über diesen Behälter soll der Stauraum im Modell geflutet und die Hochwasserwelle simuliert werden. Darüber hinaus dient der Wasserbehälter als Beruhigungsbecken für den Zufluss aus dem Wasserschlauch, da dieser sonst zur Erosion der Bodenschichten führen

würde. Am unteren landseitigen Beckenende wurde in der Querwand ein Auslass hergestellt, um das Modell entwässern zu können. Dabei wurden Öffnungen in die Wand gebohrt, die mittels einer zusätzlichen Platte abgedichtet wurden (Abbildungen 9.7 bis 9.8). Um die Dichtheit zu gewährleisten, wurde um die Öffnungen herum eine Dichtungsschnur gelegt und die Aufsatzplatte mittels Schraubenverbindungen mit Flügelmuttern an die Querwand angepresst. Durch die Anordnung der Schraubenverbindungen ist es möglich den Auslass je nach Erfordernis zu öffnen. Da die Schraubenzwischenräume eine Schwachstelle hinsichtlich allfälliger Wasserwegigkeiten darstellen, wurden die Schraubenköpfe ebenfalls mit Silikon abgedichtet. Auf der Innenseite der Querwand wurde ein Geotextil angeordnet, um das Auswaschen der Bodenkörner zu vermeiden (Abbildung 9.6). Innerhalb des Versuchsbeckens wurden auch die Unterbodenholzplatten, die zahlreiche Löcher bzw. Wasserwegigkeiten aufweisen, durch das Auftragen einer dünnen Silikonschicht abgedichtet. In den folgenden Abbildungen sind die einzelnen Details des Versuchsbeckens ersichtlich:

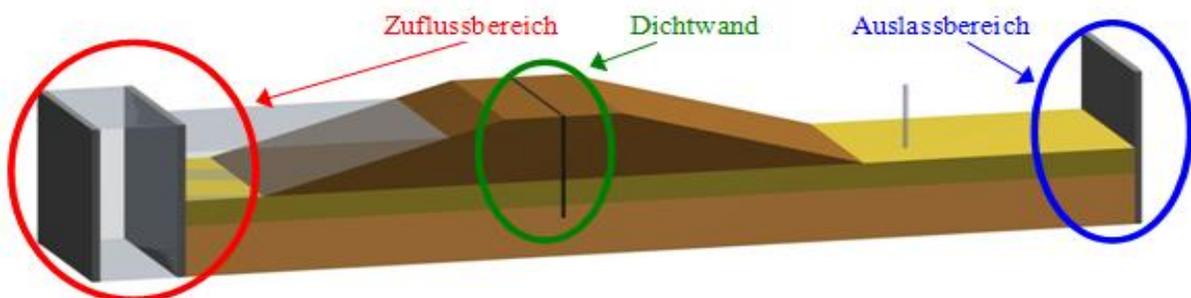


Abbildung 9.4: 3D Modell – Darstellung der ausgeführten Querwände in der Glasrinne

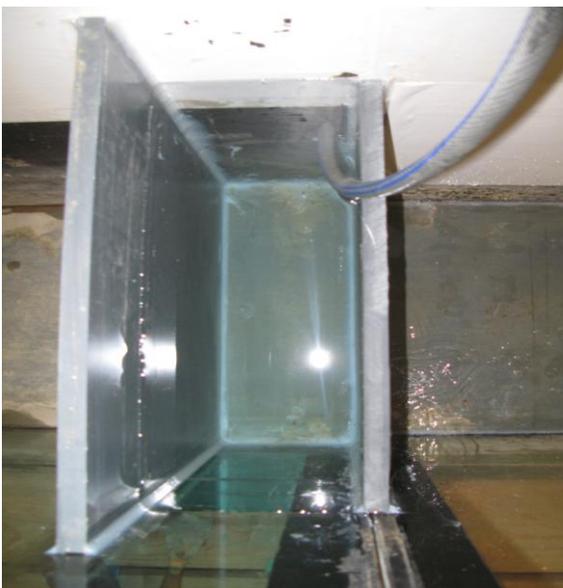


Abbildung 9.5: Zuflussbereich (Beruhigungsbecken)



Abbildung 9.6: Auslass mit Geotextil (Innenansicht)

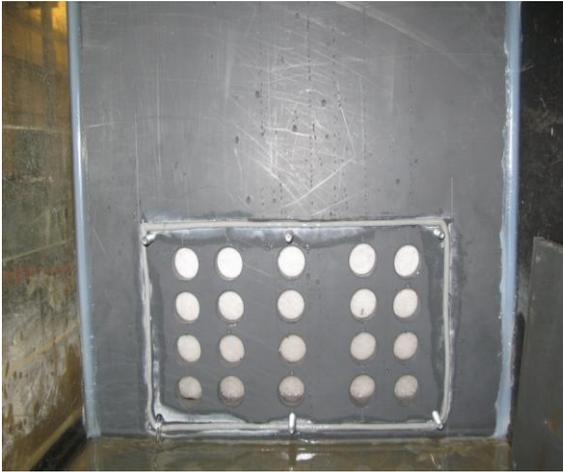


Abbildung 9.7: Auslass ohne Platte (Außenansicht)



Abbildung 9.8: Auslass mit Platte (Außenansicht)

9.3.3. Dichtigkeitsprüfung

Zur Überprüfung der Dichtheit in der hydraulischen Rinne wurde das Versuchsbecken bis zum oberen Rand der Auslassquerwand aufgefüllt. An der Sichtfläche wurde die Oberkante des aufgefüllten Wassers markiert und die Wasserspiegelabsenkung ohne Berücksichtigung der Verdunstung innerhalb von ca. 24 Stunden beobachtet. In der Beobachtungszeit wurde geringer Abfall des Wasserspiegels festgestellt. Obwohl während der Dichtigkeitsprüfung keine starken Wasserverluste beobachtet wurden, stellte sich heraus, dass diese Variante mit Untergrundabdichtung ungünstig ist und die Versuchsdurchführung nicht funktioniert hat. Durch das Verdichten einzelner Bodenschichten wurden bestimmte Silikonverfüllungen am Untergrund beschädigt, wodurch Wasserwegigkeiten unterhalb der Platten entstanden sind und somit zur ungewollten Unterströmung des Modells führten.

9.3.4. Modellaufbau

Beim Aufbau des Modells in der Glasrinne wurde für den Grundwasserleiter Modellboden P5 (stark kiesiger Sand), für die Deckschicht Modellboden P6 (schwach toniger, stark sandiger Schluff) und für den Dammkörper Modellboden P7 (stark sandiger Kies) verwendet. Der Grundwasserleiter und die Deckschicht wurden in jeweils drei und der Dammkörper wegen der größeren Höhe in fünf Schichten eingebaut. Die Verdichtung einzelner Lagen erfolgte händisch mit einem Schlägel (Abbildung 9.11), wobei insbesondere im Bereich der Ränder sehr vorsichtig gearbeitet wurde. Beim Einbau des Grundwasserleiters waren bei der

Herstellung keine Schwierigkeiten gegeben, da es sich hauptsächlich um gröberes Material und eine konstante Querschnittsfläche handelte. Bei der Herstellung der Deckschicht musste präziser gearbeitet werden, da bei Zugabe von größerer Wassermenge das Bodenmaterial schnell aufweichen würde. Der Dammkörper wurde im Überprofil aufgebaut, wie in der Abbildung 9.9 ersichtlich ist. Anschließend wurde die Dammoberfläche geglättet.

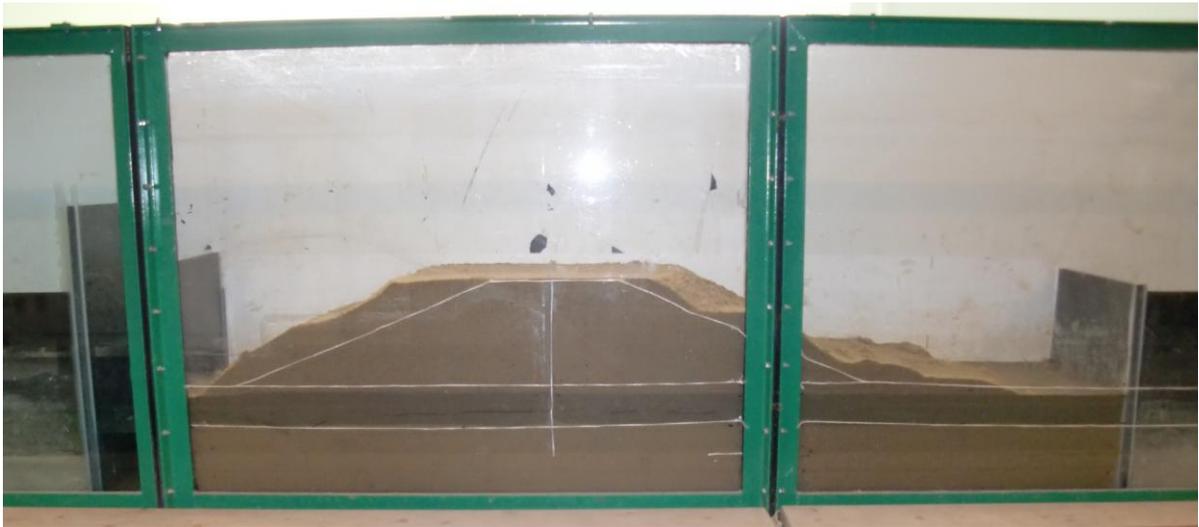


Abbildung 9.9: Dammmodell im Überprofil (Glasrinne)

Die Dichtwand (Abbildung 9.10) wurde in der Glasrinne aus einem Blech hergestellt. Die Fugenausbildung wurde wie bei den Querwänden (mit Silikon) durchgeführt. Die Dichtwand wurde jedoch erst nach dem Einbau von den ersten zwei Lagen des Grundwasserleiters im Modell eingebaut, um die Ausführung zu erleichtern. Dadurch war eine Aufstandsfläche für die Dichtwand gegeben. Das Modell ist der Abbildung 9.12 zu entnehmen.



Abbildung 9.10: Einbau der Dichtwand in der Glasrinne



Abbildung 9.11: Schlägel



Abbildung 9.12: Dammodell in der Glasrinne

9.3.5. Modellversuche

Beim Modell wurde das Wasser eingefüllt und der Druck im eingebauten Pegel auf der landseitigen Dammhälfte gemessen. Aufgrund der während der Versuchsdurchführung festgestellten Undichtheiten der Rinne, konnte beim Auffüllen des Stauraumes lediglich der Sickerlinienverlauf beobachtet werden. Da jedoch Undichtheiten der hydraulischen Rinne eine genauere Untersuchung der Unterströmung nicht ermöglichten, wurde für die weiterführenden Modellversuche eine Plexiglasrinne herangezogen. Beim langsamen Auffüllen kam es zufolge Sättigung des Dammkörpers zur Ausbildung einer Sickerlinie. In den Abbildungen 9.13 bis 9.15 ist ersichtlich, dass die Sickerlinien oberhalb des Wasserspiegels liegen. Dies kam durch die kapillare Steighöhe im Boden zustande. Vor allem durch die Sandanteile des Bodenmaterials des Modellbodens P7 wurde die kapillare Steighöhe bewirkt. Aufgrund der grobkörnigen Charakteristik des Dammmaterials (Modellboden P7 – stark sandiger Kies) und des höheren Durchlässigkeitswertes ($k = 1,5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$) konnte sich die Sickerlinie nahezu ohne zeitlicher Verzögerung ausbilden. Beim langsamen Auffüllen kam es zufolge Sättigung des Dammkörpers zur Ausbildung einer Sickerlinie.



Abbildung 9.13: Sickerlauf beim Auffüllen



Abbildung 9.14: Draufsicht Dammkrone



Abbildung 9.15: Versuchsdurchführung während eines simulierten Einstaus

9.4. Plexiglasrinne

9.4.1. Allgemeines

Die Plexiglasrinne besteht aus mehreren zusammengeklebten Plexiglastafeln, die eine viereckige Modellrinne bilden, welche nach oben sowie am unteren Ende offen ist. Die Plexiglaskonstruktion weist eine konstante Breite von etwa $B = 50$ cm sowie eine abgestufte Höhe der Seitenwände auf. Im vorderen (wasserseitigen) Teil, in dem der Modelldamm aufgebaut werden soll, besitzt die Rinne eine Höhe von ca. 60 cm und im hinteren (landseitigen) Teil eine Höhe von 50 cm. Die Gesamtlänge der Rinne beträgt ungefähr 300 cm. Um eine höhere Steifigkeit der Rinne zu gewährleisten, wurden bei der Herstellung der Konstruktion an den Seitenwänden vertikale Aussteifungen sowie zum Zusammenspannen der offenen Ränder horizontale „Zugbänder“ angeordnet. Abbildung 9.16 ist die Plexiglasrinne zu entnehmen.



Abbildung 9.16: Plexiglasrinne in der Flussbettrinne

9.4.2. Versuchsbecken

Die Herstellung des Versuchsbeckens mit einer Gesamtlänge von $L = 245$ cm erfolgte in der Plexiglasrinne durch den Einbau einer einzigen Querwand (PVC- Material: Wandstärke 2 cm) am unteren landseitigen Ende (Abbildung 9.17). Zur Abdichtung der Randbereiche wurde Silikon verwendet. Die Wand wurde gegen das Kippen zufolge Wasser- und Erddruck zusätzlich mit Hilfe von abgespannten Holzelementen abgestützt. Aufgrund der Gefahr eines Materialversagens während der Verdichtung einzelner Bodenschichten wurden vorbeugend auch die seitlichen Glasrinnenwände mittels Holzelementen ausgesteift (Abbildung 9.18). Für ein problemloses Ableiten des Wassers aus dem Plexiglasbecken wurde die Konstruktion in der Flussbaurinne aufgestellt.

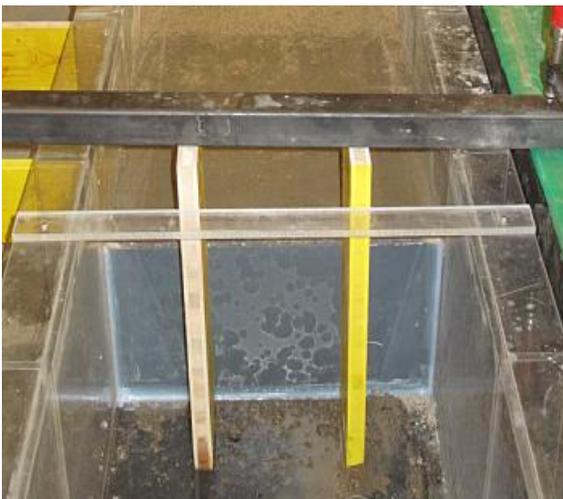


Abbildung 9.17: Querwand in Plexiglasrinne

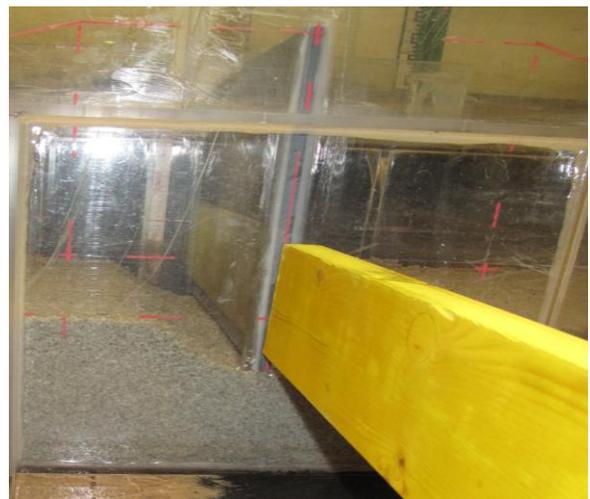


Abbildung 9.18: Abstützung im Dichtwandbereich

9.4.3. Dichtigkeitsprüfung

Zur Überprüfung der Dichtigkeit der Plexiglasrinne wurde das Versuchsbecken bis zum oberen Rand der luftseitigen Querwand mit Wasser aufgefüllt (Abbildung 9.19). Unter Vernachlässigung der Verdunstung wurde innerhalb von 24 Stunden die Wasserspiegelabsenkung beobachtet. Die Messung erfolgte mittels eines Füllstandsmessgerätes (Abbildung 9.20) sowie visuell und ergab in der Beobachtungszeit keinen messbaren Abfall des Wasserspiegels. Demnach konnte die Voraussetzung an eine Dichtigkeit des Versuchsbeckens als wichtige Grundlage für die Versuchsdurchführung erfüllt werden.

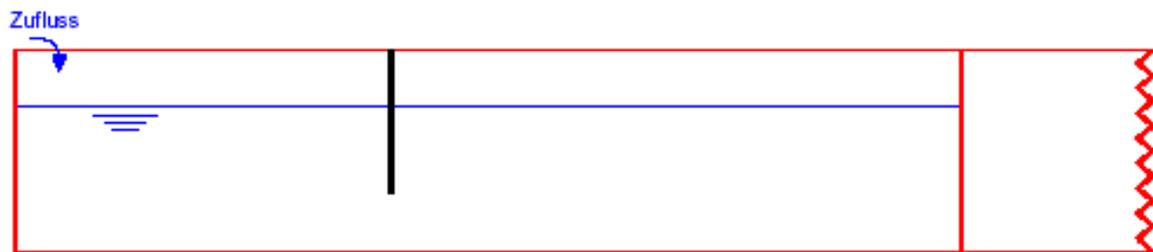


Abbildung 9.19: Querschnitt (schematisch) - Dichtigkeitsprüfung der Glasrinne



Abbildung 9.20: Dichtigkeitsprüfung in der Plexiglasrinne (links) und Füllstandsmessgerät (rechts)

9.4.4. Modellaufbau

Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse in der Glasrinne mit der unvollkommenen hydraulischen Kommunikation zwischen der Wasser- und Luftseite im Grundwasserleiter

wurde beim Modellaufbau in der Plexiglasrinne ein schrittweises Vorgehen gewählt. Dieses basiert auf eine Überprüfung des hydraulischen Strömungsverhaltens nach Einbau einzelner Schichten sowie der Prüfung der Druckverhältnisse.

9.4.5. Prüfung der hydraulischen Leitfähigkeit des Grundwasserleiters

Nach lageweisem Einbau und Verdichtung der Schicht des Grundwasserleiters (Modellboden P8 - schwach sandiger Kies) wurde das Versuchsbecken im Bereich der Wasserseite mit Wasser aufgefüllt (Abbildung 9.21). Aufgrund guter Durchlässigkeit ($k = 2,0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$) des modellierten Grundwasserträgers war eine hydraulische Kommunikation zwischen der Wasser- und Landseite trotz der vorhandenen Tauchwand sofort festzustellen. Die Sättigung dieser Schicht erfolgte nahezu ohne eine zeitliche Verzögerung. Die durch den Auffüllvorgang entstandene Strömung in Richtung Landseite konnte anhand der mitgeschwemmten Feinpartikel beobachtet werden, die eine Trübung des Wassers bewirkten (Abbildung 9.22 und 9.23). Auf diese Weise konnte die erwünschte hydraulische Leitfähigkeit („Grundwasserkommunikation“) bestätigt und somit das Aufbringen der nächsten Schicht („bindige Deckschicht“) durchgeführt werden.

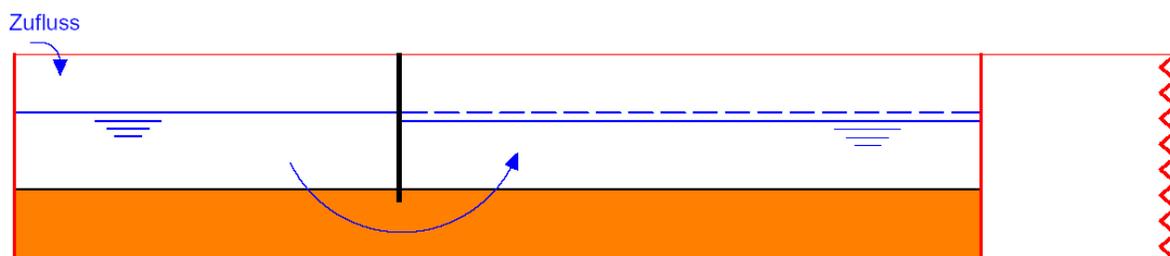


Abbildung 9.21: Schematischer Querschnitt – Funktionsprüfung nach Einbau des Grundwasserleiters

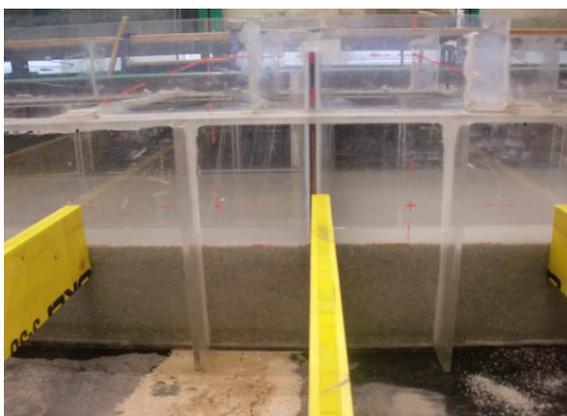


Abbildung 9.22: Wasserstanddifferenz

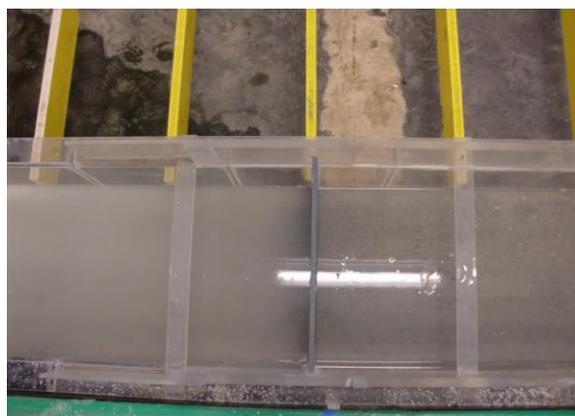


Abbildung 9.23: Draufsicht der Wasseroberflächen

9.4.6. Prüfung der Druckverhältnisse und der Dichtheit der bindigen Deckschicht

Für die Überprüfung der Druckverhältnisse unterhalb der bindigen Deckschicht wurde im Bereich der landseitigen Modellhälfte auf den Grundwasserleiter eine Schicht aus Auböden aufgebracht und verdichtet (Abbildung 9.24). Hierbei handelt es sich um eine feinkörnige, gering durchlässige Bodenschicht, welche dem Modellboden P6 (schwach toniger, stark sandiger Schluff) entspricht. Durch anschließendes langsames Fluten der wasserseitigen Modellhälfte bauten sich mit geringer zeitlicher Verzögerung unterhalb der Deckschicht gespannte Druckverhältnisse auf. Zur Beobachtung der momentanen Druckhöhe wurde landseitig ein Pegel aus einem Plexiglasrohr eingebaut, das im Bereich des Grundwasserträgers aufgeschlitzt war. Im Bereich der Deckschicht wurde der Zwischenraum zum Pegelrohr mit Bentonitpulver verfüllt, um somit allfällige Wasserwegigkeiten zu unterbinden (Abbildung 9.25). Die Voruntersuchungen zeigten, dass sich der hydrostatische Druck auf die Deckschicht nahezu ohne zeitliche Verzögerung aufbaute. Dies ist vor allem durch den geringen Druckabbau im Grundwasserleiter bedingt. Weiters konnte eine relativ schnelle Sättigung der modellierten Auboden- Schicht festgestellt werden. Der Grund hierfür lag im größeren Sandanteil der eingebauten Böden. Demnach trat eine rasche Konsistenzänderung der feinkörnigen Aubodenschicht auf. Um ein Erosionsversagen der Deckschicht während dieser Überprüfung zu vermeiden, wurde lediglich eine kurze Versuchsdauer mit geringem Druckpotential auf der Wasserseite gewählt.

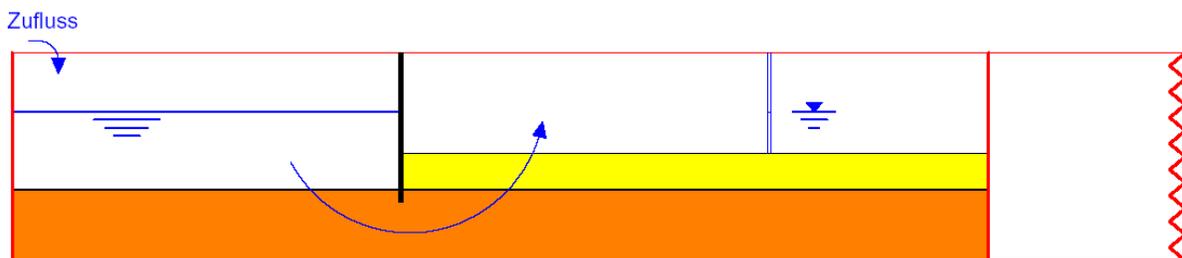


Abbildung 9.24: Schematischer Querschnitt der Prüfung der Druckverhältnisse

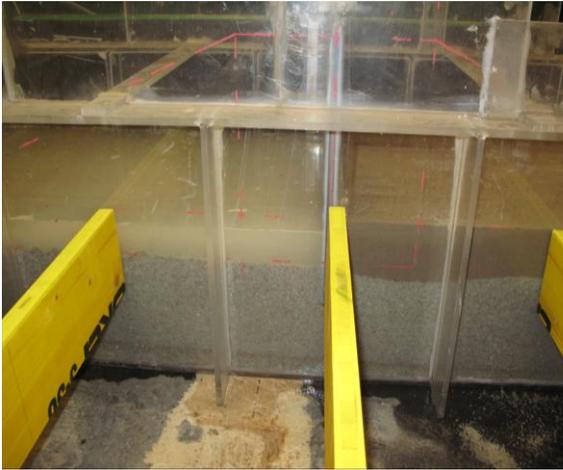


Abbildung 9.25: Modellansicht mit eingebauter Deckschicht in der landseitigen Versuchsbeckenhälfte (links); Beobachtungspiegel (rechts)

9.4.7. Modellversuch 1: Dammodell ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen

Die Fertigstellung des Modelldammes erfolgte auf Grundlage der Modelle aus den Voruntersuchungen durch das lagenweise Aufbringen und anschließendes Verdichten der Deckschicht auf der wasserseitigen Modellhälfte. Lediglich im Bereich der Stirnwand des Modellbeckens wurde ein Teil der Aubodenschicht zwecks einer beschleunigten Sättigung des Grundwasserleiters bei Versuchsdurchführung nicht eingebaut. Nach der Herstellung der Deckschicht konnte festgestellt werden, dass mit der Verdichtung der Aubodenschicht gleichzeitig eine Verdichtung des Grundwasserleiters stattfand. Der Aufbau des Dammkörpers wurde ebenfalls durch das lagenweise Verdichten des Schüttmaterials durchgeführt. Als Dammschüttmaterial wurde hierbei der Modellboden P7 (stark sandiger Kies) verwendet. Die Verdichtungsarbeiten erfolgten händisch mit Hilfe eines Schlägels. Der gesamte Dammkörper wurde zuerst im Überprofil geschüttet und anschließend durch das Abglätten der Böschungen an die plangemäße Geometrie angepasst. Zur Beobachtung der Druckverhältnisse unterhalb der Deckschicht wurde auf der Landseite ein Pegel mit der Sickerstrecke im Grundwasserleiter eingebaut.

Zufolge der Setzung des Grundwasserträgers um ca. 2 cm auf eine Schichtstärke von 18 cm, wurde die Deckschicht mit 9 cm Stärke ausgebildet. Abbildung 9.26 zeigt den Modellquerschnitt mit den einzelnen Schichten.

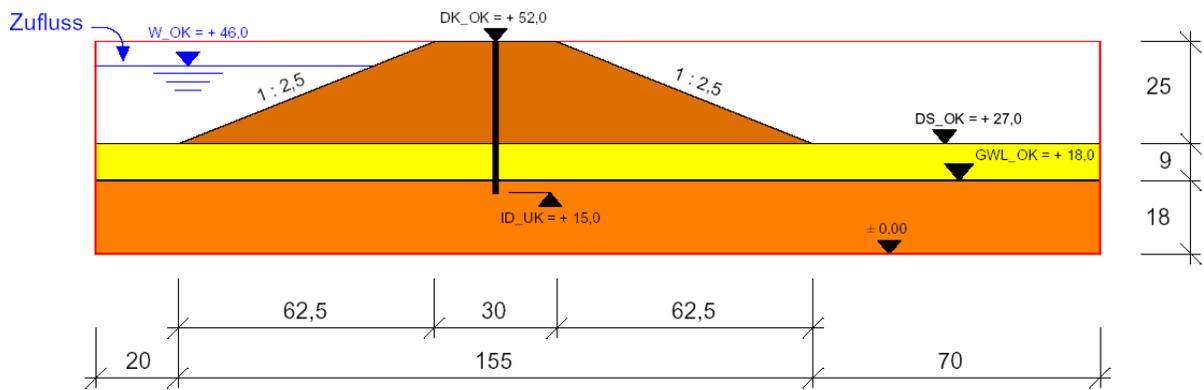


Abbildung 9.26: Abmessungen des Modells in der Plexiglasrinne



Abbildung 9.27: Öffnung zum Grundwasserleiter

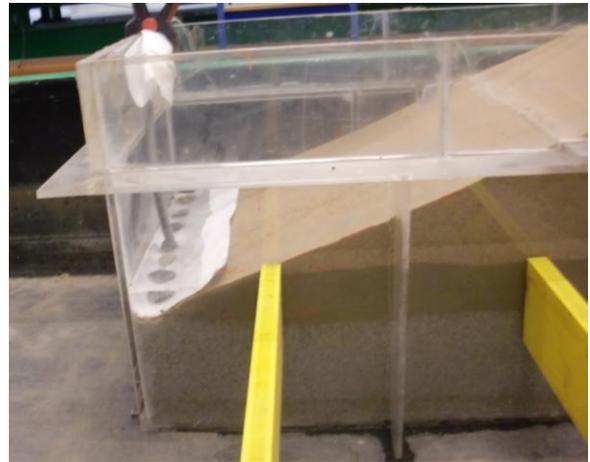


Abbildung 9.28: Geotextil gegen Erosion

Der Modellversuch wurde durch das Einfüllen von Wasser begonnen und somit das Modell-Hochwasser simuliert. Um ein Erodieren der Bodenschicht beim Wasserzufluss zu verhindern, wurde ein Geotextil (Abbildung 9.28 bzw. 9.29) im Bereich der Deckschichtöffnung (Abbildung 9.27) angeordnet.

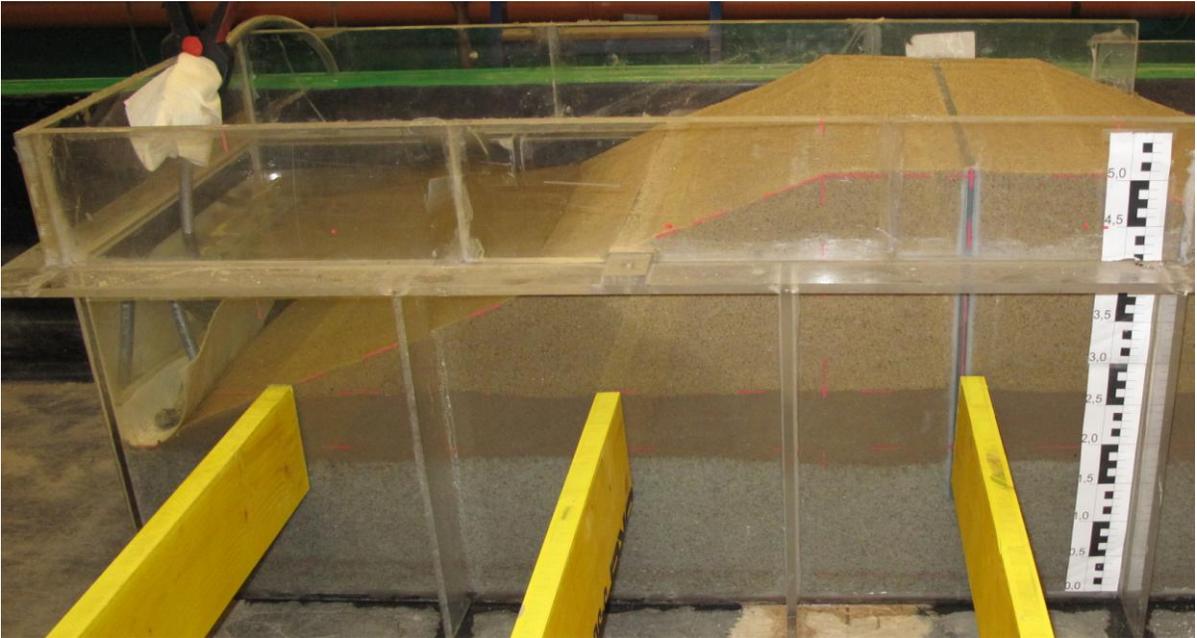


Abbildung 9.29: Aufgebautes Modell in Plexiglasrinne mit simuliertem Hochwasser

Das Stauziel für das modellierte Hochwasser wurde mit einer Höhe von 46,0 cm über $\pm 0,00$ (Beckensohle) festgelegt. Im Zuge des Auffüllens kam es bei einer hydrostatischen Höhe von ca. 39 cm über $\pm 0,00$ (ca. 12 cm über der Deckschichtoberkante) auf der Landseite zum Aufbrechen der Deckschicht zufolge Kontakterosion entlang der Beckenwand (Abbildungen 9.30 bis 9.32). In der Kontaktfläche zwischen der feinkörnigen Deckschicht und der Plexiglaswand trat das Versagen aufgrund unzureichender Verdichtung der Randbereiche sowie der größeren Systemdurchlässigkeit am Rand ein. Die Erosionsröhre bildete sich im Bereich des Böschungfußes und verlief nahezu treppenförmig bis zum Modellbeckenende, wo sie die Deckschicht durchbrach und auf die Oberfläche auftrat.

Dabei wurden die feinen Bodenpartikeln (vor allem Feinsand) durch die Strömung mitgerissen und aus diesem Randbereich ausgeschwemmt. Während des Auffüllens des „Stauraumes“ zeigte der Pegel nur einen geringen Abbau des Druckpotentials. Erst mit dem Aufbrechen der Deckschicht kam es zum schlagartigen Druckabbau. Um einen weiteren Materialaustrag zu verhindern und die Deckschichtoberfläche nicht zusätzlich zu vernässen, wurde der Versuch abgebrochen und der Wasserspiegel bis unter die Deckschichtunterkante abgesenkt (Abbildung 9.33).



Abbildung 9.30: Draufsicht des Versagens (Deckschichtoberfläche im Bereich der Landseite)

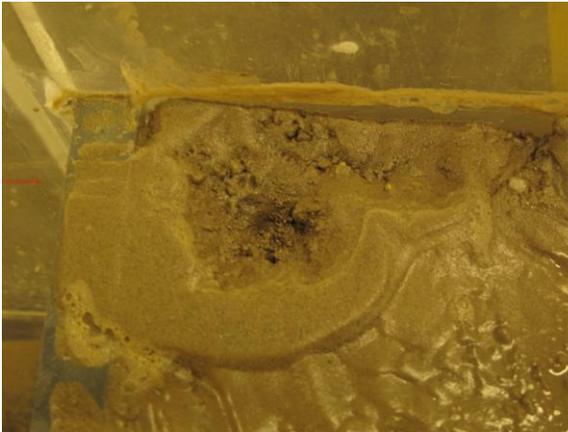


Abbildung 9.31: Ansicht Schadstelle

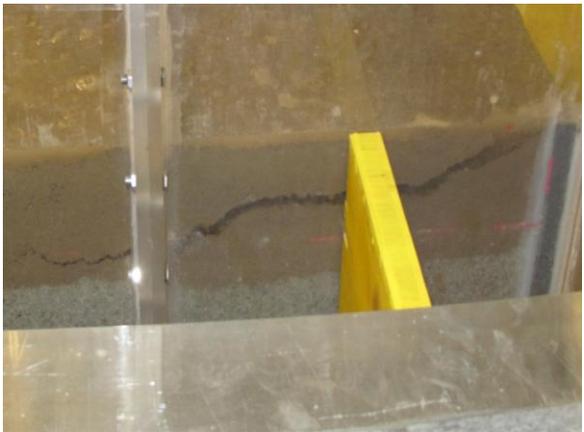


Abbildung 9.32: Ausgebildeter Erosionskanal

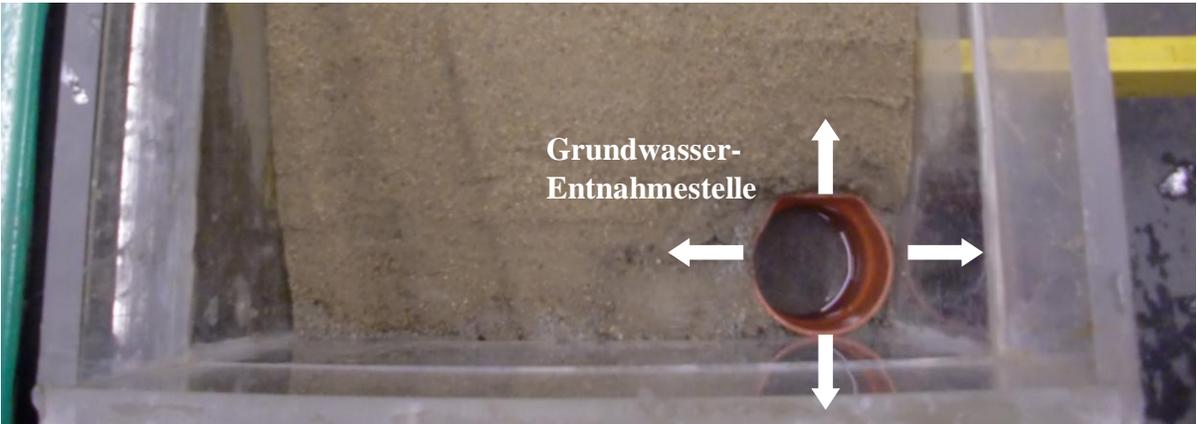


Abbildung 9.33: PVC- Rohr im wasserseitigen Böschungsfuß für die Grundwasserentnahme

9.4.8. Modellversuch 2: Dammodell mit Sicherung der Deckschichtränder

Im Rahmen des 2. Modellversuches wurde die Deckschicht im landseitigen Bereich hinter dem Dam abgetragen und bei erneutem Wiedereinbau des Aubodens Maßnahmen zur Reduzierung der Gefahr des Entstehens einer Kontakterosion im Wandbereich getroffen. Zur Sicherung der Kontaktfläche zwischen der Deckschicht und der Plexiglaswand wurden Lösungen in einer speziellen Randausbildung gesucht, damit ein hydraulisches Aufbrechen vermieden werden konnte. Hierzu wurden zwei Varianten zur Ausführung gebracht:

- Randabdichtung und
- Verlängerung der Sickerlinie.

Im Bereich der Sichtfläche wurde in die Kontaktebene zwischen der Deckschicht und der Plexiglaswand nach Einbau jeder Schicht Bentonitpulver eingebracht. Durch zusätzliche Verdichtung der Randbereiche wurde versucht den Verdichtungszustand zu erhöhen und zugleich allfällige Wasserwegigkeiten zu schließen. Das Bentonit erfährt im Kontakt mit Wasser eine Volumenvergrößerung, wodurch eine Abdichtung erzielt wird (Abbildung 9.34).

Bei der zweiten Variante wurde eine Folie lotrecht an die Beckenwand mittels Silikon angeklebt und wies eine Breite von etwa 2 cm auf. Durch ihre Anordnung quer zur vertikalen Strömungsrichtung (kürzester Sickerweg) sollte eine Verlängerung des Sickerweges erzielt und dadurch eine Kontakterosion am Rand vermieden werden (Abbildung 9.35). Diese beiden Ausführungsvarianten wurden kombiniert, damit Rückschlüsse auf deren Funktionsfähigkeit gezogen werden können und gleichzeitig ein direkter Vergleich möglich war.

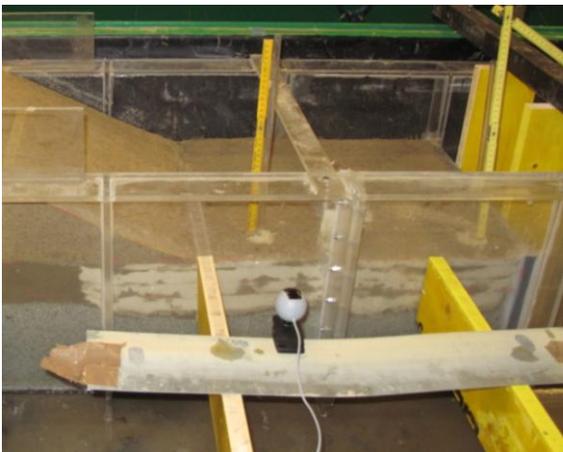


Abbildung 9.34: Randabdichtung mit Bentonit



Abbildung 9.35: Anordnung der Folie

Beim durchgeführten Modellversuch wurde das Wasser erneut bis zur Einstaummarke (46,0 cm über $\pm 0,00$ Beckensohle) aufgefüllt. Die Beobachtungen während des Versuchs zeigten eine gute Wirksamkeit beider Sicherungsmaßnahmen am Rand. Mit steigendem Wasserspiegel konnten die Druckverhältnisse auf die Deckschichtunterkante ebenfalls gut beobachtet werden. Nach Erreichen der Einstaummarke kam es jedoch zum Versagen der Deckschicht zufolge Aufschwimmen, da die Auftriebskraft größer als die Gewichtskraft der Deckschicht war. Die Berechnung stellt einen rechnerischen Nachweis der auf die Deckschicht wirkenden Kräfte.

$$\text{Auftriebskraft:} \quad F_A = h_w \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 0,70 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} = 0,98 \text{ kN}$$

$$\text{Auflast der Deckschicht:} \quad \rho = (1-0,40) \times 2,76 \text{ g/cm}^3 \times (1 + 15,7/100) = 1,92 \text{ g/cm}^3$$

$$F_{\text{Deck}} = h_d \times 19,2 \text{ kN/m}^3 \times 0,70 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} = 0,60 \text{ kN}$$

$$F_A = 0,98 \text{ kN} > F_{\text{Deck}} = 0,60 \text{ kN} \quad \eta = 0,60 / 0,98 = 0,67 < 1,05 \text{ (bis 1,20)}$$

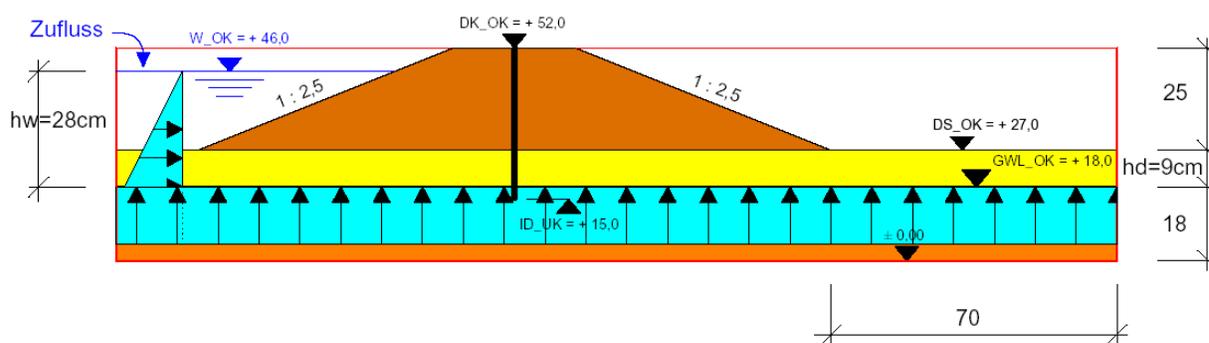


Abbildung 9.36: Beilage zur Berechnung betreffend Aufschwimmen

Im Moment des Versagens kam es zum Aufschwimmen der Deckschicht. Durch ihre Aufwölbung der gesamten Schicht bildete sich an den Rändern ein Spalt, der ein Durchströmen des Wassers ermöglichte. In weiterer Folge kam es in beiden Randbereichen zufolge der Störung zum Erosionsversagen (Abbildung 9.37).



Abbildung 9.37: Hydraulischer Grundbruch infolge Aufschwimmen der Deckschicht

9.4.9. Modellversuch 3: Dammodell mit geänderter Bodenart in der Deckschicht

Grundlage des experimentell festgestellten kritischen Druckpotentials im Rahmen des 2. Modellversuchs wurde ein neuer Versuch durchgeführt. Dieses Modell sollte in weiterer Folge zur Untersuchung der Deckschichtentspannung mittels Entlastungssäulen bzw. eines Entlastungsgrabens verwendet werden. Während der Versuchsdurchführung trat jedoch bei deutlich geringer Druckhöhe ein Versagen der Deckschicht zufolge hydraulischem Grundbruch ein. Der Grund hierfür könnte sein, dass es durch den wiederholten Abtrag, das Trocknen und den Einbau des Deckschichtmaterials zu einer Veränderung der Bodeneigenschaften kam. Der Boden wurde zwecks besseren Anmischens des Materials und Einbaus nach dem Trocknen stets im Brecher pulverisiert. Dabei wurden vereinzelt auch größere Körner des „Quartärs“ verarbeitet, wodurch sich die mineralische Zusammensetzung sowie der Anteile der feineren Körner änderte. Demnach reagierte der Boden relativ sensibel auf Wasserzutritt, was eine rasche Konsistenzänderung zur Folge hatte. Aus diesem Grund und zur Verhinderung hydraulischer Grundbrüche wurde eine neue Bodenart (Modellboden 9 - toniger, stark sandiger Schluff) im Bereich der luftseitigen Deckschicht eingesetzt. Die Versuche zeigten, dass durch den Einbau der neuen Modellbodenart die Gefahr des hydraulischen Aufbrechens der Deckschicht bis zur kritischen Druckhöhe minimiert wurde. Aufgrund der größeren Plastizitätszahl reagierte der Boden nicht so

sensibel auf den Wasserzutritt und weichte daher nicht so schnell auf. Demnach konnte dieses Modell auch weiterführend für Versuche zur Untersuchung der Wirkungsweise der Entspannungsmaßnahmen genutzt werden.

9.4.10. Modellversuch 4: Dammmodell mit Entspannung der Deckschicht

Entspannung der gering durchlässigen Deckschicht kann bautechnisch entweder mittels Sickerschlitze oder im Fall von nicht standfesten Böden mittels Drainagesäulen durchgeführt werden. Aufgrund der gezielten Durchörterung der feinkörnigen Schicht findet an dieser Stelle ein Druckabbau statt, wodurch die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch der Deckschicht vermieden wird. Als Modellgrundlage im Rahmen des 4. Versuchs diente das Modell Nummer 3. Hierbei wurde die Deckschicht im Bereich des Dammfußes durchörtert. Insgesamt wurden drei verschiedene Varianten (Abbildung 9.38 bis 9.40) untersucht:

- Modell mit einer Entlastungssäule mit einem Durchmesser von 3,9 cm,
- Modell mit zwei Entlastungssäulen mit einem Durchmesser von 7,0 cm Durchmesser,
- Modell mit einem Entlastungsgraben mit einer Breite von 7,0 cm.

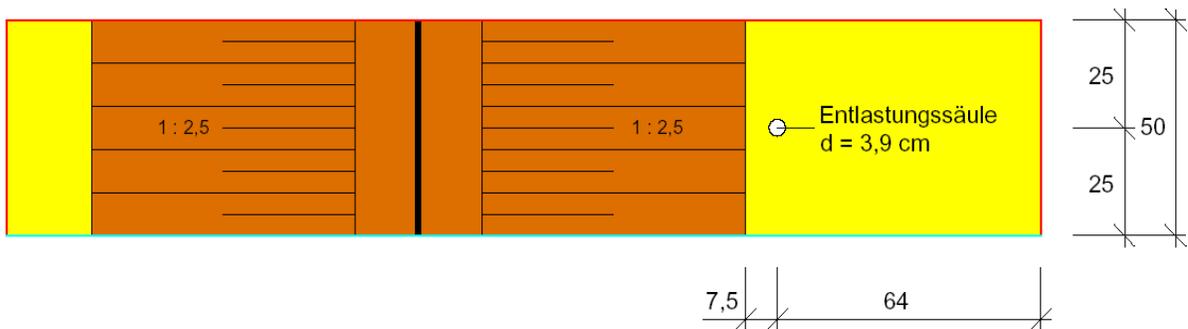


Abbildung 9.38: Modell mit einer Entlastungssäule mit 3,9 cm Durchmesser

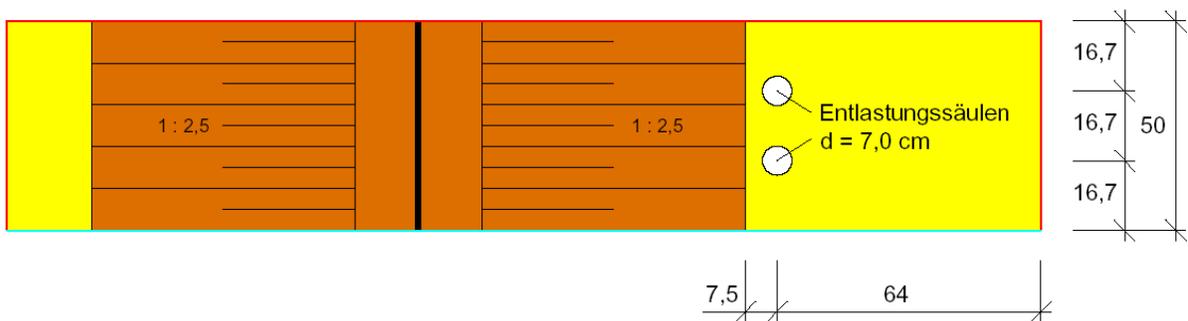


Abbildung 9.39: Modell mit zwei Entlastungssäulen mit 7cm Durchmesser

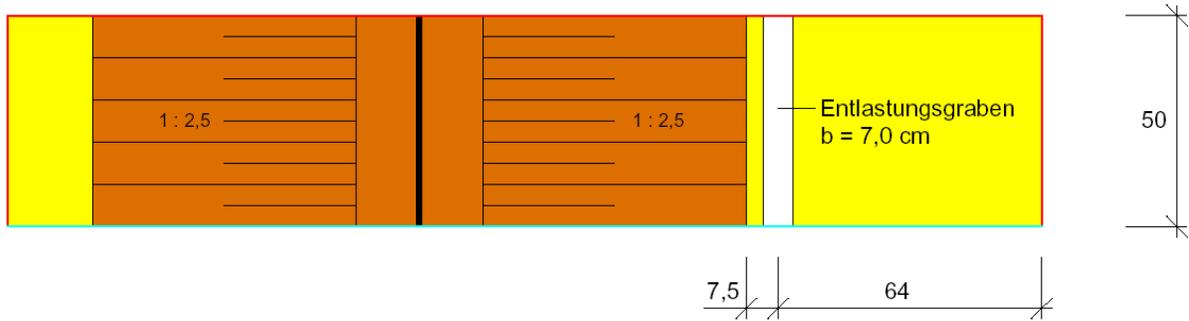


Abbildung 9.40: Modell mit einem Entlastungsgraben mit 7 cm Breite

Sowohl die Entlastungssäulen als auch der Entlastungsgraben wurden in einem Abstand von ca. 4 cm vom Böschungsfuß (bzw. 7,5 cm vom Böschungsfuß bis zur Achse der Entlastungen) angeordnet und mit 4/8 mm Drainage verfüllt. Die Herstellung der Kiessäulen erfolgte mit einem Ausstechzylinder entsprechenden Durchmesser (3,9 cm bzw. 7,0 cm). Nach Ausstechens des Bohrloches wurde dieses zuerst mit einem Geokunststoff zur Trennung der Bodenarten mit unterschiedlichen bodenphysikalischen Eigenschaften ausgelegt (Abbildung 9.41). Dieses sollte zudem eine Kolmation des Filtermaterials verhindern. Beim Modell mit nur einer Entlastungssäule wurde zur Minimierung der Vernässung der Deckschichtoberfläche und zusätzlicher Aufweichung eine Barriere (Abbildung 9.42) um die Säule sowie entlang des Fließweges des Sickerwassers hergestellt. Im Zuge der restlichen Versuche war eine derartige Barriere aufgrund der größeren Ausdehnung des Entspannungssystems nicht möglich.



Abbildung 9.41: Bohrloch mit Geokunststoff



Abbildung 9.42: Entlastungssäule – $D = 3,9$ cm

Die Ausbildung des Entlastungsgrabens erfolgte ähnlich wie bei den Drainagesäulen, jedoch erst nach dem Versuch mit Kiessäulen. Der Graben wurde in der Flucht der Entlastungssäulen durchgehend bis zu den Längswänden der Rinne hergestellt. Anschließend wurde ein Geotextil eingelegt und wiederum mit 4/8 Drainagekies verfüllt (Abbildung 9.43 bzw. 9.44).



Abbildung 9.43: Entlastungssäulen – $D = 7 \text{ cm}$



Abbildung 9.44: Entlastungsgraben – $B = 7 \text{ cm}$

Bei den Modellversuchen wurde Wasser im „Staubereich“ bis zur Einstaummarke (46,0 cm über $\pm 0,00$ - Beckensohle) eingefüllt und ein Hochwasser simuliert. Um den Wasseranstieg in den Pegeln bzw. Wasserabfall im Staubereich sowie das Verhalten des Modells zu dokumentieren, wurden zwei Kameras installiert. Die Beobachtung der Druckhöhe erfolgte sowohl auf der Wasserseite (WH mittels Zahlmarken an der Plexiglaswand) als auch auf der Landseite (WP mittels Zahlstäbe bei Druckpegeln) (Abbildung 9.45). Für die Wasserstandsbeobachtung wurden insgesamt zwei Pegel verwendet. Der Rinne wurde direkt innerhalb der Säule bzw. des Grabens und der zweite in einen gewissen Abstand vom Entspannungselement positioniert, um auf Unterschiede im Druckabbau schließen zu können. Für die Variante 2 (Säulen mit $d = 7,0 \text{ cm}$) und 3 (Graben mit $b = 7,0 \text{ cm}$) wurde auch eine Zeitmessung des Sickerwasserandranges bezogen auf den gleichen Ausgangswasserstand durchführt. Die Zeit der Durchsickerung wurde bei der Anordnung von Entlastungssäulen mit $d = 7,0 \text{ cm}$ bzw. –graben mit $b = 7,0 \text{ cm}$ gemessen.

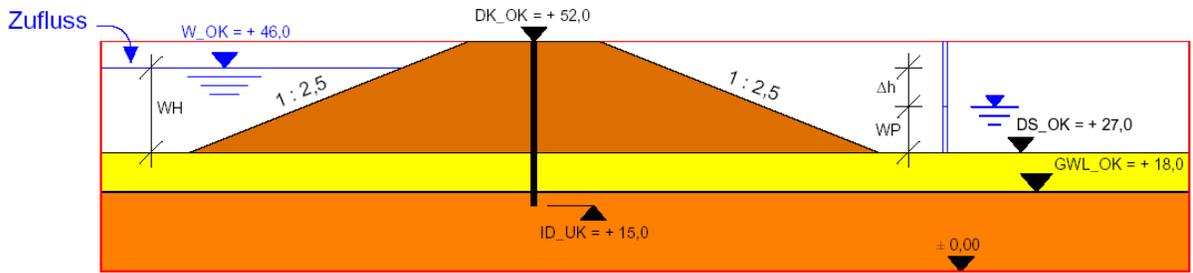


Abbildung 9.45: Messung auf Wasserseite (WH) bzw. auf Landseite (WP)

Im Falle der Variante mit der Entlastungssäule ($d = 3,9 \text{ cm}$) zeigte sich nur geringer Druckabbau im Vergleich zum Modell ohne Entlastungsmaßnahmen. Dieser Versuch diente primär als Vorversuch.

Bei den zwei restlichen Ausführungsvarianten konnte ein wesentlich deutlicher Druckpotentialabbau beobachtet werden. Obwohl die Variante mit zwei Säulen räumlich eine geringere Entspannungsfläche darstellt, war der Unterschied im Druckabbau nur gering. Beide Versuche bestätigten den Entspannungseffekt dieser Maßnahme. Es konnten zwar Rissbildungen an den Rändern beobachtet werden, diese kamen jedoch durch das Aufquellen des Bentonits bei Wasserzutritt zustande. Demnach konnte ein Versagen der Deckschicht zufolge der hydraulischen Belastung ausgeschlossen werden.

Beim Modell mit einem durchgehenden Entlastungsgraben war bereits für die maximale Einstauhöhe ($H = 19,0 \text{ cm}$ oberhalb Deckschicht) ein vollständiger Druckabbau festzustellen (Abbildung 9.46). Demnach wurde in den Beobachtungspiegeln kein Wasserstand gemessen, der die Deckschichtoberkante überstieg. Lediglich aufgrund einer Druckschwankung wurde kurzzeitig ein geringfügiger Anstieg des Wasserstandes im Pegel beobachtet. Diese Wasserstände wurden allerdings nicht im Diagramm berücksichtigt, da sie nur kurzfristig erschienen.

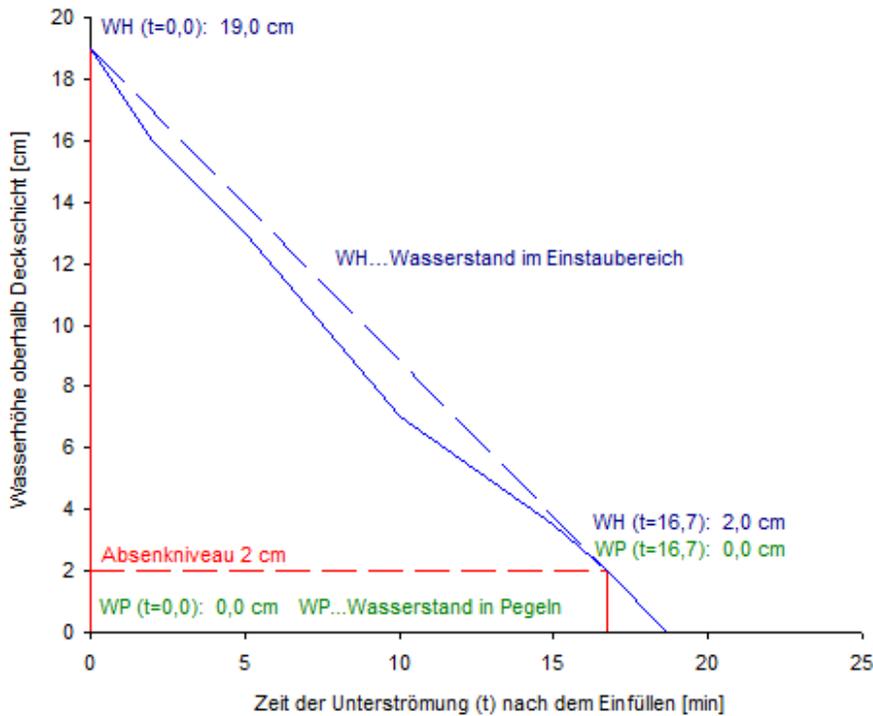


Abbildung 9.46: Ergebnis des Modellversuchs mit angeordnetem Entlastungsgraben mit 7 cm Breite

Das Modell mit zwei Kiessäulen zeigte bei maximaler Einstauhöhe ($H = 19,0$ cm oberhalb Deckschicht) einen Druckabbau von 83,3 % (Abbildung 9.47). Im Diagramm lässt sich erkennen, dass der Druckabbau nahezu linear erfolgt, wobei die ersichtlichen Schwankungen aus der Ungenauigkeit der Ablesungen stammen.

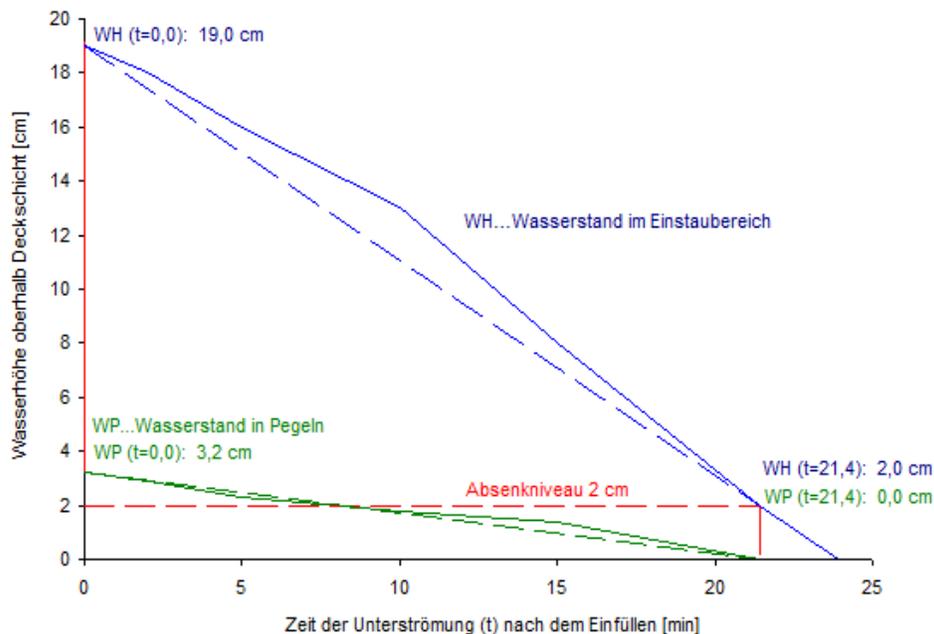


Abbildung 9.47: Ergebnis des Modellversuchs mit 2 angeordneten Entlastungssäulen mit 7 cm Durchmesser

Zur Beurteilung der durch die Entspannungselemente austretenden Sickerwassermenge wurde eine Zeitmessung eines definierten Wasservolumens von 40 Liter herangezogen. Hierbei wurde eine vollständige Sättigung des Grundwasserleiters sowie der Drainageelemente vorausgesetzt. Tabelle 9.1 zeigt den Vergleich der erforderlichen Zeit für die Durchsickerung eines definierten Wasservolumens. Demnach ist die Durchsickerung für das untersuchte Modell beim Entlastungsgraben um 22 % größer.

Tabelle 9.1: Übersicht der Ergebnisse

Modellvariante	Dimension der Entlastungen	Wasservolumen [l]	Zeit der Durchsickerung [min]	Durchfluss [l / min]
2 Entlastungssäulen	d = 7 cm	40	21,4	1,87
Entlastungsgraben	b = 7 cm	40	16,7	2,40

9.5. Resümee

Die größte Schwierigkeit war in erster Linie eine wasserdichte Umgebung zu schaffen, in der das Modell eingebaut werden konnte, um einen funktionsfähigen Versuch durchzuführen. Eine absolute Dichtheit einer Modellrinne war die Voraussetzung für die Durchführung der ordnungsgemäßen Modellversuche, da es sonst zu einer Verfälschung der Ergebnisse führen würde. Für die Untersuchungen der Unterströmungen wurden zwei unterschiedliche Modellrinnen (hydraulische Rinne, Plexiglasrinne) eingesetzt, welche im Wasserbaulaboratorium der Technischen Universität Wien zur Verfügung standen.

Bei der hydraulischen Rinne (auch Glasrinne bezeichnet) stellte sich heraus, dass die Untergrundabdichtung ungünstig war, da durch den Einbau der einzelnen Bodenschichten Wasserwegigkeiten unterhalb des Modells verursacht wurden und somit die Dichtheit nicht gegeben war. Die Modellversuche erfolgten daher in der Plexiglasrinne. Basierend auf den gewonnenen Erkenntnissen in der hydraulischen Rinne wurde beim Modellaufbau in der Plexiglasrinne ein schrittweises Vorgehen gewählt. Zuerst wurde die hydraulische Leitfähigkeit gleich nach Aufbau des Grundwasserleiters geprüft. Nach der Überprüfung der Kommunikation im Grundwasserleiter erfolgte die Prüfung der Druckverhältnisse und der Dichtheit der bindigen Deckschicht, welche nur auf der landseitigen Modellhälfte eingebaut wurde. Nach den durchgeführten Funktionsprüfungen konnten die Modellversuche durchgeführt werden.

Die ersten Versuche zeigten Schwachstellen in den Randbereichen zwischen der simulierten Deckschicht und der Beckenwand. Durch Sicherungen der Deckschichtränder (Verlängerung der Sickerlinie mit PVC- Folien bzw. Randabdichtung mit Bentonit) konnte diese Modellschwachstelle behoben werden. Die experimentellen Untersuchungen haben letztlich neben der Wirkungsweise von unterschiedlichen Entspannungen (Entlastungsgräben bzw. – säulen) auch das Aufbrechen der Deckschicht veranschaulicht. Als Ergebnis wurden die Funktionen der einzelnen Ausführungsvarianten gegenübergestellt. Zusätzlich konnte der Sickerlinienverlauf während der Versuchsdurchführung beobachtet werden.

Nach den Versuchsdurchführungen an kleinmaßstäblichen Modellen ist weiters festgestellt worden, dass die Modellierung sehr viel Zeit und Arbeitsaufwand benötigt. Ein Versuch muss sorgfältig geplant werden, um die Zeit und somit auch die Kosten zu reduzieren.

Mit Hilfe dieser Modellversuche konnten letztlich wertvolle Erfahrungen und neue Erkenntnisse für weiterführende Untersuchungen der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen erzielt werden.

10. ZUSAMMENFASSUNG

Die gegenständliche Diplomarbeit behandelt neben den allgemeinen Anforderungen an eine fachgerechte Ausführung und Sanierung der Hochwasserschutzdämme auch die unterschiedlichen Versagensmechanismen, die zum Bruch derartiger Bauwerke führen können. Ein besonderes Augenmerk legt diese Arbeit vor allem auf die Untersuchungen des Strömungsverhaltens – zufolge Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen – an kleinmaßstäblichen Dammmodellen unter Berücksichtigung des Untergrundaufbaus.

Die Ausbildung des Dammquerschnittes hängt von einer Vielzahl von geotechnischen, hydraulischen, ökologischen sowie örtlichen Randbedingungen ab, die einen maßgeblichen Einfluss auf die Wahl des geeigneten Regeprofils haben. Die unterschiedlichen Dammtypen, wie Homogendämme, zonierte Dämme oder Dämme mit Innen- bzw. Außendichtungen etc., ermöglichen dem Planer eine gezielte Anpassung an die vor Ort angetroffenen Verhältnisse. Gerade aus diesem Grund können keine einheitlich gültigen Regelprofile angewendet werden. Demnach müssen die Hochwasserschutzdämme so ausgebildet sein, dass sie den äußeren Beanspruchungen zufolge eines Hochwassers schadensfrei entgegenwirken und die Lasten problemlos abtragen können. Neben der erdstatischen Betrachtung eines Dammprofils ist stets auch die hydrostatische bzw. –dynamische Belastung zu berücksichtigen. Hierzu wurden die unterschiedlichen Versagensmechanismen beschrieben, wobei das Hauptaugenmerk auf die Versagensformen zufolge Unterströmung der Dämme gelegt wurde. Technische Maßnahmen zur Sicherung gegenüber hydraulischem Grundbruch bzw. Aufschwimmen der bindigen Deckschicht werden neben Auflastschüttungen mittels Entspannungsdrainagen erzielt. Für nähere Untersuchungen der Unterströmung der Hochwasserschutzdämme während eines Hochwassers wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Ausgehend von einer statistischen Auswertung der Bodenkennwerte wurden die Modellböden für die Versuche festgelegt.

Die ersten Dammmodelle zeigten eine Fehleranfälligkeit vor allem in den Randbereichen des Modells, d.h. insbesondere in der Ebene zwischen der simulierten (landseitigen) Deckschicht und der Beckenwand kam es zu einem Versagen. Darüber hinaus konnte das Aufbrechen der Deckschicht zufolge Aufschwimmen sowie die Wirkungsweise von Entspannungselementen (Drainagegraben bzw. Drainagesäulen) veranschaulicht werden. Die unterschiedlichen Ausführungsvarianten der Drainageelemente wurden hinsichtlich deren Funktionswirkung

gegenübergestellt. Anhand dieser Modellversuche konnten Erfahrungen und neue Erkenntnisse für weiterführende Untersuchungen der Unterströmung von Hochwasserschutzdämmen erzielt werden.

11. QUELLENVERZEICHNIS

- [1] **Striegler W.; Dammbau in Theorie und Praxis;** mit Beiträgen von Dr.-Ing. Klaus Girod; Verlag für Bauwesen; 1998, Berlin 2. Auflage;
- [2] **Tschernutter P.; Dammbau;** Vorlesungsskriptum; Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Abteilung Wasserbau; SS 2009, TU Wien;
- [3] **Hinterleitner W.; Deichquerschnitte (Hochwasserschutzdämme);** Empfehlungen für die Ausbildung; Sektion Wasser; Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 2007, Wien;
- [4] **DIN 19712; Flussdeiche;** Normungsausschuss für Wasserwesen (NAW); Deutsches Institut für Normungen e.V.; Beuth Verlag GmbH; 1997; Berlin;
- [5] **DVWK 210; Flussdeiche;** Merkblätter zur Wasserwirtschaft; Kommissionsvertrieb, Verlag Paul Parey; 1986; Hamburg und Berlin;
- [6] http://deichverteidigung.de/index.php?option=com_content&task=view&id=17&Itemid=30
(Internetseite von April 2010)
- [7] <http://www.deichverband-cuxhaven.de/033e67988d139a803/033e67990d0c0a912/index.htm>
(Internetseite von April 2010)
- [8] **Haselsteiner R.; Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung;** Lehrstuhl der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU- München, 2007, München;
- [9] **Brandl H.; Grundbau und Bodenmechanik;** Vorlesungsskriptum und Studienblätter; Institut für Grundbau und Bodenmechanik; 2008, TU Wien;
- [10] **Tschernutter P.; Konstruktiver Wasserbau;** Vorlesungsskriptum; Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Abteilung Wasserbau; SS 2010, TU Wien;

- [11] **Alexander Eder; Die schadhafte Auswirkungen von Gehölzwurzeln auf Dichtungen in Deichen und Dämmen;** Diplomarbeit; Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 2002; TU München;
- [12] **Brandl H.; Grundbau und Bodenmechanik 2;** Vorlesungsfolien und Studienblätter; Institut für Grundbau und Bodenmechanik; 2009, TU Wien;
- [13] **Jodl H. G.; Bauverfahren im Tiefbau;** Vorlesungsskriptum; Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement; 2009, TU Wien;
- [14] **Sebastian Marberger; Sicherheitskonzepte und Zustandsbewertung für die Überwachung von flussbegleitenden Hochwasserschutzdämmen;** Diplomarbeit; Institut für Grundbau und Bodenmechanik; 2008; TU Wien;
- [15] **Prinz H.; Strauß R.; Abriss der Ingenieurgeologie;** Spektrum Akademischer Verlag, Elsevier GmbH; 2006, München, 4. Auflage;
- [16] **Verbund, KW Feistritz-Ludmannsdorf, 10jährige Überprüfung;** im September 2005, Betriebs- und Überwachungsordnung, Beilage 6; Verbund Austrian Hydro Power AG, 2005, Villach;
- [17] http://www.bezreg-koeln.nrw.de/brk_internet/organisation/abteilung05/dezernat_54/hochwasserschutz/hochwasserschutzanlagen/
(Internetseite von April 2010)
- [18] **DIN 18130-1/1996; Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes an Einphasen-Dichwandmassen;** Normungsausschuss für Wasserwesen (NAW); Deutsches Institut für Normungen; 1996; Berlin;
- [19] **Grundbau und Bodenmechanik 2 - Laborübung;** Institut für Grundbau und Bodenmechanik; 2007, TU Wien;
- [20] **Adam D.; Grundbau und Bodenmechanik;** Studienunterlagen zur Vorlesung; 1. Auflage, März 2009; Institut für Grundbau und Bodenmechanik; TU Wien;

- [21] **Simmer K.; Grundbau 1 – Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen;** B.G. Teubner Stuttgart; 19. Auflage;
- [22] **Grassl M.; Beispiele zur Deichertüchtigung /-sanierung in Bayern;** Diplomarbeit; Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 2004; TU München;
- [23] **Kezdi A.; Handbuch der Bodenmechanik;** Band IV Anwendung der Bodenmechanik in der Praxis; VEB Verlag für Bauwesen Berlin und Akademiai Kiado Budapest; 1976, Budapest;
- [24] http://www.deichverband-dormagen.de/index.php?option=com_content&view=article&id=70&Itemid=57
(Internetseite von April 2010)
- [25] <http://www.lrz-muenchen.de/~t5412cs/webserver/webdata/download/uebung/j.pdf>
(Internetseite von April 2010)
- [26] **Smolczyk U.; Grundbau- Taschenbuch;** Teil 1; Ernst & Sohn, Verlag für Architektur u. techn. Wissen; 2001, Berlin, 6 Auflage;
- [27] **Müller O.; Die Verteidigung von Altdeichen an der Sickerfläche;** Dissertation; Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig; 2006; Braunschweig;
- [28] **Perzmaier S.; Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen;** Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München; 2005, München;
- [29] **Türke H.; Statik im Erdbau;** Ernst & Sohn Verlag für Architektur u. technisches Wissen; 1999, Berlin,
- [30] **Dörken/Dehne; Grundbau in Beispielen Teil 3;** Baugruben und Gräben; Spundwände und Verankerungen; Böschungs- und Geländebruch; Werner Verlag, 2. Auflage;

- [31] **Freibord - Überstromstrecken;** Leitfaden zur Festlegung des erforderlichen Freibordes anhand projektspezifischer Rahmenbedingungen einschließlich Kriterien für die Anordnung von Überstromstrecken, Fassung 2006;
- [32] **Krouzecky N. / Huber B.; Wasserbauliches Versuchswesen;** Vorlesungsskriptum; Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Abteilung Wasserbau; SS 2010, TU Wien;
- [33] **Loiskandl W.; Hydraulik und Hydromechanik;** Skriptum 2004, 90 Seiten; Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft; Universität für Bodenkultur Wien;
- [34] http://wwwg.uni-klu.ac.at/geo/lv_online/NumMod/ModellTheorie/Modelle_kurz.html#Modell
(Internetseite von April 2010)
- [35] **Schlurmann T.; Wasserbauliches Versuchswesen;** Vorlesungsskriptum; Bergische Universität Wuppertal; November 2002;
- [36] **Möglichkeiten des hydraulischen Modellversuchs;** Konstruktiver Wasserbau - Landschaftswasserbau; Institut für Konstruktiven Wasserbau; TU Wien; Band 20; September 2004;
- [37] **H.-P. Blume, G.W. Brümmer, R. Horn, E. Kandeler, I. Kögel-Knabner, R. Kretzschmar, K. Stahr, B.-M. Wilke; Scheffer / Schachtschabel; Lehrbuch der Bodenkunde;** 16. Auflage; Spektrum, Akademischer Verlag;
- [38] **Tentschert H.; Geologie;** Vorlesungsskriptum; Institut für Ingenieurgeologie; Skriptum WS 2005, TU Wien;
- [39] **ÖNORM B 4400-1;** Ausgabe 2010-03-15; Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden;
- [40] http://www.planet-wissen.de/laender_leute/nordsee/lebensraum_nordsee/deichen_weichen.jsp
(Internetseite von April 2010)

- [41] <http://www.fotocommunity.de/pc/pc/display/9041364>
(Internetseite von April 2010)
- [42] http://www.deichverband-dormagen.de/index.php?option=com_content&view=article&id=70&Itemid=57
(Internetseite von April 2010)
- [43] <http://de.academic.ru/dic.nsf/dewiki/311645>
(Internetseite von November 2010)
- [44] <http://www.ifh.uni-karlsruhe.de/lehre/StudentenLabor/dammdurchsickerung/dammdurchsick-kurz.pdf>
(Internetseite von November 2011)
- [45] **Merkblatt DWA-M 507; Deiche an Fließgewässern;** Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.; Hennef 2007;
- [46] **Perzlmaier S.; Haselsteiner R. (2006a); Der Systemansatz zur Beurteilung der Gefahr der hydrodynamischen Bodendeformation;** Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern"; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München; Band Nr. 107, 13./14. Juli, Wallgau;

12. ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2.1: Anwendungsgebiete des Dammbaus [adaptiert nach Striegler 1998]	2
Abbildung 2.2: Beispiel „Staudamm“ [KW- UE].....	3
Abbildung 2.4: Querschnitt eines Hochwasserschutzdammes mit den Begriffen [adaptiert nach [4]]	4
Abbildung 2.5: Darstellung der unterschiedlichen Flussdeicharten [4]	5
Abbildung 3.1: Deichbaudenkmal in Otterndorf [41].....	6
Abbildung 3.3: Homogener Damm [adaptiert nach [8]].....	9
Abbildung 3.4: 2- Zonen- Damm mit Drainage [adaptiert nach [8]].....	10
Abbildung 3.5: 2- Zonen- Damm mit Dichtung (Innen- oder Außendichtung) [adaptiert nach [8]]	10
Abbildung 3.6: 3- Zonen- Damm mit Dichtung (Innen- oder Außendichtung) und Drainagefuß [adaptiert nach [8]]	10
Abbildung 3.7: Damm mit Außendichtung (links) und Innendichtung (rechts) auf undurchlässigem Untergrund.....	11
Abbildung 3.8: Typische Dichtungssysteme im Dammbau	11
Abbildung 3.9: Dichtungsteppich (links) und zusätzliche Untergrundabdichtung (rechts) [adaptiert nach [4]]	12
Abbildung 3.10: Konsistenzbalken nach Atterberg [adaptiert nach [39]]	16
Abbildung 3.11: Filterregel von Terzaghi [20]	19
Abbildung 3.12: Filterregel von Cistin/Ziems [45]	21
Tabelle 3.5: i_{krit} nach verschiedenen Regelwerken für Sande [Martak/Hofmann, 2007]	24
Tabelle 3.6: Kriterien zur Beurteilung der Suffosionsgefahr in rolligen Böden [adaptiert nach Istomina]	25
Abbildung 3.13: Beurteilung der Suffosionsgefahr in rolligen Böden nach Istomina (1957) [Martak/Hofmann, 2007].....	25
Abbildung 3.14: Kontakterosionskriterium für geschichteten Boden nach Brauns [Martak/Hofmann, 2007].....	25
Abbildung 3.15: Zusammenfassung des kritischen hydraulischen Gefälles für Erosion nach Tschugajew und dem Kriterium i_{krit} für unterschiedliche Bodenarten A, B, C, D und E [Brandl/Hofmann, 2006].....	26
Abbildung 3.16: Kritische hydraulische Gradienten i_{krit} nach Lane sowie Tschugajew für unterschiedliche Kornfraktionen [20]	27
Abbildung 4.1: Lamellenverfahren (a) und Lamellenfreies Verfahren (b) [14]	31
Abbildung 4.2: Systemskizze - Strömungsdruck auf die gering durchlässige Deckschicht [20]	33
Abbildung 4.3: Systemskizze – Auftriebsnachweis für die gering durchlässige Deckschicht über den Ansatz der totalen Spannungen [20]	34

Abbildung 4.4: Systemskizze – Auftriebsnachweis für die gering durchlässige Deckschicht über den Ansatz der effektiven Spannungen [20]	35
Abbildung 4.5: Verhältnis von totaler zu effektiver Sicherheit gegen Auftrieb [20]	36
Abbildung 4.6: Landseitige Druckentlastung [5]	36
Abbildung 4.7: Landseitige Belastung [5].....	37
Abbildung 5.1: Aufhöhung der Dammkrone ohne Verstärkung [5].....	40
Abbildung 5.2: Aufhöhung mit Verstärkung und ohne Dammverbreiterung [5]	40
Abbildung 5.3: Aufhöhung des Dammes bei einer Verbreiterung des Auflagers [5]	41
Abbildung 5.4: Aufhöhung mit Bodenaustausch [5]	41
Abbildung 5.5: Aufhöhung des Dammes ohne Dammverbreiterung bei Stützwänden an den Böschungsfüßen [4]	42
Abbildung 5.6: Auflastfilter [5].....	43
Abbildung 5.7: Flächenfilter [5].....	44
Abbildung 5.8: Fußfilter [5]	44
Abbildung 5.9: Erosionsschutzfilter [5].....	44
Abbildung 6.1: Übersicht der unterschiedlichen Versagensformen [12]	46
Abbildung 6.2: äußere Erosion (a) ; innere Erosion (b) ; Fugenerosion (c) ; Kontakterosion (d) [15]	48
Abbildung 6.3: innere Suffosion (a) ; äußere Suffosion (b) ; Kontaktsuffosion (c) [11]	49
Abbildung 6.4: Wellenschlag [42]	50
Abbildung 6.5: Erosion an luftseitiger Böschung [42]	51
Abbildung 6.6: Luftseitiger Böschungsbruch [42].....	52
Abbildung 6.7: Piping im Stützkörper [42]	53
Abbildung 6.8: Aufschwimmen der Deckschicht [42]	53
Abbildung 6.9: Hydraulischer Grundbruch infolge Piping im Untergrund [42].....	54
Abbildung 6.10: Wasserseitiger Böschungsbruch [42]	54
Abbildung 6.11: Höhlen durch Nagetiere oder Wurzeln [42].....	55
Abbildung 7.1: Darstellung der Kornverteilungslinien von Dammschüttmaterial	58
Abbildung 7.2: Plastizitätsdiagramm mit Ergebnissen der Bodenproben von Dammbaustoffen	60
Abbildung 7.3: Darstellung der Kornverteilungslinien von Auböden	64
Abbildung 7.4: Plastizitätsdiagramm mit Ergebnissen der Bodenproben von Auböden	66
Abbildung 7.5: Darstellung der Kornverteilungslinien von quartären Sedimenten.....	69
Abbildung 7.6: Kornverteilungslinien der Modellböden.....	74
Abbildung 7.7: Vergleich der Korngrößenverteilungen der Modellböden mit statistischen Kornverteilungen des Dammschüttmaterials	78

Abbildung 7.8: Vergleich der Korngrößenverteilungen der Modellböden mit statistischen Kornverteilungen der Auböden	79
Abbildung 7.9: Vergleich der Korngrößenverteilungen der Modellböden mit statistischen Kornverteilungen der quartären Sedimente	80
Abbildung 7.10: Darstellung der Sickerwege in den untersuchten Bodengruppen	85
Tabelle 7.14: Vergleich des vorhandenen hydraulischen Gefälles im Dammschüttkörper mit dem kritischen hydraulischen Gefälle	86
Tabelle 7.15: Vergleich des vorhandenen hydraulischen Gefälles in der Aubodenschicht mit dem kritischen hydraulischen Gefälle	87
Tabelle 7.16: Vergleich des vorhandenen hydraulischen Gefälles im quartären Grundwasserleiter mit dem kritischen hydraulischen Gefälle	87
Abbildung 9.1: Modellgeometrie; Modellquerschnitt (oben) und Modelldraufsicht (unten) .	97
Abbildung 9.2: Schematische Skizze der „hydraulischen Rinne“ (Glasrinne) [32]	99
Abbildung 9.3: Glasrinne im Wasserbaulabor; (links) Seitenansicht; (rechts) Innenansicht..	99
Abbildung 9.4: 3D Modell – Darstellung der ausgeführten Querwände in der Glasrinne	100
Abbildung 9.5: Zuflussbereich (Beruhigungsbecken)	100
Abbildung 9.7: Auslass ohne Platte (Außenansicht)	101
Abbildung 9.10: Einbau der Dichtwand in der Glasrinne	102
Abbildung 9.12: Dammmodell in der Glasrinne	103
Abbildung 9.13: Sickerverlauf beim Auffüllen.....	104
Abbildung 9.15: Versuchsdurchführung während eines simulierten Einstaus.....	104
Abbildung 9.16: Plexiglasrinne in der Flussbettrinne.....	105
Abbildung 9.17: Querwand in Plexiglasrinne	105
Abbildung 9.19: Querschnitt (schematisch) - Dichtigkeitsprüfung der Glasrinne	106
Abbildung 9.20: Dichtigkeitsprüfung in der Plexiglasrinne (links) und Füllstandsmessgerät (rechts)	106
Abbildung 9.21: Schematischer Querschnitt – Funktionsprüfung nach Einbau des Grundwasserleiters	107
Abbildung 9.22: Wasserstanddifferenz.....	107
Abbildung 9.24: Schematischer Querschnitt der Prüfung der Druckverhältnisse	108
Abbildung 9.25: Modellansicht mit eingebauter Deckschicht in der landseitigen Versuchsbeckenhälfte (links); Beobachtungspiegel (rechts).....	109
Abbildung 9.26: Abmessungen des Modells in der Plexiglasrinne	110
Abbildung 9.27: Öffnung zum Grundwasserleiter.....	110
Abbildung 9.29: Aufgebautes Modell in Plexiglasrinne mit simuliertem Hochwasser	111
Abbildung 9.30: Draufsicht des Versagens (Deckschichtoberfläche im Bereich der Landseite)	112
Abbildung 9.31: Ansicht Schadstelle.....	112

Abbildung 9.33: PVC- Rohr im wasserseitigen Böschungsfuß für die Grundwasserentnahme	112
Abbildung 9.34: Randabdichtung mit Bentonit	113
Abbildung 9.36: Beilage zur Berechnung betreffend Aufschwimmen.....	114
Abbildung 9.37: Hydraulischer Grundbruch infolge Aufschwimmen der Deckschicht	115
Abbildung 9.38: Modell mit einer Entlastungssäule mit 3,9 cm Durchmesser.....	116
Abbildung 9.39: Modell mit zwei Entlastungssäulen mit 7cm Durchmesser	116
Abbildung 9.40: Modell mit einem Entlastungsgraben mit 7 cm Breite	117
Abbildung 9.41: Bohrloch mit Geokunststoff	117
Abbildung 9.43: Entlastungssäulen – $D = 7$ cm.....	118
Abbildung 9.45: Messung auf Wasserseite (WH) bzw. auf Landseite (WP)	119
Abbildung 9.46: Ergebnis des Modellversuchs mit angeordnetem Entlastungsgraben mit 7 cm Breite.....	120
Abbildung 9.47: Ergebnis des Modellversuchs mit 2 angeordneten Entlastungssäulen mit 7 cm Durchmesser	120

13. TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 3.1: Richtwerte für Durchlässigkeiten für verschiedene Bodenarten [19].....	17
Tabelle 3.2: Filterkriterium USBR adaptiert nach Brandl, 2006 [20]	22
Tabelle 3.3: Kriterium zur Filterbemessung nach Witt (1986) [45]	22
Tabelle 3.4: Mechanische Filterwirksamkeit für bindige Böden nach Baw Mak (1989) [45]	23
Tabelle 5.1: Sanierungsmaßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit von Hochwasserschutzdämmen.....	39
Tabelle 6.1: Aufnehmbare Schubspannungen nach Begemann und Schiechl [19]	51
Tabelle 7.1: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Dammschüttmaterial	59
Tabelle 7.2: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Dammschüttmaterial innerhalb der definierten Körnungsbandbreite	62
Tabelle 7.3 Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Auböden.....	65
Tabelle 7.4: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von Auböden innerhalb der definierten Körnungsbandbreite	68
Tabelle 7.5: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von quartären Sedimenten	70
Tabelle 7.6: Statistische Auswertung der Bodenkennwerte von quartären Sedimenten innerhalb der definierten Körnungsbandbreite	72
Tabelle 7.7: Ergebnisse der Modellböden	75
Tabelle 7.8: Vergleich der Bodenkennwerte für Dammschüttmaterial mit P1-P5 und P7- P8 (Gesamtbandbreite).....	80
Tabelle 7.9: Vergleich der Bodenkennwerte für Dammschüttmaterial mit P1-P5 und P7- P8 (definierte Bandbreite).....	81
Tabelle 7.10: Vergleich der Bodenkennwerte für Auböden mit P6 und P9 (Gesamtbandbreite)	82
Tabelle 7.11: Vergleich der Bodenkennwerte für Auböden mit P6 und P9 (definierte Bandbreite)	82
Tabelle 7.12: Vergleich der Bodenkennwerte für Quartäre mit P1-P5 und P7-P8 (Gesamtbandbreite)	83
Tabelle 7.13: Vergleich der Bodenkennwerte für Quartäre mit P1-P5 und P7-P8 (definierte Bandbreite)	83
Tabelle 8.1: Gegenüberstellung von wasserbaulichen und numerischen Modellen [32]	93
Tabelle 9.1: Übersicht der Ergebnisse	121