

**Zur Erlangung des Grades
eines
Bachelor of Engineering (B.Eng)**

von Herrn Mathias Herting

geboren am: 09.12.1987

in: Sangerhausen

vorgelegte Abschlussarbeit:

Thema:

Untersuchung zum Einsatz von Baustoffgemischen mit Braunkohlenaschen als Kerndichtung bei der Sanierung von Deichbauwerken zum Hochwasserschutz an Fließgewässern.

Erstprüfer: Herr Prof. Dr.-Ing. D. Heinz, FB INW

Zweitprüfer: Herr M.Eng. F. Steininger, FB INW

Merseburg, 22.09.2015

Selbständigkeitserklärung

Ich erkläre hiermit an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und nur unter Verwendung der angegebenen Literatur und Hilfsmittel angefertigt habe.

Merseburg, 22.09.2015

.....

Mathias Herting

Inhaltsverzeichnis

0.	Einleitung und Aufgabenstellung.....	- 1 -
1.	Theoretische Grundlagen.....	- 3 -
1.1	Braunkohle	- 3 -
1.1.1	Zusammensetzung von mitteldeutscher Braunkohlefilterasche	- 3 -
1.1.2	Verwertung von mitteldeutscher Braunkohlefilterasche	- 4 -
1.2	Hochwasserschutz	- 5 -
1.2.1	Wasserhaushaltsgesetz WHG, § 67 Grundsatz, Begriffsbestimmung	- 5 -
1.2.2	Hochwasserschutzmaßnahmen.....	- 5 -
1.3	Deiche	- 6 -
1.3.1	Die Notwendigkeit und Auswirkung von Deichen.....	- 6 -
1.3.2	Planungsgrundsätze	- 6 -
1.3.3	Bauwerkshöhe zur Klassifizierung von Deichen	- 7 -
1.3.4	Hydrologische und hydraulische Bemessungsgrundlagen.....	- 7 -
1.3.4.1	Bemessungswasserstand (BHW):.....	- 7 -
1.3.4.2	Freibord und Kronenhöhe.....	- 8 -
1.3.4.3	Windstau	- 8 -
1.3.4.4	Wellenauflauf.....	- 8 -
1.3.4.5	Zusätzliche Kronenerhöhung.....	- 9 -
1.3.4.6	Mindestfreibord.....	- 9 -
1.3.5	Anforderungen an den Deichkörper	- 10 -
1.3.5.1	Deichquerschnitt.....	- 10 -
1.3.5.2	Homogener Deichquerschnitt.....	- 10 -
1.3.5.3	Zonierter Deichquerschnitt	- 11 -
1.3.6	Grundlegende Begriffe bei Deichen an Fließgewässern	- 11 -
1.3.6.1	Deichkrone	- 12 -
1.3.6.2	Bermen.....	- 12 -
1.3.6.3	Deichverteidigungsweg	- 12 -
1.3.6.4	Deichschutzstreifen	- 12 -
1.3.6.5	Deichböschungen.....	- 13 -
1.3.6.6	Landseitiger Deichfuß und Auflastberme	- 13 -
1.3.6.7	Deichrampen und Viehtriften	- 13 -

1.3.7	Dichtungen.....	- 14 -
1.3.7.1	Oberflächenabdichtung	- 14 -
1.3.7.2	Innendichtungen.....	- 15 -
1.3.7.3	Tiefreichende Bodenvermörtelungsverfahren.....	- 16 -
1.3.8	Deichentwässerung und Filter.....	- 18 -
1.3.8.1	Dräns und Filter.....	- 18 -
1.3.8.2	Wasserableitung im Deichhinterland	- 18 -
1.3.8.3	Qualmpolder.....	- 18 -
1.3.9	Schutz des Deiches und des Vorlandes	- 19 -
1.3.9.1	Grasbewuchs	- 19 -
1.3.9.2	Wasserseitige Befestigungen.....	- 19 -
1.3.9.3	Überlaufstrecken und Sollbruchstellen	- 20 -
1.3.9.4	Gehölze.....	- 20 -
1.3.9.5	Wühltiere	- 20 -
1.3.10	Nachweis der Tragfähigkeit bei Deichen	- 21 -
1.3.10.1	Nachweis der Gesamtstandsicherheit	- 21 -
1.3.10.2	Nachweis der lokalen Standsicherheit.....	- 21 -
1.3.10.3	Nachweis der Lagesicherheit.....	- 22 -
1.3.11	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit.....	- 22 -
1.3.11.1	Setzungen und Verformungen an Deichbauwerken	- 22 -
1.3.11.2	Schadlose Abführung von Sicker- und Drängewasser.....	- 23 -
1.3.11.3	Schutz der wasserseitigen Böschungsoberfläche.....	- 23 -
1.3.12	Nachweis der Erosionssicherheit.....	- 23 -
2.	Aufbau des Deichkörpers, Charakterisierung der Deichbaustoffe und Beschreibung der messtechnischen Ausstattung.....	- 25 -
2.1	Aufbau des Versuchsdeichs	- 25 -
2.2	Charakterisierung der verwendeten Materialien	- 27 -
2.2.1	Material der Kerndichtungen und ihre Mischungsverhältnisse	- 28 -
2.2.2	Deichkörper und Deichuntergrund	- 29 -
2.2.3	Kerndichtungen.....	- 29 -
2.2.4	Recyclingbaustoffe.....	- 29 -
2.2.4.1	Betonrecyclat.....	- 30 -

2.2.4.2	Ziegelrecyclat	- 30 -
2.2.4.3	Gleisschotter (Auflastung der wasserseitigen Böschung)	- 30 -
2.3	Beschreibung der messtechnischen Ausstattung	- 30 -
2.3.1	UGT Datenlogger	- 31 -
2.3.1.1	Software UGTLog 2.7	- 31 -
2.3.1.2	Solarversorgung der UGT Datenlogger	- 31 -
2.3.2	Feuchte- und Temperatursensoren	- 32 -
2.3.3	CMP 3 Pyranometer	- 32 -
2.3.4	Windrichtungsgeber	- 32 -
2.3.5	Windgeber (Erfassung der Windgeschwindigkeit)	- 33 -
2.3.6	Tensio 152 (Druckwandler Tensiometer)	- 33 -
2.3.7	SMT100 Soil Moisture Sensor	- 34 -
2.3.8	Kapazitiver Transmitter für Pegelmessung	- 34 -
2.3.9	Pegellatte für die Bestimmung des Wasserstands	- 35 -
2.3.10	Niederschlags-Sensor	- 35 -
3.	Konzeptionelle Vorbereitung und Durchführung der hydraulischen Belastungsversuche zur Simulation von Hochwasserereignissen am Modelldeich ..	- 36 -
3.1	Berechnungen für Hochwassersimulationen	- 37 -
3.1.1	Berechnung des Einstauvolumens	- 37 -
3.1.2	Auswertung der Hochwasserstandsganglinien	- 39 -
3.1.3	Auswertung der Hochwasserereignisse 2013	- 42 -
3.1.4	Berechnung des Einstauvolumenstroms	- 43 -
3.1.5	Berechnung des Auslassvolumenstroms	- 43 -
3.2	Beschreibung der Durchführung der Einstauversuche	- 44 -
3.2.1	Einstauversuch I	- 44 -
3.2.2	Einstauversuch II (Simulation Elbehochwasser 2013)	- 45 -
3.2.3	Einstauversuch III (Simulation Saalehochwasser 2013)	- 46 -
4.	Auswirkungen der eingebrachten Dichtungen auf den Verlauf der Sickerlinie im Vergleich zu den theoretisch errechneten Sickerwasserverläufen	- 47 -
4.1	Durchsickerung von Dämmen	- 47 -
4.1.1	Näherungsverfahren zur Berechnung der Sickerlinie nach PAVLOVSKY-DACHLER und DAVIDENKOFF	- 48 -

4.1.2	Auswertung der Hochwassersimulation	- 53 -
4.1.3	Verlauf der im Versuch ermittelten Sickerlinien.....	- 54 -
4.1.3.1	Auswertung der Messtechnik	- 54 -
4.1.3.2	Auswertung des Einstauversuch I	- 54 -
4.1.3.3	Einstauversuch II	- 58 -
4.1.3.4	Einstauversuch III	- 62 -
5.	Zusammenfassung und Ausblick	- 66 -

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1 Freibord bei Hochwasserschutzdeichen (vgl./8, S. 16/)	- 9 -
Abbildung 1-2 Zonierter Deichquerschnitt (vgl./7, S.25/)	- 11 -
Abbildung 1-3 Begriffe bei Deichen an Fließgewässern (vgl./8, S. 11/)	- 11 -
Abbildung 1-4 Oberflächenabdichtung in Dichtungsteppich (DT) auslaufend (unvollkommene Dichtung) (vgl./8, S.22/)	- 14 -
Abbildung 1-5 Wasserseitige Oberflächenabdichtung vor Stützkörper aus undurchlässigem Material und Dränkörper auf gering durchlässigem Untergrund (vgl./8, S.22/)	- 15 -
Abbildung 1-6 Innendichtung als Bodenvermörtelung bis zum gering durchlässigen Untergrund (vollkommene Dichtung) (vgl./8, S.22/)	- 16 -
Abbildung 1-7 Einbau mit dem MIP-Verfahren	- 17 -
Abbildung 1-8 Einbau mit dem FMI-Verfahren	- 17 -
Abbildung 2-1 Grundriss des Versuchsdeiches (vgl./11, S.3 /)	- 26 -
Abbildung 2-2 Schnittdarstellung des Versuchsdeiches (vgl./11, S. 4/)	- 26 -
Abbildung 2-3 Prinzip eines Tensiometers (vgl./12 Tensio, S. 3/)	- 34 -
Abbildung 3-1 Schnittdarstellung mit Bemaßung des Deichbeckens	- 38 -
Abbildung 3-2 Parametrisierung einer Hochwasserstandsganglinie (vgl./5, S. 136/)	- 40 -
Abbildung 3-3 Vorbereitungsmaßnahmen Hochwassersimulation	- 45 -
Abbildung 4-1 Austritt der Sickerlinie Deichseite HF3 und Deichecke HF3-HF4	- 47 -
Abbildung 4-2 Verfahren nach PAVLOVSKY-DACHLER für einen homo. Deich mit undurchlässigem Untergrund (vgl./1, S.219/)	- 48 -
Abbildung 4-3 Berechnung der Sickerlinie nach PAVLOVSKY-DACHLER (vgl. /1,S.220/)	- 51 -
Abbildung 4-4 Verlauf der theoretischen Sickerlinie Deichseite 1	- 52 -
Abbildung 4-5 Verlauf der theoretischen Sickerlinien Deichseite 2, 3 und 4	- 52 -
Abbildung 4-6 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 1	- 54 -
Abbildung 4-7 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 2	- 55 -
Abbildung 4-8 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 3	- 56 -
Abbildung 4-9 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 4	- 57 -
Abbildung 4-10 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 1	- 58 -
Abbildung 4-11 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 2	- 59 -
Abbildung 4-12 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 3	- 60 -

Abbildung 4-13 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 4..... - 61 -
Abbildung 4-14 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 1..... - 62 -
Abbildung 4-15 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 2..... - 63 -
Abbildung 4-16 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 3..... - 64 -
Abbildung 4-17 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 4..... - 65 -

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1-1 Freikalkgehalt von Filteraschen mitteldeutscher Braunkohle (vgl./2, S.8 /)....	- 4 -
Tabelle 1-2 Empfohlener Mindestfreibord bei Deichen (vgl./7, S.24 /).....	- 10 -
Tabelle 1-3 Verfahren der tiefreichenden Bodenvermörtelung (vgl./9, S.94-96/).....	- 17 -
Tabelle 2-1 Abmessungen Versuchsdeich Beuna (vgl./11, S.4 /).....	- 27 -
Tabelle 2-2 k_f -Werte des verwendeten Deichmaterials (vgl./11, S.4 /)	- 28 -
Tabelle 2-3 Charakterisierung der Dichtungselemente (vgl./15, S.1 /)	- 28 -
Tabelle 3-1 Legende für Abbildung 3-2 (vgl./5, S.136 /)	- 41 -
Tabelle 3-2 Auswertung der Hochwasserstandsganglinien	- 42 -
Tabelle 4-1 Daten zur Berechnung der Sickerlinie	- 49 -
Tabelle 4-2 Zusammenfassung der Versuchsparameter	- 53 -

Formelverzeichnis

Formel 1 Volumen Pyramidenstumpf (vgl./15, S. 36/)	- 37 -
Formel 2 Berechnung der Fläche A1 (vgl./15, S. 33-34/)	- 37 -
Formel 3 Berechnung der neuen Fläche A2 (vgl./15, S. 33-34/)	- 38 -
Formel 4 Berechnung des neuen Volumens über A neu(h) (vgl./15, S. 36/)	- 39 -
Formel 5 Berechnung Scheitelwasserstand und Anstiegshöhe (vgl./5, S. 136-137/)	- 39 -
Formel 6 Dauer des Wasseranstiegs	- 43 -
Formel 7 Berechnung Einstauvolumenstrom	- 43 -
Formel 8 Auslassvolumenstrom	- 43 -
Formel 9 Dauer des Wasserabstiegs	- 43 -
Formel 10 Eingangswerte für Diagramm 4-3 (vgl./1, S.220/)	- 49 -
Formel 11 Gleichung für die Sickerlinie (vgl./1, S. 220/)	- 51 -

Verzeichnis der Abkürzungen

BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
BFA	Braunkohlefilterasche
BHQ	Bemessungshochwasserabfluss [$\frac{m^3}{s}$]
BHW	Bemessungshochwasserstand [m]
Bit	binary digit
BRB	Bundesvereinigung Recycling-Baustoffe e. V.
di	Innendurchmesser [mm]
DIN	Deutsches Institut für Normung e. V.
DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
FAZ	Filteraschen-Zement-Gemische
h _{BW}	Bauwerkshöhe [m]
HF	hydrologisches Fenster
HHW	höchster je beobachteter Hochwasserstand [m]
KB	Kilobyte
Kf-Wert	Durchlässigkeitsbeiwert
LAU	Landesamt für Umweltschutz Sachsen-Anhalt
LHW	Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt
MIBRAG	Mitteldeutsche Braunkohlengesellschaft mbH
MUEG	Mitteldeutsche Umwelt- und Entsorgung GmbH
PE	Polyethylen
RAM	Random-Access Memory
TASi	TA Siedlungsabfall
TMR	Tunnel Magneto Resistance
TRL	Tagebaurestloch
U&W	Umwelttechnik und Wasserbau GmbH
UGT	Umwelt-Geräte-Technik GmbH

0. Einleitung und Aufgabenstellung

Der Mensch hat bei der Besiedelung der Erde immer mehr Gebiete und Flächen für sich nutzbar gemacht und damit in die Gestaltung der Umwelt eingegriffen. Dabei sind Flächen entwässert und Flusslinien verändert worden. Durch die klimatischen Veränderungen kommt es in Europa immer häufiger zu Extremwetterlagen, die die Menschen vor immer neue Herausforderungen stellen. In den vergangenen Jahrzehnten haben häufig die wirtschaftlichen Aspekte den Verlauf und die Gestaltung der Hochwasserschutzanlagen bestimmt, sodass zu wenig Flächen vorhanden sind, die bei größeren Hochwasserereignissen die aufkommenden Fluten aufnehmen können. Auch die zu geringen Investitionen der letzten Jahre führten zu angespannten Situationen bis hin zum Versagen von Hochwasserschutzanlagen. Dieser Missstand ist erkannt und hat zur Folge, dass der Hochwasserschutz überdacht, ausgebaut und saniert wird.

Die Mitteldeutsche Umwelt- und Entsorgung GmbH (MUEG) beschäftigt sich seit 1990 mit der Entsorgung und Umweltsanierung und sucht in diesem Zusammenhang immer neue Möglichkeiten, die anfallenden Reststoffe zu verwerten. Sie stellt aus der anfallenden Braunkohlefilterasche verschiedene Dichtungselemente im Regelbetrieb her. In Zusammenarbeit mit der Hochschule Merseburg wurden in den letzten Jahren bereits mehrere wissenschaftliche Arbeiten zum Thema Dichtungselemente aus Braunkohlefilteraschen angefertigt, bei denen die Firma MUEG die Praxisbetreuung übernommen hat. Der Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt und das Ministerium für Landwirtschaft und Umweltschutz des Landes Sachsen-Anhalt unterstützen gleichermaßen das Vorhaben mit ihrem fachlichen Know-how und ihren finanziellen Mitteln. Die entstandenen Kooperationen sollen zur Erfüllung der Agenda fortgeführt und intensiviert werden. In diesem Zusammenhang sollen Kerndichtungen aus Filteraschen, die bei der Verbrennung von mitteldeutscher Braunkohle anfallen, ihre Praxistauglichkeit beim Einsatz von Dichtungselementen im Hochwasserschutz unter Beweis stellen und die wissenschaftlichen Untersuchungen komplettieren.

Die vorliegende Arbeit hat das Ziel, verbindliche Aussagen in Bezug auf die Praxistauglichkeit von Kerndichtungen aus Braunkohlefilteraschen zu treffen und zu bewerten. Innerhalb der Aufgabe sind die momentan gültigen Anforderungen an Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern sowie die verwendeten Materialien für

den Bau der Pilotanlage in Beuna darzustellen und zu charakterisieren. Die durchgeführten hydraulischen Belastungsversuche am Versuchsdeich werden konzeptionell vorgestellt und analysiert. Die gewonnenen Daten und Ergebnisse werden verallgemeinert und sollen eine Empfehlung für den praktischen Hochwasserschutz geben. Im Fokus stehen dabei alternative Kerndichtungen, die sowohl beim Neubau von Deichbauwerken als auch bei der Sanierung von bestehenden Hochwasserschutzdeichen eingesetzt werden können.

1. Theoretische Grundlagen

Die Literaturrecherche zur Fragestellung, inwieweit die getesteten Dichtungssysteme im Deichbau angewendet werden können, wurde innerhalb der Fachgebiete Bautechnik, Hochwasserschutz und Recyclingbaustoffe durchgeführt. In dem Bibliothekskatalog OPAC (<http://opac.bibliothek.uni-halle.de/LNG=DU/DB=2/>) sowie dem gemeinsamen Verbundkatalog GVK Plus (<http://gso.gbv.de/DB=2.1/LNG=DU/>) erfolgte die Suche mit den Schlagworten Deichbau, Hochwasserschutz, Dichtungssysteme, Braunkohlefilteraschen, Kraftwerksreststoffe und Recycling. Die Wahl der Schlagworte resultierte aus der Thematik sowie den ersten Einsichtnahmen in die Fachliteratur. Der Literaturbestand der Hochschule Merseburg sowie dessen Bestand an Normen des Deutschen Instituts für Normungen e. V. (DIN) und Regelwerken der DWA (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.) wurde ebenfalls in die Recherche mit einbezogen. Es wurde ausreichend Fachliteratur identifiziert, um im Sinne der Fragestellung und der methodischen Vorgehensweise eine inhaltlich belastbare Ausgestaltung der theoretischen Grundlagen zu garantieren. In diesem Kapitel soll ein Überblick über die Zusammensetzung und Verwendung der mitteldeutschen Braunkohlefilteraschen sowie über die Anforderungen an Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern gegeben werden.

1.1 Braunkohle

In Deutschland wird ca. ein Viertel der Stromproduktion über die Braunkohleverstromung abgedeckt (vgl. / 3/). Durch ihren stabilen Betrieb und die immer besseren Abluftreinigungsanlagen stellen die Braunkohlekraftwerke einen stabilen und zuverlässigen Stromproduktionszweig auf dem Weg der Energiewende dar. Gerade die mitteldeutsche Braunkohle mit ihrem hohen Anteil an CaO in der Filterasche kann als Bindemittel in vielen Bereichen verwendet werden.

1.1.1 Zusammensetzung von mitteldeutscher Braunkohlefilterasche

Die mitteldeutsche Braunkohlefilterasche hat einen CaO-Anteil größer 15 Prozent und einen SO₃-Anteil größer drei Prozent und lässt sich nachfolgend in vier Asche-kategorien unterscheiden:

Tabelle 1-1 Freikalkgehalt von Filteraschen mitteldeutscher Braunkohle (vgl./2, S.8 /)

Aktivität	Freikalkgehalt (CaO_{frei})
sehr aktiv	> 14 %
aktiv	7-14%
wenig aktiv	3,5-7%
nicht aktiv, sehr wenig aktiv	< 3,5 %

Die sehr aktiven, also stark freikalkhaltigen Braunkohlefilteraschen sind aufgrund ihrer geringeren puzzolanischen Eigenschaft als Zusatzstoffe für Filteraschen-Zement-Gemische (FAZ) ungeeignet, können jedoch als Bindemittel in verschiedenen Bereichen eingesetzt werden. (vgl. / 2/S. 8)

1.1.2 Verwertung von mitteldeutscher Braunkohlefilterasche

Deponiebau:

Im Deponiebau und der Deponiesanierung werden Braunkohlefilteraschen von der Mitteldeutschen Umwelt- und Entsorgung GmbH (MUEG) als alternative Oberflächenabdichtungssysteme eingesetzt. Es handelt sich hierbei um eine dreifach abgestufte k_f -Wert-Wasserhaushaltsschicht, die aus weiteren am Standort verfügbaren Materialien, wie z. B. REA-Gips, Bodensubstraten und Bauschuttrecycling aufgebaut ist. Die Standsicherheit und Wirksamkeit der Sickerwasserreduzierung wurde nachgewiesen und ist gleichwertig zu dem Regelsystem gemäß TASI bzw. Deponieverordnung (vgl./ 4/S. 12).

Tagebau:

Die im Kraftwerk Lippendorf anfallende Braunkohleasche der Mitteldeutschen Braunkohle mbH (MIBRAG) wird im Tagebaurestloch Peres bei Zwenkau verwendet, um einen Stützkörper zur Stabilisierung der Böschung herzustellen. Die Erhöhung der Standsicherheit ermöglicht das Befahren mit Tagebaugroßgeräten (vgl./ 3/S. 12). Im Tagebaurestloch Halle-Lochau wird der Westschlauch mit Aschestabilisat auf Basis von Braunkohlefilterasche verfüllt, um eine Aufstandsfläche zu erhalten. Durch die stabile chemische und physikalische Struktur, verbunden mit einer geringen Wasserleitfähigkeit von ($< 1 \cdot 10^{-10} \frac{m}{s}$) kann gemäß der bergrechtlichen Wiedernutzbarmachung das Gelände bis zum natürlichen Geländeniveau angefüllt werden und ist somit auf eine spätere Nachnutzung vorbereitet (vgl./ 6/B. 6).

Wegebau/Untergrundverbesserung:

Für die Langzeitstabilisierung von Verkehrswegen wird mitteldeutsche Braunkohlenasche im Bau von Autobahntrassen und beim Aufbau von Bahndämmen verwendet.

1.2 Hochwasserschutz

1.2.1 Wasserhaushaltsgesetz WHG, § 67 Grundsatz, Begriffsbestimmung

„(1) Gewässer sind so auszubauen, dass natürliche Rückhalteflächen erhalten bleiben, das natürliche Abflussverhalten nicht wesentlich verändert wird, naturraumtypische Lebensgemeinschaften bewahrt und sonstige nachteilige Veränderungen des Zustands des Gewässers vermieden oder, soweit dies nicht möglich ist, ausgeglichen werden.

(2) Gewässerausbau ist die Herstellung, die Beseitigung und die wesentliche Umgestaltung eines Gewässers oder seiner Ufer. Ein Gewässerausbau liegt nicht vor, wenn ein Gewässer nur für einen begrenzten Zeitraum entsteht und der Wasserhaushalt dadurch nicht erheblich beeinträchtigt wird. Deich- und Dammbauten, die den Hochwasserabfluss beeinflussen, sowie Bauten des Küstenschutzes stehen dem Gewässerausbau gleich“ (/ 10/Wasserhaushaltsgesetz-WHG/S. 39).

1.2.2 Hochwasserschutzmaßnahmen

Bei Hochwasserereignissen werden Überschwemmungsgebiete geflutet, sodass sich das Hochwasser darin ausbreiten kann. Durch den Eingriff in dieses natürliche Regelsystem müssen Hochwasserschutzmaßnahmen ergriffen werden. Zu den Schutzmaßnahmen zählen das Bereitstellen von Überschwemmungsgebieten, die Verringerung des Hochwasserabflusses durch Rückhaltebecken oberhalb des betroffenen Gebiets und/oder das Errichten von Sicherungsmaßnahmen (vgl./ 8/S. 9). Das nachfolgende Kapitel konzentriert sich auf die allgemein gültigen Grundlagen für den Bau von Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern und erläutert die Möglichkeiten von Dichtungssystemen im Deichbau. Dabei werden die grundlegenden Richtlinien der DIN 19712:2013-01 (Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern) sowie die Empfehlungen der DWA-M 507-1 (Deiche an Fließgewässern) und DWA-M 512-1 (Dichtungssysteme im Wasserbau) mit einbezogen und berücksichtigt.

1.3 Deiche

Deiche sind aus Bodenmaterial (Erdbaustoff) bestehende, zeitweilig eingestaute Dämme an Fließgewässern. Bei längerem, anhaltendem Hochwasser, wie es z. B. an größeren Flüssen im Flachland vorkommen kann, sind die hydraulischen Wirkungen wie bei einem Dauerstau zu berücksichtigen (vgl./ 8/S. 10).

1.3.1 Die Notwendigkeit und Auswirkung von Deichen

Die Schadenshäufigkeit von Hochwassern verringert sich mit dem Schutzgrad von Deichen. Dabei können Schäden nicht vollständig ausgeschlossen werden, da ein zukünftiger Maximalwasserpegel nicht vorhergesagt werden kann. Aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist eine Kosten-Nutzen-Berechnung sinnvoll, um das Ausmaß des Hochwasserschutzes abschätzen zu können. Auch die Ausnutzung von Flutungspoldern sollte hinreichend geprüft und genutzt werden, um somit bauliche Veränderungen möglichst gering zu halten. Durch den Bau eines Deiches kommt es zum Schutz des anliegenden Gebiets, wobei auch weitreichende wasserwirtschaftliche Nachteile entstehen können. So wird durch eine Eindeichung der vorhandene Fließquerschnitt verringert, was zur Folge hat, dass Abflusszeiten beschleunigt und die Laufzeiten der Hochwasserwellen verkürzt werden. Diese Änderungen der Fließgeschwindigkeit haben veränderte Feststoffbewegungen und Einwirkungen auf die Flussmorphologie zur Folge. Die durch den Deichbau schwindenden Retentionsräume können im Hochwasserfall nicht mehr wirksam werden. Die Grundwasserneubildung kann durch den Wegfall von zeitweiser Überflutung vermindert und die Binnenentwässerung durch die Veränderung der Vorflutverhältnisse gestört werden (vgl./ 8/S. 10).

1.3.2 Planungsgrundsätze

Der Neubau von Hochwasserschutzanlagen und die Ertüchtigung von bestehenden Anlagen bedürfen zahlreicher Untersuchungen auf den Gebieten der Hydrologie, der Geologie und der Geotechnik. Dabei müssen wasserbauliche Gesichtspunkte und Auswirkungen auf die vorhandene Flora und Fauna in die Planungen mit einbezogen werden. Zusammenhängende Polderräume müssen einheitlich konzipiert werden, um das angestrebte Schutzziel zu erreichen. Sämtliche Eingriffe bedürfen einer intensiven Prüfung und sind mit allen möglichen Alternativen abzugleichen. Deichrückverlegungen sowie der Rückbau von Hochwasserschutzanlagen sind Möglichkeiten, die Eingriffe zu minimieren. In die jeweiligen Planungen sind z. B. die Belange von Städtebau und Siedlungswesen, Naturschutz, Bodendenkmalpflege, Erholung, Schifffahrt und

Landwirtschaft zu beachten. Ausgleichs- oder Ersatzmaßnahmen sind bei weitreichenden Eingriffen festzulegen (vgl./ 7/S. 17).

1.3.3 Bauwerkshöhe zur Klassifizierung von Deichen

Bei Deichen wird der vertikale Abstand zwischen der binnenseitigen Geländehöhe im Bereich des Deichfußes und der wasserseitigen Kante der Deichkrone als Bauwerkshöhe (h_{BW}) festgelegt. Entsprechend den jeweiligen Schadenspotenzialen im zu schützenden Polderraum und der Größe einer Hochwasserschutzanlage werden sie in unterschiedliche Bauwerksklassen klassifiziert. Im Regelfall wird zwischen Bauwerkshöhen über drei Metern, zwischen drei Metern und 1,5 Metern und kleineren Bauwerken unter 1,5 Metern unterschieden. Abhängig ist die Einstufung der Schadenspotenziale (Klasse I, II, III) von der Dauer des Hochwasserereignisses und der jeweiligen Böschungsneigung. Zusätzlich müssen die örtlichen Gegebenheiten, die Erfahrungen und der spezifische Deichaufbau und -zustand berücksichtigt werden. Die jeweilige Einstufung erfolgt nach Objektkategorien und statistischen Wiederkehrintervallen und kann in der DIN 19712:2013-01 in den Tabellen 1 und 2 eingesehen werden (vgl./ 7/S. 16 u. 21).

1.3.4 Hydrologische und hydraulische Bemessungsgrundlagen

Für die Bemessungshöhe einer Hochwasserschutzanlage ist der Bemessungshochwasserstand (BHW) zuzüglich dem Freibord maßgebend (vgl./ 7/S. 20).

1.3.4.1 Bemessungswasserstand (BHW):

„Der Bemessungshochwasserstand (BHW) ist der Wasserstand, der sich aus dem Bemessungshochwasserabfluss (BHQ) an der betreffenden Stelle ergibt.“ (/ 7/. 20)

Möglichkeiten für die Bestimmung des Bemessungshochwasserstandes:

1. Festlegung an der Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Abflusses ($BHQ_{T(n)}$)
2. Bestimmung an Hand des Abflusses BHQ
3. Festlegung auf Grund des höchsten je beobachteten Hochwasserstandes (HHW) (geodätische Schutzhöhe).

Im Regelfall wird BHQ unter Zuhilfenahme von Wasserstands-, Abfluss- oder Niederschlagsbeobachtungen und deren Statistiken ausgewählt. Die Überschreitungs-

wahrscheinlichkeit und das sich draus ergebende Wiederkehrintervall T_n sind aufgrund der Schutzbedürftigkeit des Hinterlandes und der Wirtschaftlichkeit auszuwählen. Die Belange der Natur, Landschaft und des Städtebaus sind dabei zu berücksichtigen. Das mit einer Bemessungsfestlegung verbundene jeweilige Restrisiko ist unter Berücksichtigung der Folgen und des Schadenspotenzials abzuwägen. Durch die Zuordnung des Wiederkehrintervalls der Überflutung zu einer bestimmten Objektkategorie kann die Wahl des Bemessungshochwassers vereinfacht werden. In Ausnahmefällen und bei komplizierten örtlichen Verhältnissen können numerische und physikalische Modellversuche für die Wahl des Bemessungshochwassers verwendet werden (vgl./ 7/S. 20 u. 21).

1.3.4.2 Freibord und Kronenhöhe

Der Freibord stellt das Maß für die Gewährleistung der Bauwerksicherheit bei einer Überströmung dar. Er ist der Abstand zwischen der Bauwerksoberkante (Krone) und dem Bemessungshochwasserstand (BHW) (vgl. Abb. 1-1/). Der rechnerisch ermittelte Freibord setzt sich aus dem „Windstau“, dem „Wellenauflauf“ sowie eventueller „Kronenerhöhung“ zusammen.

1.3.4.3 Windstau

Die Form und Ausdehnung der vom Wind überwehten Fläche (Streichlänge), die Windrichtung, die Windgeschwindigkeit, die Windeinwirkzeit, die Wassertiefe und die Strömung haben Einfluss auf den Windstau. Mit diesen Parametern kann eine Berechnung durchgeführt werden und eine Abschätzung erfolgen. Bei kleineren Fließgewässern kann er vernachlässigt werden. Vorländer und Flutpolder können große Wasserflächen und geringe Tiefen aufweisen. Hier kann der Anteil des Windstaus am Freibord im Dezimalbereich liegen (vgl./ 7/S. 22).

1.3.4.4 Wellenauflauf

In die Berechnung des winderzeugten Wellenaufbaus gehen zusätzlich zu den Parametern des Windstaus noch Angaben zu Form und Beschaffenheit der wasserseitigen

Böschung ein. Je kleiner das Fließgewässer, desto geringer der Wellenauflauf. Bei Hochwasserereignissen kann aufgrund der großen Ausdehnung der Wasserfläche der Wellenauflauf im Meterbereich liegen (vgl./ 7/S. 22).

1.3.4.5 Zusätzliche Kronenerhöhung

Die zusätzliche Kronenerhöhung bezieht sich auf den Querschnitt der Schutzanlage. Auflandungsstrecken und Bergsenkungsgebiete von Flüssen können eine Änderung der Höhenlage mit sich führen. Deshalb werden Beträge aus der prognostizierten Höhenänderung als zusätzliche Kronenerhöhung berücksichtigt. Weiterhin können bautechnische und konstruktive Überhöhungen zu einer zusätzlichen Kronenerhöhung beitragen. Dazu zählen im speziellen Überfahrten, Leitungsüberführungen, Frostschutzabdeckungen oder zu erwartende Setzungen des Bodens (vgl./ 7/S. 23).

Bei der Bestimmung des Windstaus und des Wellenaufbaus kann mit den Ansätzen für Binnengewässer des DVWK (Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau) gearbeitet werden. Sonstige Einflussfaktoren, wie z. B. stehende Wellen, Aufstau durch Hindernisse und ein erhöhter Wasserstand an der Außenseite von Krümmungen aufgrund von Wasserspiegelneigungen sind in die Ermittlung des BHW mit einzubeziehen (vgl./ 7/S. 22).

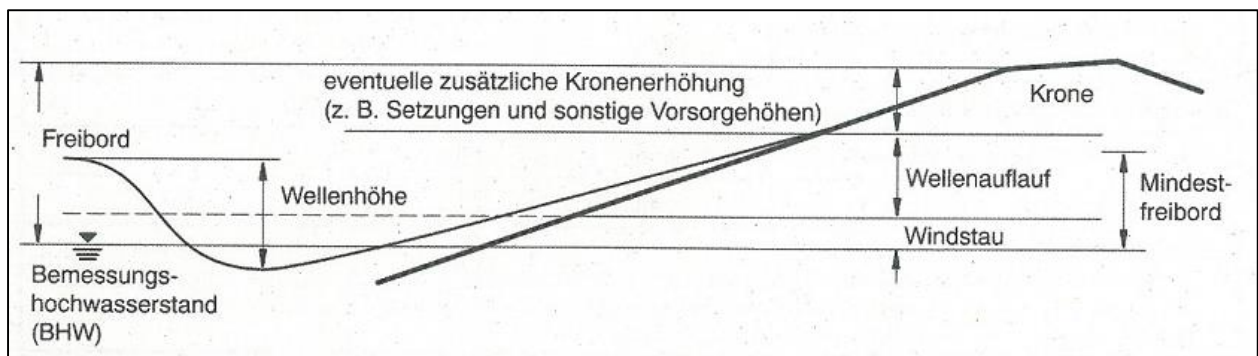


Abbildung 1-1 Freibord bei Hochwasserschutzdeichen (vgl./8, S. 16/)

1.3.4.6 Mindestfreibord

Die Klassifizierung von Deichen schreibt die jeweiligen Mindestfreiborde fest und kann in Tabelle 1-2 eingesehen werden. Bei Deichen mit Hauptstreichlängen unter 100 Metern, Wassertiefen unter fünf Metern oder auch wasserseitigen Böschungsneigungen von 1:3

und flacher weisen oft einen kleineren Wellenauflauf und Windstau auf und unterschreiten somit den Mindestfreibord. Ein Freibordnachweis muss in diesem Fall nicht erstellt werden (vgl./ 7/S. 23).

Tabelle 1-2 Empfohlener Mindestfreibord bei Deichen (vgl./7, S.24 /)

	Klasse/Bauart	Bauwerkshöhe h_{BW} [m]	Empfohlener Mindestfreibord [m]
Deiche	Klasse II und III	-	0,5
	Klasse I	≤ 3	0,5
		> 3 bis ≤ 5	Gleitende Mindestfreibordhöhe mit linearer Interpolation $> 0,5$ bis $\leq 1,0$
		> 5	1,0

1.3.5 Anforderungen an den Deichkörper

1.3.5.1 Deichquerschnitt

Der Deichquerschnitt richtet sich nach den Beanspruchungen, die maßgeblich durch die Lage, den Zweck und die Höhe des Deiches bestimmt werden. Dabei wird die Form durch die Böschungsneigung, die Anforderungen an die Berme und die Breite der Krone bestimmt. Auf die Angabe von allgemein gültigen Regelprofilen wird verzichtet, da die örtlichen Gegebenheiten jeweils individuell Einfluss auf das Profil haben (vgl./ 7/S. 17).

1.3.5.2 Homogener Deichquerschnitt

Zu den sogenannten homogenen Deichquerschnitten zählen auch Deiche mit (geringer) Inhomogenität aufgrund von z. B. Durchlässigkeit oder Lagerungsdichte. Bestandteil des Deichkörpers ist alleinig der Stützkörper, der unmittelbar an den Untergrund angrenzt. Einbauten wie z. B. Dichtungs- und Entwässerungselemente sind nicht inbegriffen. Der Deichverteidigungsweg ist auf dem landseitigen Böschungsfuß oder auf der Berme anzulegen. Die Bebauung der Deichkrone mit einem Verteidigungsweg stellt die Ausnahme dar (vgl./ 7/S. 25).

1.3.5.3 Zonierter Deichquerschnitt

Zu den Elementen des zonierten Deiches gehören z. B. der durchlässige Stützkörper, die Dichtungsschicht und der Dränkörper. In Abbildung 1-2 sind die Elemente des zonierten Deichquerschnittes dargestellt.

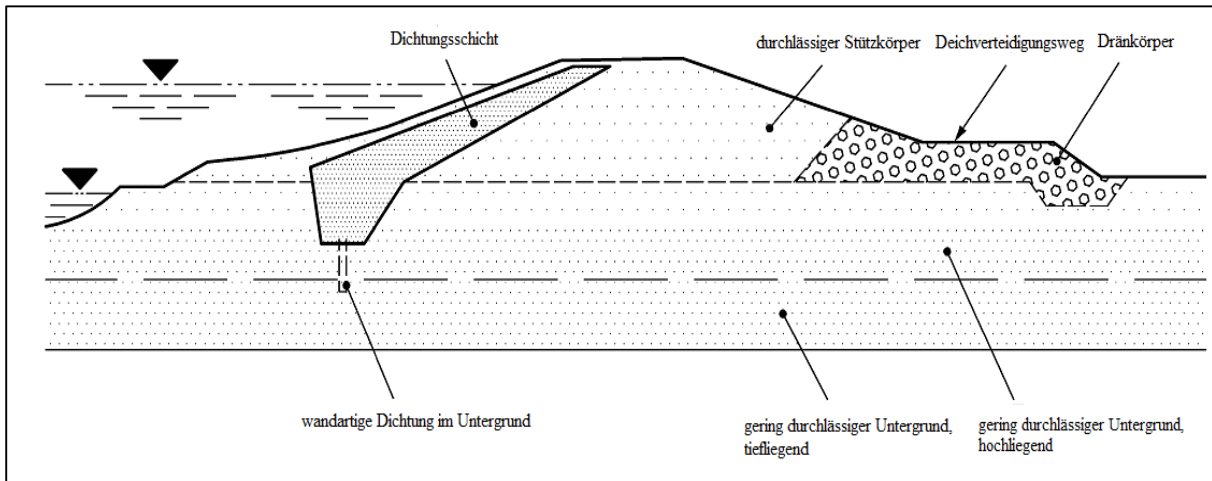


Abbildung 1-2 Zonierter Deichquerschnitt (vgl./7, S.25/)

1.3.6 Grundlegende Begriffe bei Deichen an Fließgewässern

Die nachfolgende Abbildung 1-3 zeigt die einzelnen Bestandteile eines Hochwasserschutzdeiches. In den weiteren Punkten werden die Bestandteile und die Abmessungen beschrieben.

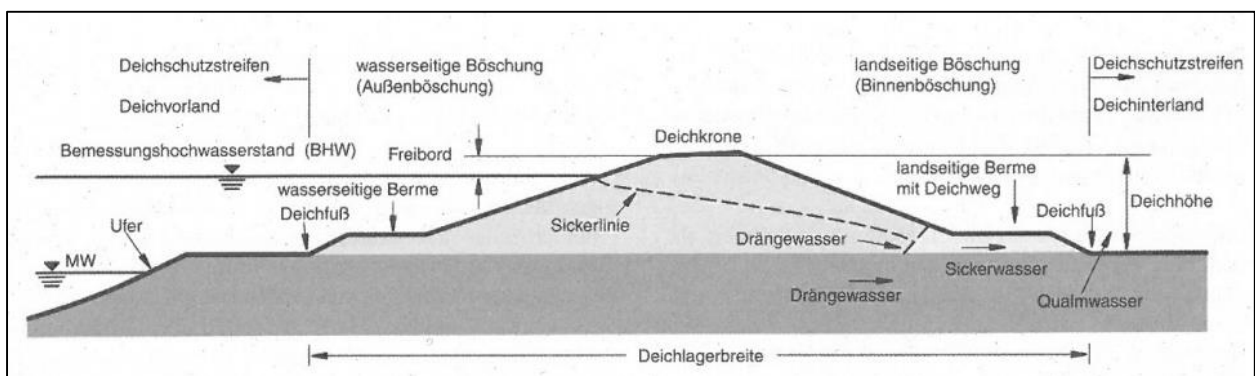


Abbildung 1-3 Begriffe bei Deichen an Fließgewässern (vgl./8, S. 11/)

Auf die eingezeichnete Sickerlinie wird im Punkt 4.1 und fortlaufend eingegangen und der Verlauf der theoretischen und realen Sickerlinie beschrieben.

1.3.6.1 Deichkrone

Die Deichkrone muss schwach gewölbt oder eine Neigung von mindestens zwei Prozent zur Wasserseite aufweisen, um eine Entwässerung zu gewährleisten. Eine Mindestbreite von drei Metern ist grundsätzlich einzuhalten. Für nicht befahrbare Deichkronen der Klasse III ist eine Breite von zwei Metern ausreichend (vgl./ 7/S. 26).

1.3.6.2 Bermen

Die Berme erhöht die Standsicherheit bei höheren Deichen und langen Böschungen und kann gleichzeitig als Deichverteidigungsweg genutzt werden. Die Mindestbreite von 3,5 Metern bei befahrbaren Bermen, bzw. einem Meter bei allen übrigen Bermen ist einzuhalten. Dabei ist ein Quergefälle von zwei Prozent abweisend vom Deichkörper zu beachten. Bermen auf der Wasserseite sollten 0,5 Meter über dem Mittelwasserpegel liegen und dürfen nicht zu Kolkungen (Erosionserscheinungen im Flussbett), Geschwemmsel- und Eisablagerungen führen (vgl./ 7/S. 26).

1.3.6.3 Deichverteidigungsweg

Je nach Deichklasse muss der Deichverteidigungsweg ganzjährig mit schwerem Gerät befahrbar sein. Bei Fahrwegen auf der Deichkrone ist eine befestigte Bankette von 0,75 Metern mit einer wasserseitigen Abdichtung bis zur Oberkante des Bauwerks gegen die Durchströmung der Tragschicht zu installieren. Bei zeitweiligem Richtungsverkehr ist die Mindestbreite von drei Metern einzuhalten. Weiterhin sind Wendepunkte und Ausweichstellen aller 400 Meter sowie Lagerplätze für Deichverteidigungsmaterial zu berücksichtigen. Das Befahren der Deichböschung ist unzulässig und muss durch Borde verhindert werden. Dabei darf die Sickerlinie nicht negativ beeinflusst werden. Im Belastungsfall ist der Verlauf der Sickerlinie 0,3 Meter unterhalb der Tragschicht sicherzustellen. Die Mindestbreite der Bankette beträgt 0,5 Meter. Die Oberflächenentwässerung ist sicherzustellen (vgl./ 7/S. 26).

1.3.6.4 Deichschutzstreifen

Deichschutzstreifen dienen der Deichüberwachung und der Deichverteidigung. Sie unterliegen einer Nutzungsbeschränkung und dürfen nicht bebaut oder bepflanzt werden. Sie sind land- und wasserseitig an den Böschungsfüßen vorzusehen. Die Abmessungen betragen bei Deichen der Klasse III drei Meter bis fünf Meter, ansonsten im Regelfall fünf Meter (vgl./ 7/S. 26).

1.3.6.5 Deichböschungen

Die Deichböschungsneigung wird durch folgende Einflussfaktoren bestimmt:

1. Standsicherheit
2. hydraulische Belastungen (z. B. Wellen, Fließgeschwindigkeit, schneller Absenk)
3. Unterhaltung und Landschaftsgestaltung.

Eine Böschungsneigung von 1:3 und flacher ist erfahrungsgemäß am besten geeignet. Eine Abrundung der Böschung am wasserseitigen Böschungsfuß oder eine wasserseitige Berme können die Standsicherheit einer Deichböschung erhöhen (vgl./ 7/S. 26).

1.3.6.6 Landseitiger Deichfuß und Auflastberme

Der landseitige Deichfuß ist maßgebend für die Standsicherheit eines Deiches. Bei dichtenden Deckschichten am Deichfuß muss der artesische Druck, der zum Auftrieb führen kann, berücksichtigt werden. Als Gegenmaßnahmen kann u. a. das Aufbringen einer Auflastberme in Betracht kommen. Eine gleichzeitige Nutzung als Deichverteidigungsweg ist anzustreben. Eine weitere Maßnahme ist die Druckentlastung mit einer bis zur durchlässigen Schicht reichenden filterstabilen Entlastungsregion. Ein Beispiel dafür ist eine mit durchlässigem Material verfüllte Grabenschlitzung. Hierbei ist der erhöhte Qualmwasserandrang im Hinterland zu berücksichtigen (vgl./ 7/S. 27).

1.3.6.7 Deichrampen und Viehtriften

Deichrampen gewährleisten das Befahren auf dessen Krone und verbinden gleichzeitig die eingedeichte Niederung mit dem Vorland. Die Rampenneigung sollte 1:10 betragen. Die Anzahl der Deichrampen ist minimal zu halten. Die nachfolgenden Faktoren sind zu beachten und einzuhalten. Rampen sollten,

1. nur an Stellen mit geringen Strömungen und niedrigem Wellenschlag,
2. entlang der Böschung in Strömungsrichtung,
3. bei schmalen Vorland nicht gegenüberliegend,
4. nicht den Deichkörper schneidend eingebaut werden sowie
5. eine vorhandene Oberflächenabdichtung nicht unterbrechen.

Ein verstärkter Sickerwasseraustritt in der Kehle und dessen Ableitung ist zu berücksichtigen. Die Rampenbreite und die Fahrbahngestaltung ist analog Punkt 1.3.7.3 vorzunehmen. Beim häufigen Überqueren von Viehherden ist der Deich zu befestigen und Leitzäune sind zu installieren. Die Nutzung von Deichrampen ist zu fokussieren (vgl./ 7/S. 28).

1.3.7 Dichtungen

Dichtungen im Deichbau sollen den Sickerwasseranfall vermindern und haben somit direkten Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerks. Es wird zwischen Oberflächenabdichtungen und Innendichtungen unterschieden. Sie müssen eine hohe Beständigkeit und Stabilität gegen verschiedene Einflüsse aufweisen. Der Anschluss kann an eine gering durchlässige Deckschicht oder eine tiefliegende gering durchlässige Untergrundsicht erfolgen. Es darf dabei aber nicht zu wesentlichen Veränderungen des Grundwasseraustausches zwischen Fluss und Grundwasserleiter kommen. Kann kein Anschluss an diese Schichten erfolgen, sind Oberflächen-abdichtungen zu einem Dichtungsteppich zu verlängern oder enden in einem hängenden Sporn (unvollkommene Dichtung). Soweit wie technisch möglich, sind Dichtungen bis zur Deichkrone und über den Bemessungshochwasserstand heranzuführen. Besondere Sorgfalt gilt beim Anschluss von Deichdichtungen bei Inhomogenität des Deichprofils (vgl./ 7/S. 28).

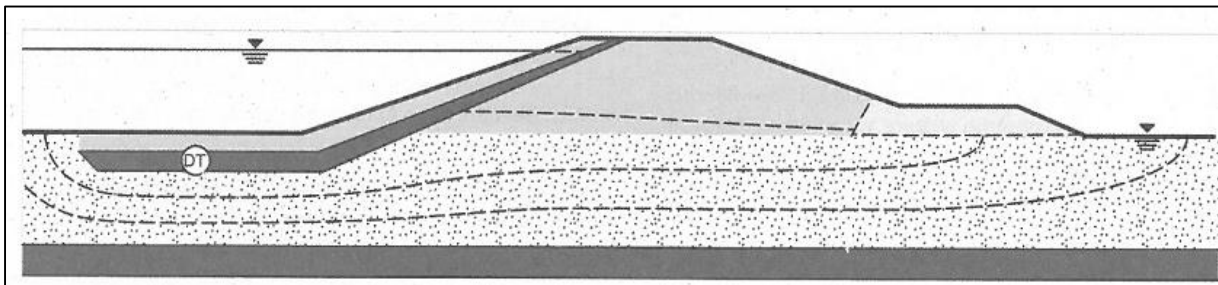


Abbildung 1-4 Oberflächenabdichtung in Dichtungsteppich (DT) auslaufend (unvollkommene Dichtung) (vgl./8, S.22/)

1.3.7.1 Oberflächenabdichtung

Oberflächenabdichtungen werden auf die wasserseitige Böschung des Stützkörpers angebracht. Bei natürlichen Dichtungsstoffen ist die Neigung nach den jeweiligen bodenmechanischen Eigenschaften zu erstellen. Die Mindestdicke ist mit 0,5 Metern anzulegen und darf in Ausnahmefällen nur zur Deichkrone hin abnehmen. Eine Deckschicht von einem Meter schützt in der Regel vor Austrocknung und Frost. Gleichzeitig muss der Schutz vor mechanischen Einwirkungen (z. B. Wühltiere,

Bepflanzung) gewährleistet sein (vgl./ 7/S. 28). Eine weitere Möglichkeit der Oberflächenabdichtung ist das Einbringen einer Kunststoffdichtbahn oder einer geosynthetischen Tondichtungsbahn.

Die Vorteile einer Oberflächenabdichtung sind:

1. die technisch einfache Einbaumethode,
2. die geringen Kosten bei der Verwendung von Auelehm,
3. das geringe Durchsickern des Stützkörpers,
4. die einfache Reparatur im Schadensfall (vgl./ 4/S. 18).

Die Nachteile einer Oberflächenabdichtung sind:

1. die schlechte Erweiterbarkeit (evtl. Neubau),
2. der hohe Platzbedarf bei flachen Böschungen,
3. die Undichtigkeit bei Wühltierbefall und Durchwurzlung (vgl./ 4/S. 18).

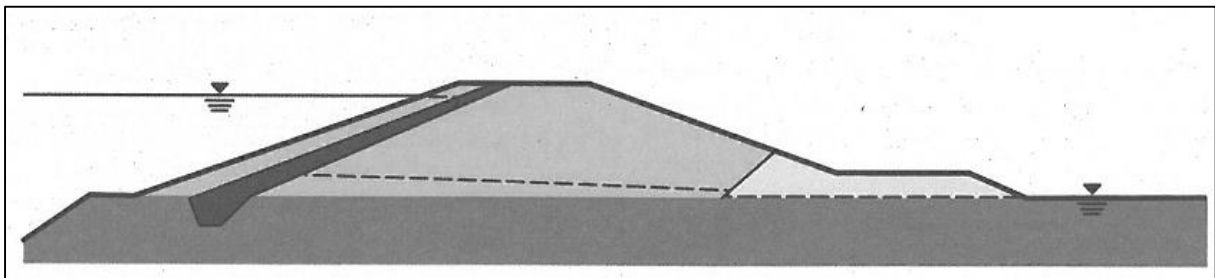


Abbildung 1-5 Wasserseitige Oberflächenabdichtung vor Stützkörper aus undurchlässigem Material und Dränkörper auf gering durchlässigem Untergrund (vgl./8, S.22/)

1.3.7.2 Innendichtungen

Innendichtungen werden senkrecht mit leichter Neigung zur Wasserseite in den Deichkörper eingebracht. Die Dichtungsfläche ist geringer als bei Oberflächenabdichtungen und die innenliegende Anordnung gewährleistet einen guten Schutz vor jeglichen Einflüssen. Eine nachträglich eingebrachte Innendichtung kann zur Deichertüchtigung beitragen. Die Wirksamkeit ist dabei nachzuweisen (vgl./ 7/S. 28). Im Pilotversuch „Versuchsdeich Beuna“ ist die Wirksamkeit von nachträglich eingebrachten Innendichtungen aus unterschiedlichen Baustoffgemischen untersucht worden. Die Ergebnisse können im Punkt 4.1.2 nachvollzogen werden.

In Abstimmung mit den Untergrundverhältnissen und den Einbautiefen können Verfahren wie z. B. Spundwände, Einphasenschlitzwände, Schmalwände, Injektionswände, spezielle Verfahren der Bodenvermörtelung und mineralische Dichtungen aus gering

durchlässigen Böden zum Einsatz kommen (vgl./ 7/S. 22). Im Pilotprojekt wurde das Verfahren der tiefreichenden Bodenvermörtelung angewendet, deshalb wird diesen Verfahren weitergehend beschrieben.

Die Vorteile einer Innenabdichtung sind:

1. die beidseitige Überdeckung mit Stützmaterial,
2. die geringe Dichtungsfläche,
3. der geringe Platzbedarf,
4. die statische Wirksamkeit je nach Technologie (vgl./ 4/S. 19).

Die Nachteile einer Innenabdichtung sind:

1. die aufwändige Herstellung, verbunden mit hohen Kosten,
2. das teilweise Durchsickern bis an die Dichtung,
3. die aufwändige spätere Reparatur im Schadensfall (vgl./ 4/S. 19).

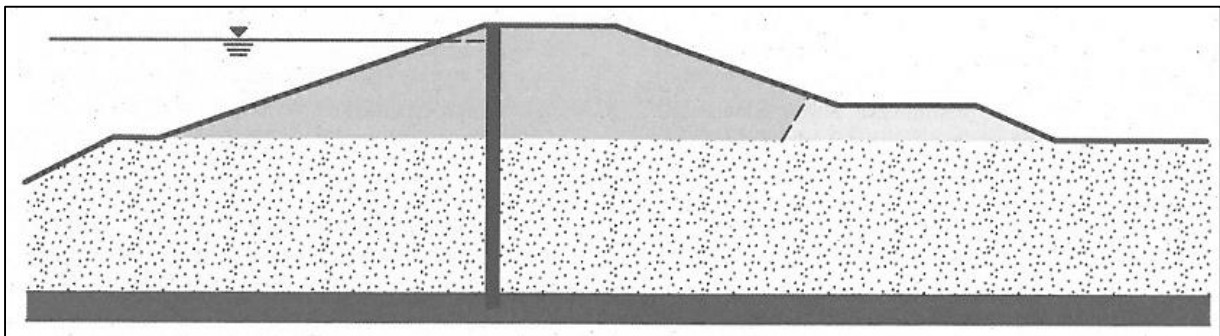
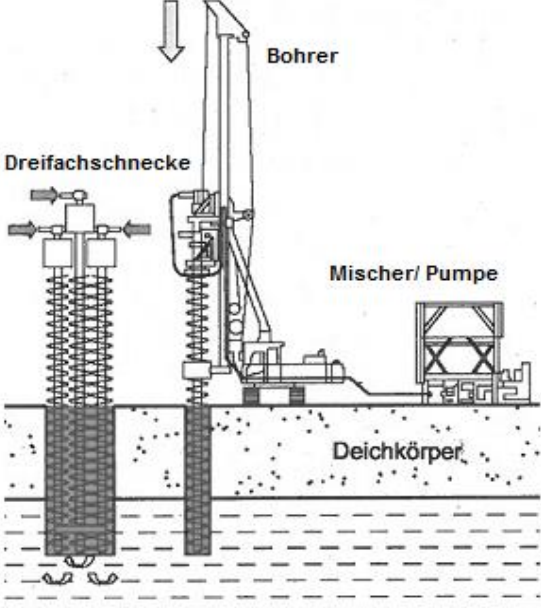
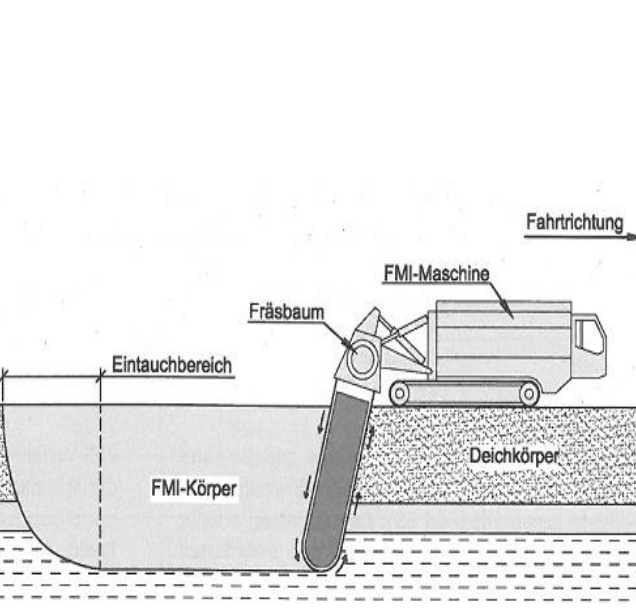


Abbildung 1-6 Innendichtung als Bodenvermörtelung bis zum gering durchlässigen Untergrund (vollkommene Dichtung) (vgl./8, S.22/)

1.3.7.3 Tiefreichende Bodenvermörtelungsverfahren

Bei der tiefreichenden Bodenvermörtelung handelt es sich um ein (in-situ) Verfahren, da der anstehende Boden mit einer Bindemittelsuspension vermischt wird. Durch ein Bohr- oder Fräswerkzeug werden die Korngerüste aufgebrochen und umgelagert. Die Bindemittelsuspension dringt dabei in die entstandenen Porenräume ein und es entsteht ein definierter verfestigter Bodenkörper. Die bis heute angewendeten Suspensionen bestehen aus Zement- oder Spezialbindemitteln, Gesteinsmehl oder Bentonit. Die weiteren Untersuchungen werden die Einsatzmöglichkeiten der mitteldeutschen Braunkohlefilteraschen als Bindemittel darlegen und erläutern (vgl./ 9/S. 93-94).

Tabelle 1-3 Verfahren der tiefreichenden Bodenvermörtelung (vgl./9, S.94-96/)

MIP-Verfahren (Mixed-In-Place)	FMI-Verfahren (Fräse-Misch-Injektion)
<p>Einbohren einer Dreifachschnecke in den Untergrund mit stetiger Suspensionszugabe. Durch entgegengesetztes Drehen mit gleichzeitiger Auf- und Abwärtsbewegung wird die Suspension gleichmäßig verteilt und somit in den Boden eingebracht. Es entsteht ein durch die Schnecken-geometrie bestimmter Erdbetonkörper.</p>	<p>Eine Bodenfräse mit Raupenfahrwerk erstellt eine Schlitzwand. Die Suspensionszugabe erfolgt am tiefsten Punkt des Fräsbaumes. Durch die Messer der Fräskette wird der Boden homogen durchmischt. Durch den kontinuierlichen Arbeitsgang wird eine definierte Breite in der gewünschten Tiefe vermörtelt.</p>
<p>Wanddicken: zwischen 0,4 m und 0,6 m Bohrtiefe: bis 17,5 m</p>	<p>Wanddicken: zwischen 0,35 m und 1,00 m Bohrtiefe: bis 9,5 m</p>
<p>Tagesleistung bis 300m² (ohne Trägereinbau)</p>	<p>Tagesleistung von 800 m² bis 1000 m²</p>
 <p>Abbildung 1-7 Einbau mit dem MIP-Verfahren</p>	 <p>Abbildung 1-8 Einbau mit dem FMI-Verfahren</p>

Für die Herstellung der Dichtwände des Versuchsdeichs in Beuna wurde das MIP-Verfahren angewendet. Die jeweiligen Bestandteile der einzelnen Deichseiten können im Punkt 2.1 (Aufbau des Versuchsdeichs) nachvollzogen werden.

1.3.8 Deichentwässerung und Filter

1.3.8.1 Dräns und Filter

Die Ableitung von Sickerwasser aus dem Deichkörper und dem Untergrund erfolgt über Dräns. Der Materialtransport im Deichkörper wird durch Filter gemindert. Filter bestehen aus unterschiedlichen Bodenschichten mit unterschiedlichen Körnungen.

Dräns und Filter sind oftmals das gleiche Element, können also beide Funktionen übernehmen. Das eingebaute Material, z. B. mineralische Erdstoffe und/oder Geokunststoffe, muss dauerhaft und beständig sein. Angeordnet werden sie oftmals in der landseitigen Böschung oder Berme. Sollte ein Deichverteidigungsweg angelegt werden, muss das Material befahrbar sein. Die Minstdicken für Mischfilter, also dränende und filternde Funktion in einem Element, sind mit 0,5 Metern einzuhalten. Bei einzelnen Drän- oder Filterschichten ist eine Breite von 0,25 Metern einzuhalten.

Dränleitung:

Beim Einsatz von Dränrohren muss der Minstdurchmesser von DN 150 sowie das Einbauen von Kontrollschächten alle 100 Meter beachtet werden. Weiterhin sind die Leitungen möglichst geradlinig zu verlegen. Diese Vorgaben sollen eine Kontrolle ermöglichen bzw. das Regenerieren der Leitungen gewährleisten (vgl./ 7/S. 29).

1.3.8.2 Wasserableitung im Deichhinterland

Je nach Nutzung des Deichhinterlandes kann eine vollständige oder teilweise Ableitung des Sicker- oder Dränwassers erforderlich sein. Maßnahmen zur Ableitung können z. B. das Anlegen von offenen Gräben, Sickerwasserleitungen oder Rigolen sein. Dabei dürfen die Standsicherheit des Deiches und die Erosionssicherheit nicht beeinträchtigt werden. Bei bindigen Deckschichten ist die Auftriebssicherheit der Grabensohle zu gewährleisten. Das empfohlene Abstandsmaß für o. g. Entwässerungsmaßnahmen sollte vom landseitigen Böschungsfuß mindestens die zweifache Deichhöhe betragen (vgl./ 7/S. 29).

1.3.8.3 Qualmpolder

Bei Hochwasserereignissen kann landseitig ausdrängendes Wasser in sog. Qualmpoldern aufgefangen werden. Diese Polder sind mit Qualmdeichen angelegte Auffangbecken und bewirken eine verminderte Wasserspiegeldifferenz zwischen Hochwasserstand und Polder. Das hat zur Folge, dass die Abbruchgefahr bindiger Deckschichten gemindert, die Gefahr eines Erosionsgrundbruchs des Volleiches

verringert und der Anfall von Drängwasser weniger wird. Dadurch können Schöpfwerke geringer beaufschlagt werden oder vollständig entfallen.

Qualmdeiche müssen an die örtlichen Verhältnisse angepasst und gegen unplanmäßiges Überströmen gesichert werden. Die Standsicherheit des Qualmdeiches ist mindestens mit den Anforderungen an Deiche der Klasse III zu berechnen. Ein Nachweis muss nur erfolgen, wenn der Qualmdeich bei der Standsicherheitsberechnung des Volldeichs berücksichtigt wurde (vgl./ 7/S. 29).

1.3.9 Schutz des Deiches und des Vorlandes

Eine Sicherung des Deiches muss erfolgen, wenn das verwendete Baumaterial keinen ausreichenden Widerstand gegen die zu erwartenden Einflüsse besitzt (vgl./ 7/S. 30).

1.3.9.1 Grasbewuchs

Die Grasnarbe sollte fest verwurzelt, dauerhaft, geschlossen und dicht sein, damit der Deichkörper gegen äußere Beanspruchungen geschützt ist. Selbst bei stark beanspruchten Flächen, wie z. B. der wasserseitigen Böschung, bietet die Grasnarbe ausreichend Schutz und es kann auf weitere technische Sicherungen verzichtet werden. Um eine ausreichende Stabilität der Grasnarbe zu erhalten, ist eine Mindestschicht von 20 cm Oberboden aufzutragen. Bei sandigem oder kiesigem Deichmaterial ist die Oberbodenschicht mit 30 cm auszulegen. Es darf zu keinen Dichtungseffekten am Böschungsfuß kommen. Laut DIN 19567 ist das Saatgut der jeweiligen Gräser an die örtlichen Standortverhältnisse, die spätere Unterhaltung, die Wuchseigenschaften und die Verbreitung anzupassen (vgl./ 7/S. 30).

1.3.9.2 Wasserseitige Befestigungen

Wasserseitige Befestigungen kommen in der Regel bei Schardeichen oder schmalen Vorland wie z. B. in Ortslagen mit Böschungsneigungen steiler als 1:5 zum Einsatz. Eine Befestigung muss auch dann angebracht werden, wenn mit außergewöhnlichen Belastungen zu rechnen ist. Die Einwirkungen von fließendem Wasser und Belastungen mit Eis im Winter sind in die Auslegungen mit einzuberechnen. Sollten wasserseitige Böschungen gepflastert werden, so müssen Fugen und Untergrund gegen ein Ausspülen gesichert werden (vgl./ 7/S. 30).

1.3.9.3 Überlaufstrecken und Sollbruchstellen

Überlaufstrecken können einem unkontrollierten Versagen des Deiches durch festgelegte Kronenabsenkung mit landseitigem Böschungsschutz gegen Erosion entgegenwirken. Die konstruktiven Erfordernisse können aus dem Regelwerk der DWA-M 507-1 entnommen werden. Eine Sollbruchstelle wird durch eine kontrollierte Sprengung aktiviert. Diese Maßnahme wird zur Kappung von Hochwasserspitzen oberhalb BHW oder zur Rückleitung von außerplanmäßig in den Polderraum eingedrungen Wassers genutzt. Bei beiden Maßnahmen sind besondere Anforderungen an den Erosionsschutz gestellt (vgl./ 7/S. 30-31).

1.3.9.4 Gehölze

„Gehölze (Bäume, Sträucher und Hecken) auf Deichen beeinträchtigen die Standsicherheit sowie die Unterhaltung und sind deshalb unzulässig“ (/ 7/. 31).

Der Mindestabstand von Bäumen beträgt zehn Meter vom Deichfuß (bei Pappel 30 Meter). Diese Abstandsmaße gelten ebenfalls für Bäume im Deichvorland, die zum Schutz vor Eisschäden gepflanzt werden können. Sträucher können bis zum Deichschutzstreifen gepflanzt werden. Im Ausnahmefall werden Gehölze auf Deichen gefördert. Es gelten dann die in der DIN 19712: 2013-01 stehenden Maßgaben. Gehölze auf Deichen erfordern in der Regel Überprofile oder besondere Sicherungsmaßnahmen. Eine Pflege der Gehölze ist dauerhaft abzusichern (vgl./ 7/S. 31).

1.3.9.5 Wühltiere

Hohlräume im Deichkörper gefährden die Standsicherheit des Deiches. Sie werden von Wühltieren und anderen Bau anlegenden Tieren verursacht. Die Grabtätigkeiten können durch grobkörnige Materialien wie z. B. Kies, Schotter oder Waschberge eingedämmt werden. Die eingebrachten Deichdichtungen sind im besonderen Maße zu schützen. Eine Hemmschicht oder Wühltiersperre kann erforderlich sein. Deiche, die z. B. im Wasserwechselbereich, an Wasserlöchern oder Altarmen liegen, müssen besonders gegen Biber, Bisam und Nutria gesichert werden. Der eingebrachte Schutz muss zwischen einem Meter und 1,5 Metern unter dem mittleren Niedrigwasser liegen (vgl./ 7/S. 31).

1.3.10 Nachweis der Tragfähigkeit bei Deichen

Das Unterschreiten des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ist nach DIN 1997-1 (Berechnungen und Bemessungen in der Geotechnik) und DIN 1054 (Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau) geotechnisch nachzuweisen. Folgende Nachweise sind zu erbringen:

1. Gesamtstandsicherheit: Die wasser- und landseitige Böschung muss sicher gegen Böschungsbruch, Böschungsgrundbruch und Abschieben des Deichkörpers sein.
2. lokale Standsicherheit: Die wasser- und landseitige Böschung muss gegen oberflächennahen Bruch gesichert sein und die Spreizsicherheit am Böschungsfuß muss gewährleisten.
3. Lagesicherheit: Die Auftriebssicherheit der Deckschicht, die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und die Standsicherheit von Böschungsdichtungen bei Wasserdruck muss gegeben sein (vgl./ 7/S. 41).

1.3.10.1 Nachweis der Gesamtstandsicherheit

Der Gesamtstandsicherheitsnachweis ist für die wasser- und landseitige Deichböschung nach DIN 4084 (Geländebruchberechnungen) durchzuführen. Der Nachweis auf Abschieben (Gleiten) ist nur bei geeigneten Aufstandsflächen und/oder Deichen auf Schichten geringer Scherfestigkeit zu erbringen. Bei Deichbauwerken aus bindigem Bodenmaterial und/oder Deichen auf bindigem Untergrund können Porenwasserüberdrücke entstehen, die bei der Standsicherheitsuntersuchung berücksichtigt werden müssen. Der Nachweis der Anfangsstandsicherheit ist zu führen.

1.3.10.2 Nachweis der lokalen Standsicherheit

Der Nachweis für die lokale Standsicherheit erfolgt für Deichböschungen gegen oberflächennahe Abbrüche. Die Berechnungen erfolgen nach den Merkblättern der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Zwischen den einzelnen Schichten der Oberflächendichtung und dem Deichmaterial muss sichergestellt sein, dass Schubkraftübertragungen möglich sind. Spreizspannungen in Schichtgrenzen und anderen Bereichen mit geringer Scherfestigkeit verursachen ein Ausweichen des Böschungsfußes. Aus diesem Grund ist bei auswärts geneigter Deichaufstandsfläche und/oder bei Auftreten von Schichten mit geringer Scherfestigkeit in den Deichfußbereichen der Nachweis der Spreizspannung zu erbringen.

1.3.10.3 Nachweis der Lagesicherheit

Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist für den Bereich des Böschungfußes zu erbringen. Bei gering durchlässigen Deckschichten auf der Landseite ist der Nachweis gegen Auftrieb der Deckschicht einzuholen. Dabei kann entweder ein auf der sicheren Seite liegender hydrostatischer Wasserdruck angesetzt oder genauere Untersuchungen für die Beurteilung des Auftriebs eingefordert werden. Bei bekannten Werten für die Durchlässigkeit des unterliegenden Wasserleiters und der Deckschicht erfolgt die Berücksichtigung des Potenzialabbaus im Grundwasserleiter aufgrund des Abstroms durch die Deckschicht. Der Nachweis für die Standsicherheit der Oberflächenabdichtung gegen Auftrieb erfolgt bei oberflächennahen, wasserseitigen Böschungen (vgl./ 7/S. 41).

1.3.11 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeit bei Deichen wird über das Setzungsverhalten des Deichkörpers und des Deichuntergrunds, die schadlose Abführung von Sicker- und Drängewasser sowie den Schutz der wasserseitigen Böschungsoberfläche bestimmt (vgl./ 7/S. 42).

1.3.11.1 Setzungen und Verformungen an Deichbauwerken

Durch ungleichmäßige Setzungen oder Verformungen am Deichkörper oder in dessen unmittelbarer Umgebung kann es zu Beschädigungen der Hochwasserschutzanlage kommen. Bei der Planung müssen im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks die Berechnungen nach DIN 4019 (Baugrund-Setzungsberechnungen) berücksichtigt werden. Die Rissicherheit wird anhand des Verformungsbildes des Deichquerschnitts und des beteiligten Untergrundbereiches beurteilt. Der Nachweis muss Verformungen in Form von Setzungsunterschieden oder Gewölbebildungen, die schadhafte Auswirkungen im Hochwasserfall mit sich führen, ausschließen. Es ist weiterhin sicherzustellen, dass keine sicherheitsrelevanten Elemente im Deichkörper oder im Untergrund verformt und dadurch in ihren Funktionen eingeschränkt werden. Scher- und Druckspannungen, verursacht durch unterschiedliche Setzungen, sind auszuschließen und besonders in Bergsenkungsgebieten zu untersuchen (vgl./ 7/S. 43).

1.3.11.2 Schadlose Abführung von Sicker- und Drängewasser

Die druckfreie Sickerwasserführung zwischen Stützkörper zu Dränkörper oder Dichtung zu Stützkörper ist sicherzustellen und über die hydraulische Filterwirksamkeit nachzuweisen. Der Durchlässigkeitsbeiwert k zwischen den Elementen sollte in Fließrichtung um das Hundertfache größer werden (vgl./ 7/S. 43). Der abzuführende Durchfluss bestimmt die Dimensionierung der Dräns bzw. Dränleitungen. Die Bemessung richtet sich nach der Abführung des zweifachen Bemessungssicker- und/oder Drängewasseranfalls beim Bemessungswasserstand. Für die Dräng- und Sickerwasserableitung im Hinterland ist der Dräng- und Sickerwasseranfall infolge der Durchströmung zu ermitteln. Eine schadlose Abführung durch Abflussgräben, Vorfluter oder Schöpfwerke ist zu gewährleisten (vgl./ 7/S. 43).

1.3.11.3 Schutz der wasserseitigen Böschungsoberfläche

Die Oberflächenerosion der wasserseitigen Böschung wird maßgeblich durch das vorbeiströmende Wasser verursacht. Bei der Planung sind die wirkenden Kräfte abzuschätzen und in die Berechnungen mit einzubeziehen. Der Nachweis gegen Oberflächenerosion, die aus der Schubspannung (Schleppkraft) des fließenden Wassers entsteht, darf unter anderem mit der zulässigen Schubspannung oder der Fließgeschwindigkeit des Böschungsmaterials nachgewiesen werden. Strömungskräfte, die auf der landseitigen Böschung wirken, können durch Sickerwasser oder Flutungspolderfüllung verursacht werden und müssen in die Planungen und Berechnungen mit einbezogen werden. Bei hohen Fließgeschwindigkeiten oder einer schrägen Anströmung des Deichbauwerks ist der eventuell auftretende Strömungsdruck zu beachten (vgl./ 7/S. 43-44).

1.3.12 Nachweis der Erosionssicherheit

Die Sicherheit gegen Materialtransport (Erosionssicherheit) wird durch folgende Nachweise belegt:

1. Kontakterosion:

Es muss der Nachweis der geometrischen Erosionssicherheit geführt werden. Bei nicht bindigen Erdstoffen werden geometrische Filterkriterien angewendet. Je nach Nachweisverfahren sind die gegebenen Anwendungsgrenzen einzuhalten.

2. Suffosion:

Dieser Nachweis ist besonders wichtig für weitgestufte Böden mit geringem Feinanteil und Ausfallkörnungen. Die Suffosionsanfälligkeit ist bei diesen Materialien besonders hoch.

3. Erosionsgrundbruch am landseitigen Böschungfuß:

Hierbei handelt es sich um einen komplexen Mechanismus, für den keine allgemeinen Vorgehensweisen eingeführt sind. Die Anwendungen einiger Kriterien zur Abschätzung in den jeweiligen Anwendungsgrenzen sind zu empfehlen.

4. Fugenerosion:

Fugenerosion kann entlang von Bauwerken und Bauteilen auftreten.

5. Oberflächenerosion:

Diese kann unter anderem durch Strömungskräfte sowie meteorologische Einflüsse verursacht werden. (vgl./ 7/S. 43-46).

Die theoretischen Grundlagen für den Deichbau an Fließgewässern werden durch unterschiedliche Normen und Regelwerke beschrieben. Bei der Planung des Versuchsdeichs in Beuna sind diese Anforderungen mit eingeflossen und umgesetzt worden. Abweichungen wurden mit dem LHW in Halle abgestimmt, so dass der Versuchsdeich gebaut und mit der beschriebenen Messtechnik ausgestattet werden konnte.

2. Aufbau des Deichkörpers, Charakterisierung der Deichbaustoffe und Beschreibung der messtechnischen Ausstattung

Auf dem Gelände des Tagebaurestlochs (TRL), dem heutigen Recyclingpark Beuna der MUEG mbH, wurde ein Versuchsdeich durch die Firma Umwelttechnik und Wasserbau GmbH (U&W) errichtet. Die Hochschule Merseburg konnte in Kooperation mit der MUEG mbH, dem Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt (LHW) und dem Landesamt für Umweltschutz Sachsen-Anhalt (LAU) in den vergangenen Monaten Simulationen von Hochwasserereignissen durchführen und die Praxis-tauglichkeit von Baustoffgemischen aus Braunkohlefilteraschen untersuchen (vgl./ 11/S. 2).

2.1 Aufbau des Versuchsdeichs

Der Aufbau des Deiches erfolgte auf einer einen Meter dicken Basisschicht aus bindigem Material. Diese Abdichtung soll das Versickern von Wasser in den Untergrund verhindern und eine ebene Baufläche für den weiteren Aufbau schaffen. In der Mitte der vier Deichseiten befindet sich ein flutbares Becken mit einem maximalen Fassungsvermögen von 200 m³. In drei der vier Deichseiten befinden sich Kerndichtungen, die nach dem Bodenvermörtelungsverfahren (siehe Punkt 1.3.8.3) eingebohrt wurden (vgl. Abb. 2-1/ HF1- HF4). Die Deichseite HF1 ist als Referenzseite ohne Kerndichtung ausgebildet worden. Bei den Deichseiten HF2 – HF3 wurden unterschiedliche Verhältnisse einer Wasser-Asche-Suspension mit Deichkörpermaterial zur Herstellung der Dichtung eingesetzt. Für die Deichseite HF2 wurde ein Wasser-Asche-Verhältnis von 1:1 und für die Deichseite HF3 von 1,3:1 gewählt. Zusätzlich ist in die Deichseite HF3 ein Ziegelrecyclat eingebracht worden, um die baustofftechnischen Eigenschaften und die Auswirkungen auf das Sickerwasser zu testen. Bei der vierten Deichseite (HF4) wurde ein Zement-Wasser-Gemisch zur Ausbildung der Kerndichtung verwendet, sodass ein Vergleich mit den in der Praxis angewendeten Materialien durchgeführt werden konnte. Das Verhältnis der Wasser-Zement-Suspension ist hier mit 1,5:1 gewählt worden (vgl./ 11/S. 2-3).

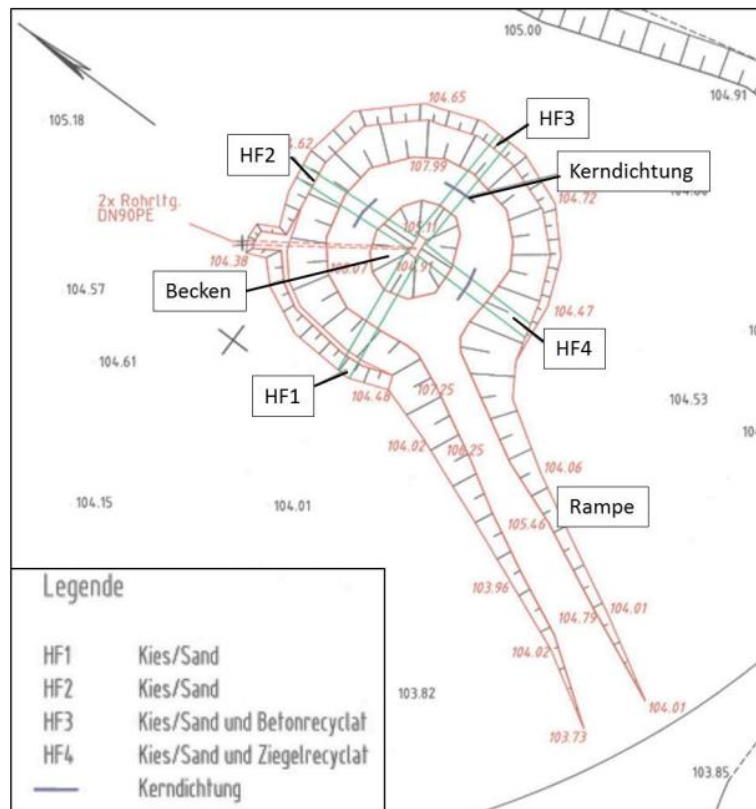


Abbildung 2-1 Grundriss des Versuchsdeiches (vgl./11, S.3 /)

Die nachträglich eingebrachten Kerndichtungen wurden mit einer Breite von 0,5 Metern angelegt und zur Vermeidung von Undichtigkeiten ebenfalls 0,5 Meter in die Basisschicht eingebracht (vgl. Abb. 2-2/ HF2- HF4 / roter Kreis) (vgl./ 11/S. 3).

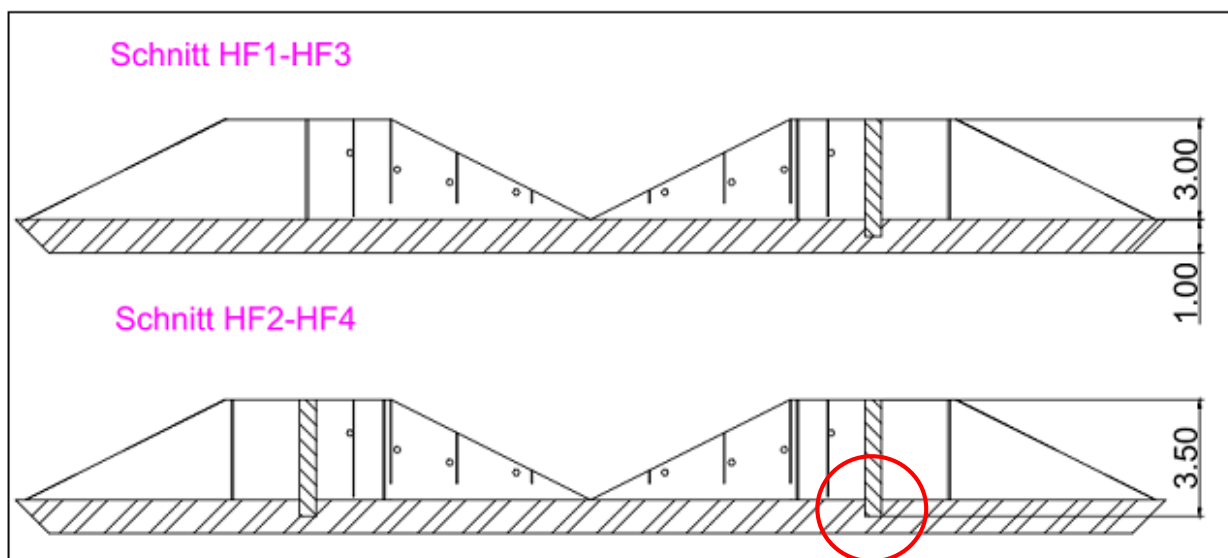


Abbildung 2-2 Schnittdarstellung des Versuchsdeiches (vgl./11, S. 4/)

In der Tabelle 2-1 sind alle wesentlichen Abmessungen des Versuchsdeichs zu entnehmen.

Tabelle 2-1 Abmessungen Versuchsdeich Beuna (vgl./11, S.4 /)

Deichmaße		Einheit
Außenmaße	34,0	[m]
Kronenbreite	5,0	[m]
Deichhöhe	3,0	[m]
Breite der Deichseiten inkl. Böschungen	17,0	[m]
Wasserbecken Ø-Kegelstumpf (oben)	13,95 · 11,40	[m]
Wasserbecken Ø-Kegelstumpf (unten)	4,00 · 2,00	[m]
wasserseitige Böschung	1:2	[-]
landseitige Böschung	1:2	[-]
Breite Kerndichtung	0,5	[m]
Höhe Kerndichtung	3,5	[m]
hydrologische Fenster	3,0	[m]

Grundsätzlich weisen Böschungsneigungen von 1:3 und flacher eine stabile Böschung auf. Die angelegte Böschung mit der Neigung von 1:2 ist in Absprache mit dem LHW in Halle und im Hinblick auf die Standsicherheit, Gesamtgröße und die damit verbundenen Gesamtkosten festgelegt worden.

2.2 Charakterisierung der verwendeten Materialien

Die beim Deichbau verwendeten Materialien für den Deichkörper haben bei den Untersuchungen niedrige k_f -Werte ergeben (vgl. Tab. 2-2), sie sind daher als bindige Böden einzustufen. Um die Durchsickerung des Wassers bis an die Kerndichtung zu gewährleisten, wurden hydrologische Fenster in den Deichkörper eingebracht. Bei dem k_f -Wert für die HF1 - HF2 handelt es sich um eine Schätzung. Für die HF3 - HF4 wurden die k_f -Werte mit vier unterschiedlichen Methoden aus der Kornverteilung berechnet (Anlage1) (vgl./ 11/S. 4-5). In der Tabelle 2-2 sind die einzelnen Bestandteile des Versuchsdeichs in Beuna mit den dazugehörigen k_f -Werten dargestellt.

Tabelle 2-2 k_f -Werte des verwendeten Deichmaterials (vgl./11, S.4 /)

k_f-Werte		Einheit
Deichkörper	10^{-8}	$\left[\frac{m}{s}\right]$
Deichuntergrund	10^{-9}	$\left[\frac{m}{s}\right]$
Dichtwand	10^{-9}	$\left[\frac{m}{s}\right]$
hydrologische Fenster 1-2 (Kies/Sand)	$10^{-3} - 10^{-4}$	$\left[\frac{m}{s}\right]$
hydrologisches Fenster 3 (Boden, Sand, Betonrecyklat 0/6)	$2 \cdot 10^{-4} - 7 \cdot 10^{-4}$	$\left[\frac{m}{s}\right]$
hydrologisches Fenster 4 (Boden, Sand, Ziegelrecyklat 0/45)	$3 \cdot 10^{-4} - 8 \cdot 10^{-4}$	$\left[\frac{m}{s}\right]$

Bei den hydrologischen Fenstern bewegen sich die k_f -Werte im Bereich zwischen 10^{-3} bis 10^{-4} und garantieren somit eine Durchsickerung bis an die Kerndichtung.

2.2.1 Material der Kerndichtungen und ihre Mischungsverhältnisse

In der Tabelle 2-3 sind die jeweiligen Zusammensetzungen der hydrologischen Fenster zusammengestellt. Die einzelnen Charakteristiken der Recyclingbaustoffe werden in dem Punkt 2.2.4 beschrieben.

Tabelle 2-3 Charakterisierung der Dichtungselemente (vgl./15, S.1 /)

	Material	Mischungsverhältnis Kerndichtung
Fenster 1	Kies/Sand	-----
Fenster 2	Kies/Sand	H ₂ O/Asche 1:1
Fenster 3	Kies/Sand/Betonrecyklat	H ₂ O/Asche 1,3:1
Fenster 4	Kies/Sand/Ziegelrecyklat	H ₂ O/Zement 1,5:1

Die unterschiedlichen Mischungsverhältnisse haben direkten Einfluss auf die dichtenden Eigenschaften der Kerndichtung. Dabei gilt, dass eine geringe Wassermenge sich positiv auf die Dichtungseigenschaften auswirkt. Dennoch muss eine Mindestwassermenge für den Einbau mit dem MIP-Verfahren eingehalten werden. Beim hydrologischen Fenster 4

ist das in der Praxis angewendete Wasser-Zement-Verhältnis von 1,5:1 angewendet worden. Bei den Wasser-Asche-Verhältnissen wurden zwei Verhältnisse erprobt.

2.2.2 Deichkörper und Deichuntergrund

Die benötigten Materialien für den Deichkörper und den Deichuntergrund (Aufstandsfläche) waren direkt auf dem Recyclinghof Beuna vorhanden. Bei diesen Erdbaustoffen handelt es sich um ein Gemisch aus Lößboden, Füllboden und Lößlehm. Die Bestimmung der Durchlässigkeit bei konstantem hydraulischem Gefälle hat bei allen drei Materialien Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen 10^{-9} und 10^{-11} ergeben. Die Materialien sind somit als wasserundurchlässig zu charakterisieren (Anlage 3).

2.2.3 Kerndichtungen

Die mit dem MIP-Verfahren eingebohrten Kerndichtungen sind aus den jeweiligen Materialien des hydrologischen Fensters und dem oben definierten Wasser-Asche-Verhältnis hergestellt worden. Durch die Prüfstelle TBR Technologiezentrum GmbH & Co.KG sind Eignungsprüfungen für die tiefreichende Bodenvermörtelung nach DIN EN 12716 erstellt worden. Es wurden Bindemittelsuspensionen zur Bestimmung der Suspensionsdichte hergestellt und anschließend geeignete Prüfkörper für die Druckfestigkeitsprüfung und die Wasserdurchlässigkeit angefertigt. Die Bestimmungen der Durchlässigkeit in der Triaxialzelle haben für das Kies-Sand-Gemisch im HF2 und für die Mischung aus Kies-Sand-Betonrecyclat im HF4 Durchlässigkeitsbeiwerte von ca. $10^{-9} \frac{m}{s}$ ergeben. Für die Mischung aus Kies-Sand-Ziegelrecyclat konnte keine Durchlässigkeit festgestellt werden. Die Prüfberichte können in der Anlage 2 eingesehen werden.

2.2.4 Recyclingbaustoffe

Recycling-Baustoffe sind, „aufbereitete, zur Wiederverwendung geeignete mineralische Baustoffe“ (/ 16/BRB Richtlinien Recycling-Baustoffe/S. 4). Rezyklierte Gesteinskörnungen sind Körnungen aus aufbereitetem, anorganischem Material, das zuvor als Baustoff eingesetzt war. Zu den hydraulisch gebundenen Rohmaterialien zählen u. a. Beton und Ziegelmauerwerk. Diese Materialien müssen in einer vorangegangenen Bauwerksuntersuchung beurteilt und im Hinblick auf eine zukünftige Verwertung vorsortiert werden. Bei der Aufbereitung ist zu beachten, dass die jeweiligen Anforderungen an das Material an den vorgesehenen Verwendungszweck geknüpft sind.

Eine Kontrolle der Umweltverträglichkeit ist vorzunehmen. Die Lagerung des jeweiligen Recycling-Baustoffs ist getrennt nach Anwendungsgebieten und Materialeigenschaften vorzunehmen. Eine nachträgliche Qualitätsbeeinträchtigung durch Vermischen, Entmischen oder Verunreinigungen ist zu verhindern.

2.2.4.1 Betonrecyclat

Bei dem verbauten Betonrecyclat handelt es sich um abgelagerten Betonbruch, der durch die Firma MUEG mbH im Recyclingpark Beuna hergestellt wurde. Im hydrologischen Fenster 3 ist eine Mischung aus Boden, Sand und Betonrecyclat verbaut worden. Die berechneten Durchlässigkeiten liegen im Bereich von 10^{-4} und sind somit als durchlässig einzustufen. Durch die Verwendung des Betonrecyclats sollen die Auswirkungen des Materials auf das Sickerwasser untersucht werden.

2.2.4.2 Ziegelrecyclat

Das eingebaute Ziegelrecyclat wird im Recyclingpark Beuna hergestellt und als Recyclingmaterial vertrieben. Eine genauere Beschreibung bzw. Siebanalyse ist nicht vorhanden. Das Recycling-Material wurde im hydrologischen Fenster 4 mit Boden und Sand vermischt und ergibt bei den nachträglichen Untersuchungen einen K_f -Wert von ca. 10^{-4} und ist somit ausreichend durchlässig. Der Einfluss des Ziegelmaterials auf das Sickerwasser soll ebenfalls in den Wasseranalysen untersucht werden.

2.2.4.3 Gleisschotter (Auflastung der wasserseitigen Böschung)

Als Gleisschotter werden „*Gesteinskörnungen, die zum Bau von Bahnkörpern gebraucht wurden*“, (/ 16/BRB Richtlinien Recycling-Baustoffe/S. 4) bezeichnet. Die nachträglich aufgebraute Gleisschotterschicht wurde zur Stabilisierung der wasserseitigen Böschung aufgebracht. Die groben Gesteinskörnungen ergeben eine Verzahnung zwischen den Schottersteinen und sichern verbunden mit dem Eigengewicht die Böschung vor einem Abrutschen oder Ausspülen.

2.3 Beschreibung der messtechnischen Ausstattung

Durch die Firma Umwelt-Geräte-Technik GmbH (UGT) ist der Versuchsdeich in Beuna mit umfangreicher Messtechnik ausgestattet worden. Nachfolgend wird ein Überblick

über die verwendete Messtechnik gegeben. Die jeweiligen Eigenschaften und Funktionen werden erläutert und dargestellt.

2.3.1 UGT Datenlogger

Der verbaute Datenlogger der Firma UGT ist ein in modulbauweise aufgebautes Kompaktgerät. Es besteht aus folgenden Bestandteilen:

1. einem CMOS-Mikrocontroller mit 512 KB gestütztem Arbeitsspeicher (RAM),
2. einer gestützten Echtzeituhr,
3. einem 15–Bit-A/D-Wandler mit echten Differenzeingängen (Auflösung: 15 μ V) für bis zu 64 Eingangskanälen,
4. einer seriellen Schnittstelle (RS-232),
5. einer LCD-Kommunikationseinheit
6. und Möglichkeiten zum flexiblen Anschluss von Interfaces zur Prozesssteuerung.

Die Stromversorgung kann aufgrund des geringen Energiebedarfs über ein Solarmodul erfolgen. Der UGT-Datenlogger kann mit einer Schnittstelle an einem Notebook konfiguriert und ausgelesen werden. Insgesamt sind am Versuchsdeich Beuna zwei Datenlogger verbaut. Dabei übernimmt der Datenlogger (UGT 246) die Messdatenaufnahme der Deichseiten HF1 und HF2 sowie die Datenaufnahme der angeschlossenen Wetterstation. Der Datenlogger (UGT247) zeichnet die Daten der Deichseiten HF3 und HF4 sowie den Pegel 5, der sich am Grund des Versuchsdeichs befindet, auf (vgl./ 12 UGT Datenlogger/S. 3).

2.3.1.1 Software UGTLog 2.7

Für die Verwaltung und Konfiguration der aufgezeichneten Daten ist im oben beschriebenen Datenlogger das Programm UGTLOG 2.7 installiert worden. Die Software ermöglicht es, die gespeicherten Daten in tabellarischer Form auszulesen und anschließend in Microsoft Excel zu importieren. Die Steuerung des Programms erfolgt über ein „Drag and Drop Menu“, also die Steuerung über Symbole und deren Beschriftung (vgl./ 12 UGTLog 2.7 /S. 2).

2.3.1.2 Solarversorgung der UGT Datenlogger

Der Versuchsdeich Beuna ist im Recyclingpark der Firma MUEG mbH aufgebaut worden. Deshalb muss die eingebaute Messtechnik über eine unabhängige Stromversorgung

verfügen. Jeder Datenlogger ist mit einem Solarmodul, einem Gel- Akku und einem Laderegler ausgestattet (vgl./ 12 Solarversorgung /S. 3).

2.3.2 Feuchte- und Temperatursensoren

Für die meteorologischen Beobachtungen ist ein Mela[®]-Feuchte-/Temperatursensor eingebaut worden. Diese kompakten Sensoren ermöglichen die Datenaufnahme in staubigen Gebieten mit einer hohen Genauigkeit. Der Messbereich des Feuchtesensors liegt zwischen 0 und 100 % rF und hat eine Genauigkeit von ± 2 %. Das Temperaturmesselement hat einen Messbereich von -30 bis +70 °C und eine Genauigkeit von $\pm 0,2$ bis $\pm 0,3$ je nach anliegender Ausgangsspannung. Die Sensoren werden in einer „Schutzhütte“ für Temperatursensoren angebracht. Dadurch soll die Verfälschung der Temperaturmessung durch indirekte Strahlung und Niederschlag verhindert werden. Ebenfalls wird der Einfluss der Rückstrahlung vom Boden auf die Messsonde durch am Boden angebrachte Lamellen verhindert (vgl./ 12 Feuchte- u. Temperaturs. /S. 1-2 u. 9).

2.3.3 CMP 3 Pyranometer

Für die Messung der eintreffenden, globalen Sonneneinstrahlung ist ein Pyranometer der Firma Kipp & Zonen B.V. verbaut worden. Dieses besteht aus einem Radiometer und einem Sonnenschirm. Um Fehlmessungen zu verhindern, ist bei der Installation auf einen freien Horizont, eine feste Oberfläche, eine Nivellierung des Sensors und die ordnungsgemäße Befestigung zu achten. Um die Störungen der Montageeinrichtung zu minimieren, sind ein Mindestabstand von 1,5 Metern zur Erdoberfläche sowie eine gerade Kabelausrichtung zum nächsten Pol vorgeschrieben. Die Berechnung der Strahlung erfolgt nach der Formel $E_{Solar} = \frac{U_{emf}}{S}$, wobei E_{Solar} die Strahlungsstärke in $[\frac{W}{m^2}]$, U_{emf} die Ausgangsspannung in $[\mu V]$ und S die Empfindlichkeit in $[\frac{\mu V}{W/m^2}]$ darstellt (vgl./ 12 Pyranometer /S. 1).

2.3.4 Windrichtungsgeber

Die horizontale Windrichtung wird mit einem Windrichtungsgeber der Firma Adolf Thies GmbH & Co.KG erfasst und in der Software UGTLog dokumentiert. Dabei wird vom Geber ein analoges, elektrisches Signal ausgegeben. Für den Winterbetrieb ist eine elektronisch geregelte Heizung installiert, die die Leichtläufigkeit der Kugellager gewährleistet. Das Gehäuse ist vor äußeren Wettereinflüssen geschützt und garantiert

somit einen langen und störungsfreien Betrieb. Durch die kugelgelagerte Windfahne verändert sich die Stellung der Achse, an deren Ende sich ein diametral magnetisierter Magnet befindet. Durch einen TMR-Sensor (Tunnel Magneto Resistance) wird die Winkelstellung der Achse über die Lage des Magnetfeldes berührungslos abgetastet. Die Windrichtung und der lineare Zusammenhang zwischen dem Winkel und der analogen Ausgangsgröße werden über einen Mikro-Controller berechnet. Der Messbereich liegt bei 0 bis 360° und ist mit einer Auflösung von 0,4° vom Hersteller angegeben (vgl./ 12 Windrichtungsgeber /S. 5).

2.3.5 Windgeber (Erfassung der Windgeschwindigkeit)

Für die Erfassung der horizontalen Windgeschwindigkeit wurde ebenfalls ein Windgeber der Firma Adolf Thies GmbH & Co.KG installiert. Die Ausgabe der Daten erfolgt als Frequenz, proportional zur Windgeschwindigkeit. Eine elektronisch geregelte Heizung gewährleistet den Betrieb bei niedrigen Temperaturen. Der sogenannte Schalenstern ist kugelgelagert und wird durch den Wind in Rotation gebracht. Die Frequenz wird durch eine optoelektronische Geschwindigkeitsabtastung erzeugt. Diese ist proportional zur Windgeschwindigkeit und steht als Ausgangssignal zur Verfügung. Die robuste Bauweise und hochwertige Materialien schützen die Teile im Inneren. Der Messbereich liegt zwischen 0,5...50 [$\frac{m}{s}$] und der Anlaufwert beträgt 0,5 [$\frac{m}{s}$] (vgl./ 12 Windgeber/ S.4-5).

2.3.6 Tensio 152 (Druckwandler Tensiometer)

Mit einem Tensiometer kann die Saugspannung im Boden gemessen werden. Ein luftdicht verschlossener Wasserkörper ist über eine poröse Keramikkerze mit dem Bodenwasser verbunden. Die Druckmessung erfolgt im Wasserkörper und gibt Auskunft über die Feuchtigkeit des Bodens. Wenn der Boden austrocknet, wird das in der Kerze enthaltene Wasser in den umgebenden Boden gezogen und es entsteht ein Unterdruck. Bei steigender Trockenheit werden die Werte immer größer. Im vorliegenden Fall wird der Boden durch das Sickerwasser immer feuchter und die Tensiometer zeigen einem negativen Wert. Es kann also ein Rückschluss auf die Durchfeuchtung des Deiches gegeben werden und ein Zusammenhang zwischen der Wassersäule in den Pegelmessern und dem Druck im benachbarten Tensiometer hergestellt werden.

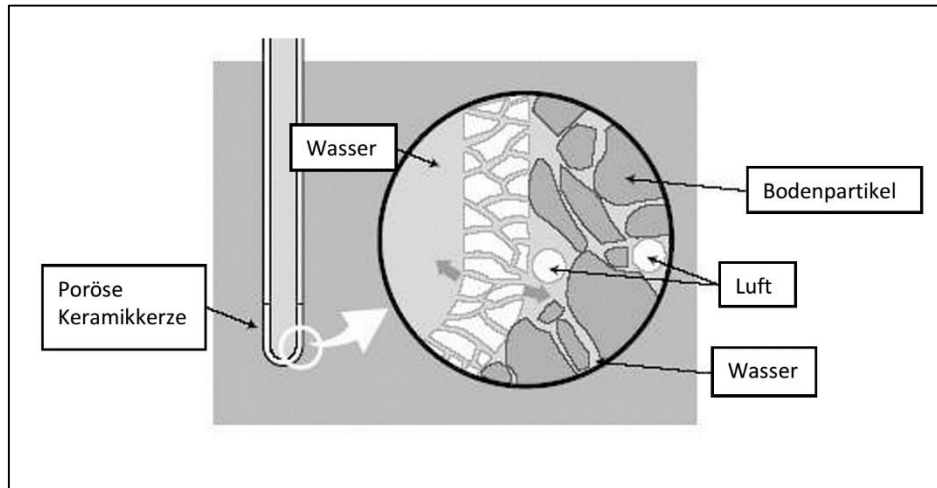


Abbildung 2-3 Prinzip eines Tensiometers (vgl./12 Tensio, S. 3/)

Die Bodenwasserspannung wird auf Basis des Druckausgleichs zwischen Tensiometerflüssigkeit und dem Bodenwasser durch einen elektronischen Druckwandler erfasst. Die Spannung wird in ein definiertes, elektrisches Messsignal umgewandelt und vom Datenlogger fortwährend aufgezeichnet. Somit kann eine kontinuierliche Messung erfolgen. Ein frostsicherer Aufbau ermöglicht die Datenaufnahme über einen langen Zeitraum ohne Lücken im Messzeitraum. Der Saugspannungsbereich liegt bei 30...-100 kPa bei einer Einsatztemperatur von 0...+40°C. Die Keramikzelle hat einen Durchmesser von 20 mm und eine Höhe von 50 mm. Die Tensiometer sind im Versuchsdeich Beuna in einer Tiefe von 2,50 m angebracht (vgl./ 12 Tensio 152 /S. 3-4).

2.3.7 SMT100 Soil Moisture Sensor

Bei der volumetrischen Wassergehaltsmessung wird die Laufzeit eines Signals bestimmt, um die elektrische Konstante des Bodens zu bestimmen. Die elektrische Konstante wird durch einen Ringoszillator in eine Frequenz umgewandelt und vom Logger erfasst. Die hohen Frequenzen (>100 MHz) gewährleisten eine gute Funktion selbst bei tonigen Böden. Der SMT100 ist wartungsfrei, langlebig und frostsicher. Die Bodenfeuchte kann im Messbereich 0 bis 60 % bei einer Genauigkeit von $\pm 3\%$ gemessen werden. Bei über 60 % werden die Unsicherheiten größer (vgl./ 13 SMT 100/S. 47).

2.3.8 Kapazitiver Transmitter für Pegelmessung

Bei dieser Pegelmesseinrichtung wird der Wasserstand aus dem Druck der Wassersäule über dem Drucksensor bestimmt. Der Sensor besteht aus einer mit Gold beschichteten Keramikmembran und einem rostfreien Stahlgehäuse. Er wird in einem PVC-

Beruhigungsrohr (Durchmesser 63 mm) unterhalb des niedrigsten zu erwartenden Wasserspiegels angebracht. Es wird der Relativdruck gemessen. Über ein im Kabel integriertes Kapillarröhrchen ist die Referenzkammer der Messzelle mit dem Umgebungsdruck verbunden. Der Messbereich liegt zwischen 0 und 300 cmWS. Es wird eine genaue Messung durch eine hohe Auflösung erreicht. (vgl./ 12 SMT 100/S. 47).

2.3.9 Pegellatte für die Bestimmung des Wasserstands

Die Pegellatte besteht aus Aluminium und besitzt somit eine gute Beständigkeit gegen äußere Einflüsse. Der Aufdruck ist mit einer widerstandsfähigen Lackierung aufgebracht und eingebrannt. Die Skalierung ist in 5 cm Schritte unterteilt. Diese optische Messeinrichtung ermöglicht den Abgleich mit den Messdaten des Datenloggers. Die Anstiegsgeschwindigkeit kann direkt pro Zeiteinheit abgelesen werden.

2.3.10 Niederschlags-Sensor

Bei dem verbauten Niederschlagssensor handelt es sich um eine wiegende Niederschlagsmessung. Die reibungsarm gelagerte Kippwaage arbeitet nach dem Prinzip von Joss-Tognini. Pro Vorgang beträgt das Wasservolumen 4 cm^3 (4g) bezogen auf die Auffangfläche von 200 cm^2 . Eine Wippenfüllung entspricht daher 0,2 mm pro Quadratmeter. Durch das Senken der Wippe wird ein Reed-Kontakt geschlossen und der ausgelöste Impuls kann elektronisch abgetastet und registriert werden. Witterungsbeständige Materialien ermöglichen den langzeitigen Einsatz. Der Niederschlagsensor ist auf einem Pfahl in 60 cm Höhe zu installieren (vgl./ 12 Niederschlags-Sensor /S.1-8).

3. Konzeptionelle Vorbereitung und Durchführung der hydraulischen Belastungsversuche zur Simulation von Hochwasserereignissen am Modelldeich

Im Vorfeld der Untersuchungen am Modelldeich musste die Regulierung der Wasserzufuhr bzw. das Ablassen der angestauten Wassermenge geplant und berechnet werden. Das für den Versuch benötigte Wasser wird am Standort Beuna über zwei Brunnen gefördert. Eine 120 mm (PE) Polyethylen-Leitung befördert das Wasser bis ca. 200 Meter vor den Deichkörper. Der Übergang zwischen PE-Leitung und Feuerwehrschauch der Größe C ($d_i = 42$ mm) erfolgt an einem Absperrhahn der Größe DN 25 ($d_i = 27,2$ mm), über den die Wasserzufuhr gestoppt werden kann. Im Einstauversuch I wurde erkannt, dass eine Regelung über den Absperrhahn zu ungenau erfolgt und die geringen Volumenströme für die nachfolgenden Hochwassersimulationen nicht eingestellt werden können. Deshalb wurde durch den Autor eine weitere Regelarmatur gebaut und installiert. Mit einem Koppelstück, C-Schlauch auf 1 ½ Zoll, und einem Gradsitzventil konnte unter Zuhilfenahme geeigneter Messbehälter der Volumenstrom bestimmt und für die jeweiligen Einstauszeiten eingestellt werden. Das benötigte Einstauvolumen wurde mathematisch über die Beckengeometrie des Deichbauwerks ermittelt (siehe Punkt 3.1.1 und Punkt 3.1.4). Das Ablassen der eingestauten Wassermenge erfolgt über zwei DN 90 ($d_i = 79$ mm) PE-Leitungen, die jeweils mit einer Klappe versehen sind. Das schnelle Schließ- und Öffnungsverhalten der Klappen erschwert das genaue Einstellen des Ablassvolumenstroms und kann nur bedingt durch eine Messreihe des austretenden Volumenstroms bestimmt werden (siehe Punkt 3.1.5). Da der Auslassvolumenstrom ebenfalls gering ausfällt, wurde nur ein Ablassrohr mit Klappe verwendet. Die für die Hochwassersimulation benötigten Wasserstandsganglinien wurden einmal für den Elbe-Pegel in Magdeburg und den Saale-Pegel in Halle/Trotha berechnet. Das Berechnungsverfahren wird von Dr.-Ing. Roland Haselstein, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, in seinem Werk „Hochwasserschutz an Fließgewässern und ihre Durchsickerung“ hinreichend beschrieben und erläutert. Die Pegeldata wurden einerseits vom LHW in Halle zur Verfügung gestellt, andererseits über das Online-Wetterportal „WetterOnline“ ermittelt. Die Ergebnisse aus den Berechnungen für die einzelnen Anstiegs- und Abstiegszeiten sowie die Scheiteldauer können im Punkt 3.1.3 nachvollzogen werden. Das Auslesen der Messdaten erfolgte am Anfang, in der Mitte und am Ende des jeweiligen Einstauversuchs. Die Daten wurden als Textdatei übermittelt und konnten in das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Excel übertragen werden. Hier erfolgen die Auswertung und die grafische Aufbereitung der Messdaten.

3.1 Berechnungen für Hochwassersimulationen

3.1.1 Berechnung des Einstauvolumens

Die Beckengeometrie ist vor dem ersten Einstauversuch ausgemessen worden und dient somit als Grundlage der nachfolgenden Berechnung. Das Einstaubecken zwischen den vier Deichseiten entspricht idealisiert einem Pyramidenstumpf. Die allgemein gültigen Formeln werden zur Berechnung heran gezogen und eine Bemaßung anhand der Schnittdarstellung in Abbildung 3-1 durchgeführt.

$$V = \frac{h}{3} \cdot (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad (1)$$

h = Höhe des Pegels

A_1 = Fläche Beckenboden

A_2 = Fläche in Abhängigkeit von h

Formel 1 beschreibt das Volumen des Pyramidenstumpfes über die Pegelhöhe und den beiden Flächen A_1 und A_2 .

$$A_1 = a \cdot b = \text{konstant} \quad (2)$$

Die Fläche A_1 ist die untere Fläche des Pyramidenstumpfes und wird für die Berechnungen als konstante Fläche angenommen (Formel 2).

Bemaßung:

a	=	4,00 m
b	=	2,00 m
c	=	13,95 m
d	=	11,40 m
h_{\max}	=	3,00 m

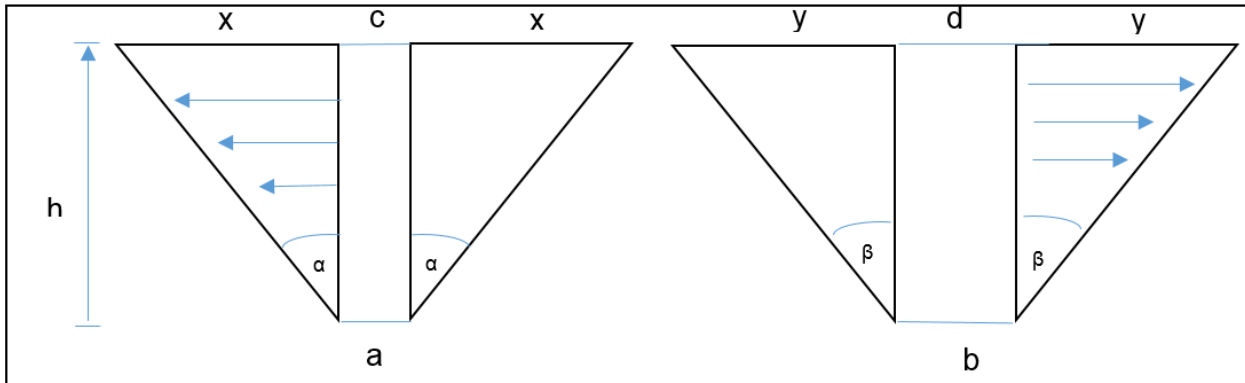


Abbildung 3-1 Schnittdarstellung mit Bemaßung des Deichbeckens

Die Schnittdarstellung zeigt den gesamten Volumenkörper einmal geschnitten an der langen Seite des Pyramidenstumpfes (Abbildung links) und der kurzen Seite (Abbildung rechts).

Die Seiten der Fläche A_2 werden über den jeweiligen Winkel der Böschung und den gewünschten Höhenabschnitt berechnet (Formel 3).

$$A_2 = \text{nicht konstant über } h \quad (3)$$

$$A_2 = c \cdot d$$

$$A_2 = (2 \cdot x + a) \cdot (2 \cdot y + b)$$

mit

$$\tan \alpha = \frac{x}{h} \rightarrow x = \tan \alpha \cdot h$$

$$\tan \beta = \frac{y}{h} \rightarrow y = \tan \beta \cdot h$$

$$A_2 = (2 \cdot \tan \alpha \cdot h + a) \cdot (2 \cdot \tan \beta \cdot h + b)$$

mit

$$\tan \alpha = \frac{c - a}{2 \cdot h_{\max}} \quad \text{und} \quad \tan \beta = \frac{d - b}{2 \cdot h_{\max}}$$

$$A_2 = \left(2 \cdot \frac{c - a}{2 \cdot h_{\max}} \cdot h + a \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{d - b}{2 \cdot h_{\max}} \cdot h + b \right)$$

Die eingesetzte Höhe richtet sich nach der jeweiligen Anstiegshöhe pro Stunde des simulierten Hochwassers.

$$A_2 = A_{\text{neu}(h)} \rightarrow V_{\text{neu}} = \frac{h}{3} \cdot (A_1 + A_{\text{neu}(h)} + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad (4)$$

Mit der neu berechneten Fläche A_2 kann das jeweilige neue Volumen bis zur eingesetzten Höhe berechnet werden (Formel 4).

Die weiteren Berechnungen wurden in Microsoft-Excel durchgeführt und können auf der CD-Rom (Berechnung Ein- und Auslauf Saale/Elbe) eingesehen werden.

3.1.2 Auswertung der Hochwasserstandsganglinien

Für die Hochwassersimulationen der Elbe und der Saale werden die Anstiegsgeschwindigkeit v_{AN} , die Abstiegsgeschwindigkeit v_{AB} und die Scheiteldauer T_{Sch} benötigt. Die erforderlichen Wasserstände wurden zum einen aus Wasserstandsganglinien abgelesen oder aus tabellarischen Pegeldata entnommen (CD-ROM/ Berechnung der An –und Abstiegsgeschwindigkeit). Es erfolgte eine überschätzte Annahme, um Unsicherheiten beim Anstiegs- und Absinkverlauf des Hochwassers mit einzubeziehen. Für Hochwasserschutzdeiche können im Regelfall gemittelte Werte für die Geschwindigkeitsverläufe angenommen werden, da Geschwindigkeitsspritzen oftmals nur lokal auftreten. Die Scheiteldauer beginnt und endet mit dem Übersteigen bzw. dem Unterschreiten des errechneten Scheitelwasserstandes H_{Sch} . Die Gesamtdauer T_G eines Hochwasserereignisses beginnt mit dem ersten deutlichen Abstieg des Wasserstandes und endet beim Erreichen der errechneten Abstiegshöhe H_{AB} . Die Festlegung, dass ein Hochwasser bei der Abstiegshöhe H_{AB} endet, wurde eingeführt, um vorangegangene Trockenperioden und die daraus resultierenden niedrigen Wasserstände vor dem Hochwasser auszugleichen und eine Mittelung vorzunehmen (vgl./ 5/S. 135-136). Für die Charakterisierung von unterschiedlichen Hochwasserstandsganglinien wurden Faktoren für die Berechnung von Scheitelhöhe H_{Sch} und die Abstiegshöhe H_{AB} festgelegt und für die Berechnung heran gezogen (Formel 5).

$$\begin{aligned} H_{Sch} &= X \cdot W_{\max} \\ H_{AB} &= Y \cdot H_{An} \end{aligned} \quad (5)$$

mit $X= 0,90 [-]$ und $Y= 0,80 [-]$

Die nachfolgende Abbildung 3-2 zeigt den Verlauf des Hochwassers (Strichlinie) und die idealisierte Darstellung der einzelnen Hochwasserabschnitte (Linie).

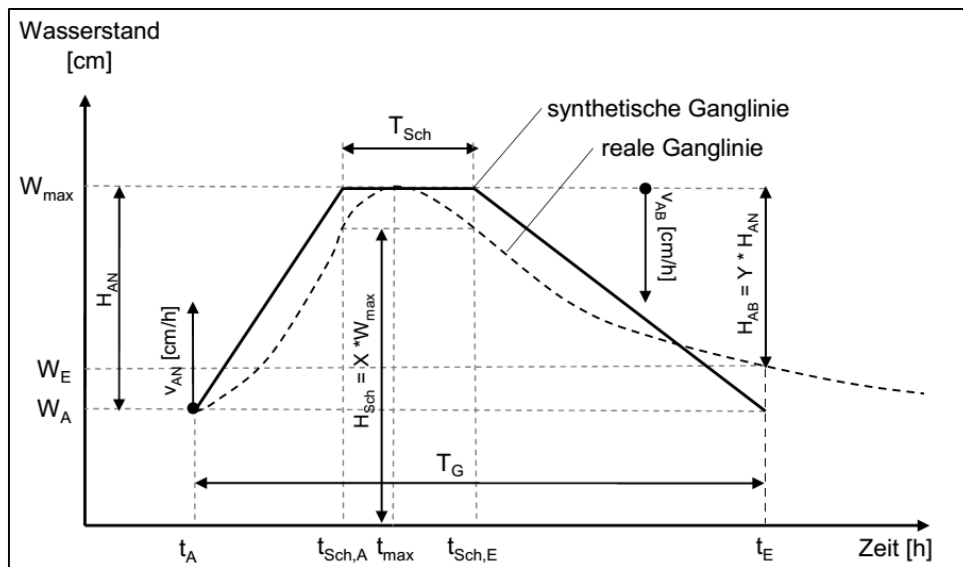


Abbildung 3-2 Parametrisierung einer Hochwasserstandsganglinie (vgl./5, S. 136/)

Die überhöhte Darstellung der idealen Linien sorgt für eine sichere Abschätzung des Hochwassers. In der Tabelle 3-1 werden die dargestellten Abkürzungen erläutert und die Maßeinheiten angegeben.

Tabelle 3-1 Legende für Abbildung 3-2 (vgl./5, S.136 /)

Abkürzung	Erläuterung	Einheit
W_{\max}	maximaler Wasserstand	[cm]
W_E	Wasserstand zum Zeitpunkt t_E	[cm]
W_A	Wasserstand zum Zeitpunkt t_A	[cm]
H_{AN}	Anstiegshöhe des Wasserstands	[cm]
H_{AB}	Abstiegshöhe des Wasserstands	[cm]
H_{Sch}	Scheitelwasserstand	[cm]
X;Y	An- und Abstiegswinkel	[-]
V_{AN}	Anstiegsgeschwindigkeit	$[\frac{cm}{h}]$
V_{AB}	Abstiegsgeschwindigkeit	$[\frac{cm}{h}]$
T_{sch}	Scheiteldauer	[h]
T_G	Gesamtdauer	[h]
t_A	Zeitpunkt zum Hochwasserbeginn	[h]
t_E	Zeitpunkt zum Hochwasserende	[h]
$t_{Sch,A}$	Zeitpunkt zum Scheitelbeginn	[h]
$t_{Sch,E}$	Zeitpunkt zum Scheitelende	[h]
t_{\max}	Zeit bei W_{\max}	[h]

Die ermittelte Anstiegs- und Abstiegsgeschwindigkeit sowie die Scheiteldauer werden als Grundlage für die Hochwassersimulationen verwendet, um einen möglichst realen Verlauf von Hochwasserereignissen nachstellen zu können. Die Ergebnisse der Auswertung der Hochwasserstandsganglinien können in der Tabelle 3-2 eingesehen werden. Die Berechnung erfolgt für die Hochwasserereignisse 2013 an der Elbe in

Magdeburg und der Saale in Halle/Trotha. Aufgrund des Umfangs der Berechnungen wird diese in Microsoft-Excel durchgeführt.

3.1.3 Auswertung der Hochwasserereignisse 2013

Tabelle 3-2 Auswertung der Hochwasserstandsganglinien

Parameter	Abkürzung	Elbe/Magdeburg 2013	Datum	Saale/Halle-Trotha 2013	Datum	Einheit
Wasserstand zum Zeitpunkt t_A	W_A	254,0	25.05	230,0	18.05	[cm]
Maximalpegel	W_{max}	746,0	09.06	802,0	05.06	[cm]
Wasserstand zum Zeitpunkt t_E	W_E	352,4	26.06	344,4	20.06	[cm]
Scheitelwasserstand	H_{Sch}	671,4	26.05	721,8	03.06	[cm]
Zeitpunkt zum Hochwasserbeginn	t_A	0,0	25.05	0,0	18.05	[h]
Zeitpunkt zum Hochwasserende	t_E	744,0	26.06	792,0	03.06	[h]
Gesamtdauer	T_G	744,0		792,0		[h]
Zeit bis zum Maximalpegel	$t_{Sch,max}$	360,0	09.06	432,0	05.06	[h]
Zeitpunkt zum Scheitelbeginn	$t_{Sch,A}$	288,0	06.06	384,0	03.06	[h]
Zeitpunkt zum Scheitelende	$t_{Sch,E}$	408,0	11.06	480,0	07.06	[h]
Abstiegshöhe des Wasserstands	H_{Ab}	393,6		457,6		[cm]
Anstiegshöhe des Wasserstands	H_{An}	492,0		572,0		[cm]
Einstauparameter						
Anstiegsgeschwindigkeit v_{AN}	v_{AN}	1,71		1,49		$\left[\frac{cm}{h}\right]$
Abstiegsgeschwindigkeit v_{AB}	v_{AB}	1,17		1,47		$\left[\frac{cm}{h}\right]$
Scheiteldauer	T_{Sch}	120		96		[h]

Die ermittelten An- und Abstiegsgeschwindigkeiten liegen bei beiden Fällen im Bereich zwischen einem und zwei $[\frac{cm}{h}]$. Die Scheiteldauer unterscheidet sich um 24 Stunden, was den unterschiedlichen Zu- bzw. Abfluss dieser Flüsse verdeutlicht.

3.1.4 Berechnung des Einstauvolumenstroms

Der angestrebte Maximalpegel von ca. 230 cm wird mit der errechneten Anstiegsgeschwindigkeit dividiert, um somit die Zeitdauer für den Wassereinstau zu berechnen.

$$\text{Einstaudauer } T_{\text{Ein}} [\text{h}] = \frac{\text{maximaler Wasserstand im Deich } W_{\text{maxEin}} [\text{cm}]}{\text{Anstiegsgeschwindigkeit } v_{\text{AN}} [\frac{\text{cm}}{\text{h}}]} \quad (6)$$

Da nach dem Einstauversuch I ein Grundwasserspiegel von 40 cm im Deichkörper verbleibt, muss dieses dauerhaft anstehende Wasservolumen in die Berechnungen mit einbezogen werden. Um den Volumenstrom am Einlassventil einstellen zu können, wird die berechnete Wassermenge durch die Einstaudauer dividiert und auf die Messbehälter umgerechnet (10 l Volumenbehälter).

$$\text{Einstauvolumenstrom } \dot{V} [\frac{\text{m}^3}{\text{h}}] = \frac{\text{Wasservolumen } [\text{m}^3]}{\text{Zeitdauer der Hochwasseranstiegs } [\text{h}]} \quad (7)$$

Die errechneten Einstauparameter für die Anstiegs- und Abstiegsgeschwindigkeit können in der Tabelle 3.1.3 eingesehen werden.

3.1.5 Berechnung des Auslassvolumenstroms

Als Grundlage für die Berechnung des Auslassvolumenstroms werden ebenfalls die Berechnungen der Wasserstandsganglinie herangezogen. Über die ermittelte Abstiegsgeschwindigkeit v_{AB} kann der Zeitraum des Ablassvorgangs ermittelt werden. Der am Tag noch anstehende Wasserpegel wird durch die Abstiegsgeschwindigkeit dividiert, sodass die benötigte Zeitdauer in Stunden errechnet wird.

$$\text{Auslassvolumenstrom } \dot{V} [\frac{\text{m}^3}{\text{h}}] = \frac{\text{Wasservolumen } [\text{m}^3]}{\text{Zeitdauer der Hochwasseranstiegs } [\text{h}]} \quad (8)$$

$$\text{Auslassd. } T_{\text{Aus}} [\text{h}] = \frac{\text{max. Wasserstand b. Ablassvorgangs } W_{\text{maxAus}} [\text{cm}]}{\text{Abstiegsgeschwindigkeit } v_{\text{AB}} [\frac{\text{cm}}{\text{h}}]} \quad (9)$$

Die weiteren Umrechnungen auf den 10 Liter Messbehälter erfolgten in Microsoft-Excel. Dabei wird der theoretisch einzustellende Volumenstrom pro Stunde in Abhängigkeit des Pegelstands berechnet. Der Abgleich zwischen Pegellatte und austretendem Volumenstrom ermöglicht ein genaues Kontrollieren des Ablassvorgangs. Weiterführende Berechnungen, wie z. B. der Einfluss der Rohrreibungszahl λ und des Druckverlustbeiwerts ξ wurden in der Vorbereitungsphase für die Hochwassersimulationen durchgeführt. Da der Volumenstrom immer am Ende des Ablasssystems eingestellt und kontrolliert wurde, sind die oben genannten Einflussfaktoren bereits im Volumenstrom zum Zeitpunkt der Messung enthalten. Aus diesem Grund werden diese Einflüsse vernachlässigt und nicht weiter erläutert.

3.2 Beschreibung der Durchführung der Einstauversuche

Im Untersuchungszeitraum vom 01.06.2015 bis zum 22.09.2015 wurden insgesamt drei Belastungsversuche durchgeführt. Dabei ist der Einstauversuch I als Testphase für die Deichmaterialien und die Messtechnik zu verstehen. In den Einstauversuchen wurde zusätzlich zur Aufnahme der Messdaten das Verhalten des Deichkörpers bei der Befüllung und dem Ablassen sowie das Verhalten während der Scheiteldauer untersucht und per Fotodokumentation festgehalten (siehe Anhang/ CD-ROM/ Bilder).

3.2.1 Einstauversuch I

Beim Einstauversuch vom 08.06.2015 bis zum 15.06.2015 stand die allgemeine Funktionsprüfung des Deichbauwerks und der Messtechnik im Vordergrund. Aufgrund der schnellen Anstiegs- und Abstiegsgeschwindigkeit können zusätzlich Erkenntnisse über das Deichverhalten bei schnell ansteigenden und sinkenden Hochwassern gewonnen werden. Den Wetterdaten vor dem Einstauversuch I ist zu entnehmen, dass es keinerlei Niederschlag gegeben hat und somit der Deichkörper trocken gewesen sein muss. Die Wassermenge, die der Deichkörper aufgenommen hat, war deshalb größer. Dieses Aufweichen des Deichkörpers und die noch relativ junge Baustruktur des Deichkörpers führten zur Rissbildung und schließlich zum Böschungsabrutsch an einigen Stellen des Deiches (siehe Fotodokumentation). Dennoch konnten für die analytischen Untersuchungen Wasserproben genommen und Messdaten aufgezeichnet werden. Am 15.06.2015 erfolgten das Ablassen des eingestauten Wassers und die zweite Probenahme für die Wasseranalytik. Die am Grund befindlichen Rohre wurden durch das

Böschungsmaterial überschüttet und verstopfen, sodass ein kontrolliertes Ablassen bei diesem Versuch nicht möglich war.

Die Ablassrohre mussten manuell vom Schlamm befreit werden. Um ein erneutes Verstopfen der Rohre zu verhindern, wurde durch die Firma U&W (Umwelt und Wasserbau GmbH) eine 40 cm lange und 90° steile Verlängerung installiert. Um die Böschung zu stabilisieren, wurde nachträglich eine Schottererschicht auf die wasserseitige Böschungen aufgebracht (siehe Punkt 2.2.4.3) und der Versuchsdeich somit auf den Einstauversuch II vorbereitet.



Abbildung 3-3 Vorbereitungsmaßnahmen Hochwassersimulation

3.2.2 Einstauversuch II (Simulation Elbehochwasser 2013)

Für die Simulation eines realen Hochwasserereignisses wurden die Wasserstandsganglinien des Elbehochwassers 2013 rechnerisch nachvollzogen und ausgewertet (siehe Punkt 3.1.3). Für den Einstauversuch II wurden die Parameter des Elbe-Pegels in Magdeburg heran gezogen. Die Einstauzeit betrug zwei Tage und begann am 08.07.2015. Der Scheitel des Hochwassers wurde auf drei Wochen festgelegt, um eine möglichst genaue und vollständige Sickerlinie durch die Tensiometer und Pegelmesser aufnehmen zu können. Die Einstau- bzw. Auslassgeschwindigkeiten orientierten sich an den errechneten Werten. Der Einstauvolumenstrom musste bei diesem Versuch mehrfach korrigiert und angepasst werden, da der Wasserdruck schwankte. Bei der Kontrolle der Versuchsanlage am 22.07.2015 ist ein Absinken des Wasserstands aufgrund der heißen und trocken Wetterverhältnisse aufgefallen, sodass ein Auffüllen bis auf Ausgangsniveau erfolgte. Am 31.07.2015 wurde mit dem Ablassen

der angestauten Wassermenge begonnen und am 07.08.2015 ist ein Entleeren bis auf 40 cm erfolgt. Der Wasserstand von 40 cm verbleibt dauerhaft im Deichbecken. Die Ablassgeschwindigkeit kann in der Tabelle 4.1.2 eingesehen werden. Der Deichpegel 2.2 zeigte ab dem 23.07.2015 einen Pegel über vier Meter und muss für den nächsten Einstauversuch repariert werden.

3.2.3 Einstauversuch III (Simulation Saalehochwasser 2013)

Der Einstauversuch III wurde am 13.08.2015 begonnen und stellt das Saalehochwasser 2013 am Pegel Halle-Trotha nach. Der Volumenstrom und die damit verbundene Pegelanstiegsgeschwindigkeit wurden nach dem vorher errechneten Wert eingestellt. Die Kontrolle des Einstauvolumenstroms am 14.08.2015 hat ergeben, dass es zu Druckschwankungen im Wassersystem gekommen ist. Der Rückgang des Drucks führte zu einer Unterbrechung der Befüllung. Am 17.08.2015 wurde durch einen Mitarbeiter der MUEG ein starker Wasseraustritt aus den Zuleitungsschläuchen bemerkt und der Einlaufvorgang unterbrochen. Der Einlaufvorgang wurde nach dem Austausch der Schläuche am Mittwoch, den 19.08.2015 beendet und die Wasserproben aus den Pegelrohren genommen. Am 24.08.2015 wurde mit dem Hochwasserabstieg begonnen und die zweiten Wasserproben zur Analyse versendet. Über die Pegellatte konnte der Ablassvorgang kontrolliert werden. Der Ablassvorgang wurde am 28.08.2015 beendet.

4. Auswirkungen der eingebrachten Dichtungen auf den Verlauf der Sickerlinie im Vergleich zu den theoretisch errechneten Sickerwasserverläufen

Die nachfolgenden theoretischen Betrachtungen sollen die Wirkung einer Kerndichtung auf den Verlauf der Sickerlinie durch das Deichbauwerk zeigen. Dazu wird das Näherungsverfahren nach PAVLOVSKY-DACHLER und DAVIDENKOFF angewendet und die Berechnungen werden mit den realen Abmessungen des Versuchsdeichs in Beuna durchgeführt. Die theoretische Betrachtung soll zeigen, in welchen Höhen die Sickerlinie aus dem Deichbauwerk austreten muss.

4.1 Durchsickerung von Dämmen

Bei der Durchsickerung eines Deiches wird die sog. Sickerlinie mit geeigneter Messtechnik aufgenommen. Die sich einstellende Grundwasseroberfläche wird als oberste Stromlinie bezeichnet und ist beim Versuchsdeich in Beuna durch die maximale Wassersäule an der jeweiligen Messstelle im Deichkörper definiert. Die Sickerlinie tritt in der Theorie im unteren Bereich der luftseitigen Böschung aus dem Deichkörper heraus. Während der Einstauversuche konnte dieses heraustreten, beobachtet und dokumentiert werden.



Abbildung 4-1 Austritt der Sickerlinie Deichseite HF3 und Deichecke HF3-HF4

Im rechten Bild ist das Austreten der Sickerlinie in der Deichseite HF3 zu beobachten. Aus welchem Grund die Durchnässung an dieser Seite eine kreisförmige Gestalt aufweist, kann momentan nicht geklärt werden. Beim Rückbau des Deiches kann die Ursache eventuell untersucht werden. Das linke Bild zeigt die Deichecke zwischen HF3 und HF4. Zwischen diesen beiden Dichtungen kann das Sickerwasser ungehindert durch den Deichkörper strömen und unterhalb des Böschungsfußes austreten. Warum die

Sickerlinie nicht im ersten Drittel der Deichböschung austritt, muss weitergehend untersucht werden (vgl./ 1/S. 218).

Die Folgen der Durchströmung sind Bodenausspülungen, Wasserverlust und Schäden am Deichkörper durch das Herausspülen von Sedimenten. Die Austrittshöhe h_a hat direkten Einfluss auf die Standsicherheit der Böschung. Im Allgemeinen gilt, je größer h_a , desto geringer ist die Standsicherheit der Böschung. Die Durchsickerung q je Meter Deichlänge ist ebenfalls ein Kriterium zur Beurteilung bestehender oder geplanter Deichbauwerke (vgl./ 1/S. 218). Die Lage der Sickerlinie und die Durchsickerung sind maßgeblich vom Aufbau des Deichkörpers (Zonendamm, Dräns) sowie den jeweiligen Deichuntergründen mit ihren Durchlässigkeitswerten und der Materialzusammensetzung (homogenes, isotropes Material) abhängig (vgl./ 1/S. 219).

4.1.1 Näherungsverfahren zur Berechnung der Sickerlinie nach PAVLOVSKY-DACHLER und DAVIDENKOFF

In der Abbildung 4-2 ist ein homogener Deich auf einem undurchlässigen Untergrund zu sehen. Dieser Aufbau ist analog der Referenzseite HF1 des Versuchsdeichs. Die Einteilung des Deichkörpers erfolgt in drei Bereiche:

- I. wasserseitiger Keil,
- II. Bereich zwischen dem Eintrittspunkt C der Sickerlinie in den Deich und dem Austrittspunkt M aus dem Deich
- III. wasserseitiger Fußbereich unterhalb der Austrittshöhe $h_a = h_{III}$.

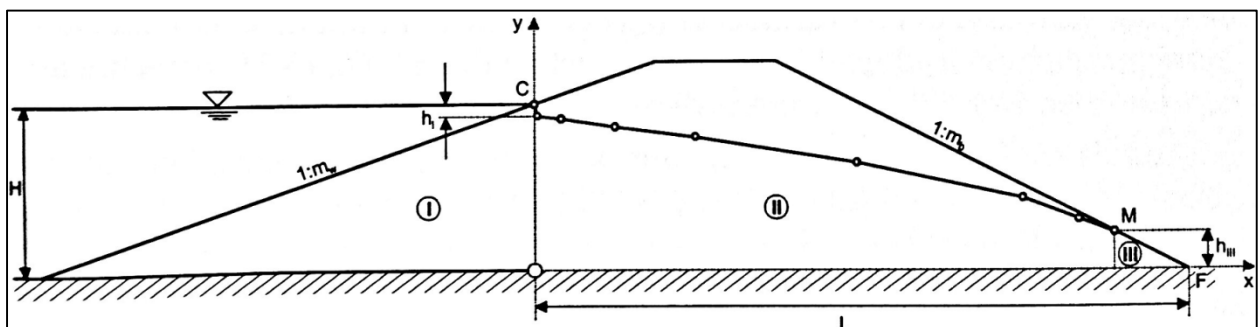


Abbildung 4-2 Verfahren nach PAVLOVSKY-DACHLER für einen homo. Deich mit undurchlässigem Untergrund (vgl./1, S.219/)

Für die Darstellung der Sickerlinie sind die Werte h_I und h_{III} erforderlich. Sie lassen sich über das nachfolgende Diagramm bestimmen. Die erforderlichen Abmessungen und Parameter des Versuchsdeiches in Beuna können aus der Tabelle 4-1 entnommen werden. Die Eingangsgrößen sind durch die Formeln 10 definiert.

Tabelle 4-1 Daten zur Berechnung der Sickerlinie

Abkürzung	Erklärung	Wert	Einheit
L _{HF1}	Weglänge der Sickerlinie HF1	13,19	[m]
L _{HF3}	Weglänge der Sickerlinie HF3 nach DAVIDENKOFF	17,69	[m]
L _{HF2-HF4}	Weglänge der Sickerlinien HF2 - HF4 nach DAVIDENKOFF	17,90	[m]
H	Wasserpegel	ca. 2,30	[m]
m _b	Böschungsneigung landseitig	2,0	[-]
m _w	Böschungsneigung wasserseitig	2,0	[-]
h _I	Eintrittshöhe der Sickerlinien	siehe Berechnung	[m]
h _{III}	Austrittshöhe der Sickerlinien	siehe Berechnung	[m]
h _a	Austrittshöhe	siehe Berechnung	[m]
b _k	Breite der Dichtung	0,5	[m]
k _f	k _f -Werte des Deichkörpers	10 ⁻⁸	$\left[\frac{m}{s}\right]$
k _f	k _f -Werte der Dichtung	10 ⁻⁹	$\left[\frac{m}{s}\right]$

In den Deichseiten HF2, HF3 und HF4 befindet sich jeweils ein 0,5 Meter breiter Dichtungskern, der die Sickerlinie in ihrem Verlauf stören soll. Für die grafische Darstellung und theoretische Berechnung der Austrittshöhe wird das Ersatzsystem nach DAVIDENKOFF für Deiche mit Kerndichtung in die Berechnungen mit einbezogen. Dabei ist die Breite der Kerndichtung um das Verhältnis $b_k \cdot \frac{k_f}{k_{fK}}$ zu vergrößern.

$$\frac{L}{m_b \cdot H} \quad \text{und} \quad m_b \cdot \left(1,12 + \frac{1,93}{m_w}\right) \quad (10)$$

Die in den Formeln 10 beschriebenen Zusammenhänge werden als Eingangswerte in dem Diagramm 4-3 verwendet.

$$\text{Deichseite HF1:} \quad \frac{13,19}{2,0 \cdot 2,30} = 2,87 \quad \text{und} \quad 2 \cdot \left(1,12 + \frac{1,93}{2}\right) = 4,17$$

$$\text{Deichseite HF3:} \quad \frac{18,19}{2,0 \cdot 2,30} = 3,95 \quad \text{und} \quad 2 \cdot \left(1,12 + \frac{1,93}{2}\right) = 4,17$$

$$\text{Deichseiten HF2 - HF4:} \quad \frac{18,40}{2,0 \cdot 2,30} = 4,00 \quad \text{und} \quad 2 \cdot \left(1,12 + \frac{1,93}{2}\right) = 4,17$$

Die Berechnung der Weglänge L erfolgt über die jeweilige Abmessung der Deichseiten und des oberen und unteren Durchmessers des Einstaubbeckens. Die Berechnung erfolgt analog den Formeln zur Berechnung des Einstauvolumens (siehe Punkt 3.3.1) und kann auf der CD-ROM in der Excel-Tabelle (Berechnungen nach PAVLOVSKY-DACHLER-DAVIDENKOFF) nachvollzogen werden.

Über die Formeln 10 können Werte ermittelt und über die zugehörigen Kurven im Diagramm 4-3 kann ein Schnittpunkt abgelesen werden. Durch Ablesen der Werte auf der X- und Y- Achse können die Werte h_I/H und h_{III}/H bestimmt werden.

Deichseite HF1:

$$h_I/H = 0,04 \quad \rightarrow h_I = 2,30 \cdot 0,04 = 0,092 \text{ m}$$

$$h_{III}/H = 0,16 \quad \rightarrow h_{III} = h_a = 2,30 \cdot 0,16 = 0,368 \text{ m} \quad \textbf{Austrittshöhe}$$

Deichseite HF3:

$$h_I/H = 0,035 \quad \rightarrow h_I = 2,30 \cdot 0,035 = 0,0805 \text{ m}$$

$$h_{III}/H = 0,115 \quad \rightarrow h_{III} = h_a = 2,30 \cdot 0,115 = 0,265 \text{ m} \quad \textbf{Austrittshöhe}$$

Deichseiten HF2 und HF4:

$$h_I/H = 0,028 \quad \rightarrow h_I = 2,30 \cdot 0,028 = 0,064 \text{ m}$$

$$h_{III}/H = 0,100 \quad \rightarrow h_{III} = h_a = 2,30 \cdot 0,100 = 0,230 \text{ m} \quad \textbf{Austrittshöhe}$$

Die Höhe h_I ist der der Startpunkt der errechneten Sickerlinie. Dieser beginnt unterhalb des Punktes C (siehe Abbildung 4-2). Die Punkte h_I und h_{III} stellen Energieverlusthöhen infolge der Durchströmung dar. Gleichzeitig entspricht die Höhe h_{III} der Austrittshöhe der Sickerlinie. Die Weglängen der Sickerlinie ergeben sich aus der Geometrie des vermessenen Deichkörpers vor dem ersten Einstauversuch. Abweichungen und Ungenauigkeiten können durch die angewendete Messmethode (Maßband) sowie die Veränderung der Deichgeometrie nach dem Abrutschen der Deichböschungen entstanden sein. Durch das Ablesen der Werte aus Abbildung 4-3 sind Ungenauigkeiten

in der Berechnung enthalten, können aber aufgrund des Näherungsverfahrens vertreten werden.

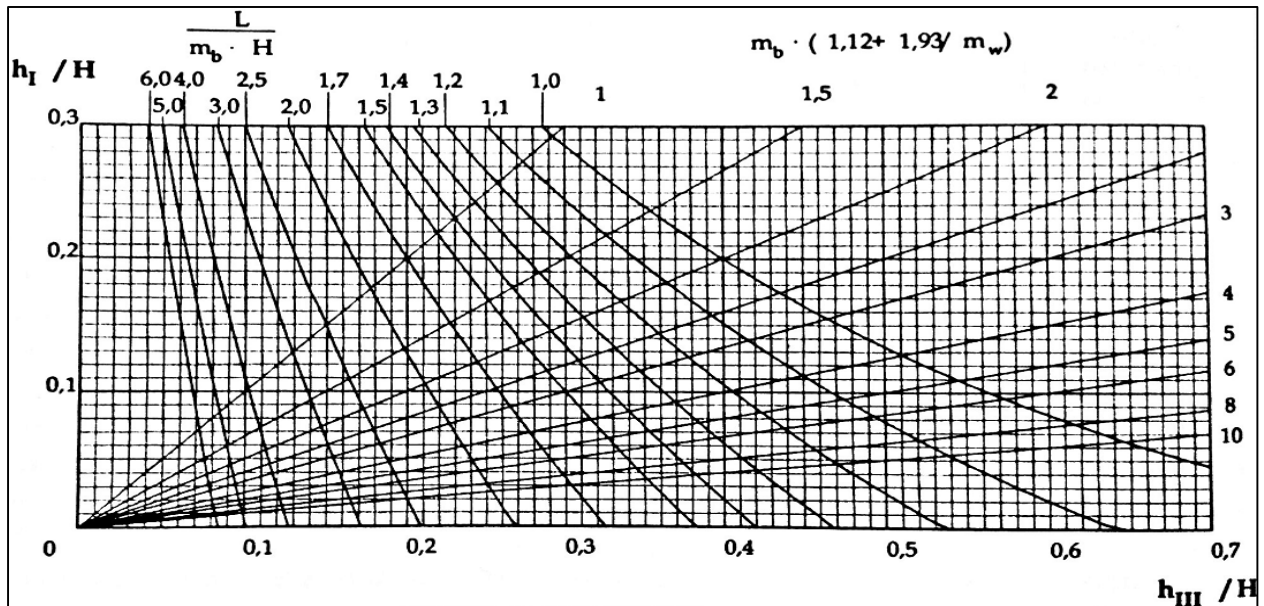


Abbildung 4-3 Berechnung der Sickerlinie nach PAVLOVSKY-DACHLER
(vgl. /1,S.220/)

Gleichung der Sickerlinie nach PAVLOVSKY-DACHLER:

$$y^2 = (H - h_I)^2 - \frac{2 \cdot h_{III}}{m_b} \cdot x \quad (11)$$

gültig für C-M siehe Abbildung 4-2

Deichseite HF1: $y^2 = (2,30 - 0,092)^2 - \frac{2 \cdot 0,368}{2,0} \cdot x \rightarrow y = \sqrt{4,875 - 0,368 \cdot x}$

Deichseite HF3: $y^2 = (2,30 - 0,081)^2 - \frac{2 \cdot 0,265}{2,0} \cdot x \rightarrow y = \sqrt{4,926 - 0,265 \cdot x}$

Deichseiten HF2 u. HF4: $y^2 = (2,30 - 0,064)^2 - \frac{2 \cdot 0,230}{2,0} \cdot x \rightarrow y = \sqrt{5,000 - 0,230 \cdot x}$

Die Abbildungen 4-4 und 4-5 zeigen Diagramme, die den Verlauf der theoretischen Sickerlinie mit und ohne Kerndichtung nach PAVLOVSKY-DACHLER verdeutlichen. Für die Berechnung der Deichseiten HF2, HF3 und HF4 wurde das Ersatzsystem nach DAVIDENKOFF berücksichtigt.

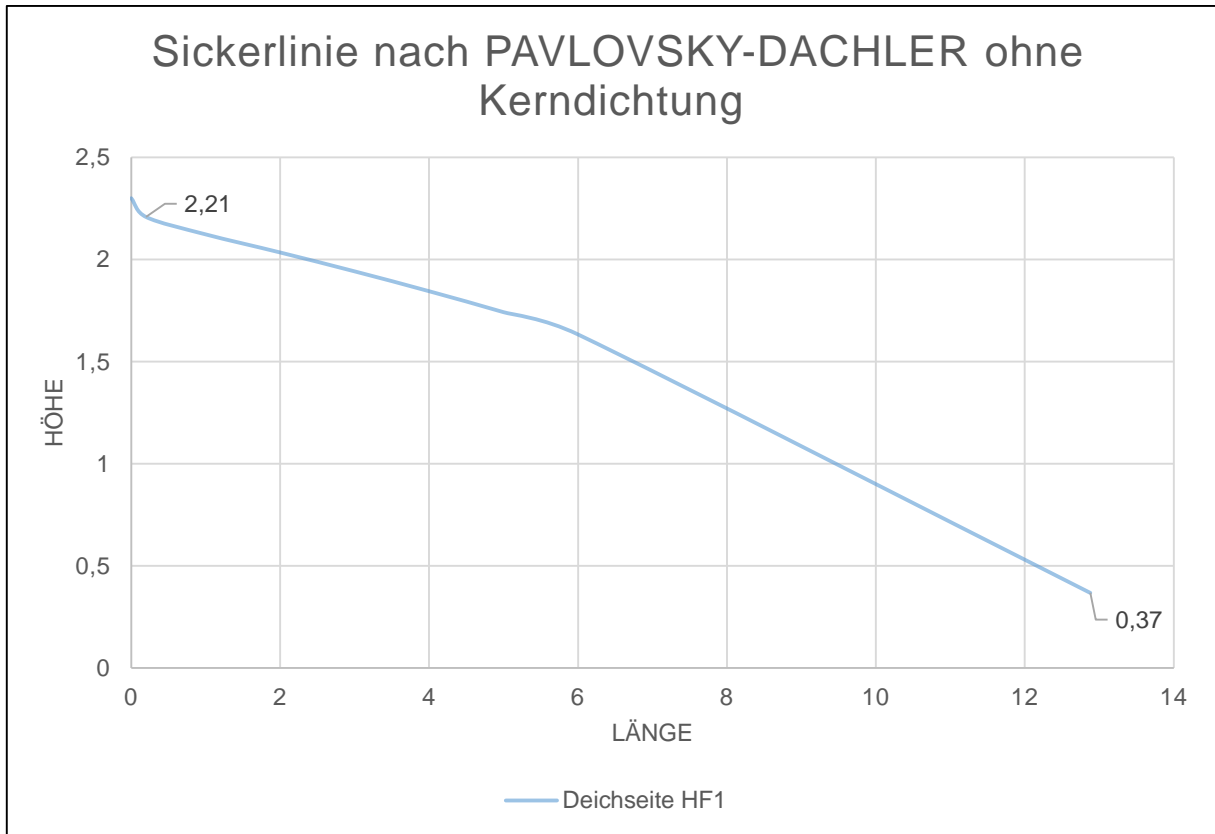


Abbildung 4-4 Verlauf der theoretischen Sickerlinie Deichseite 1

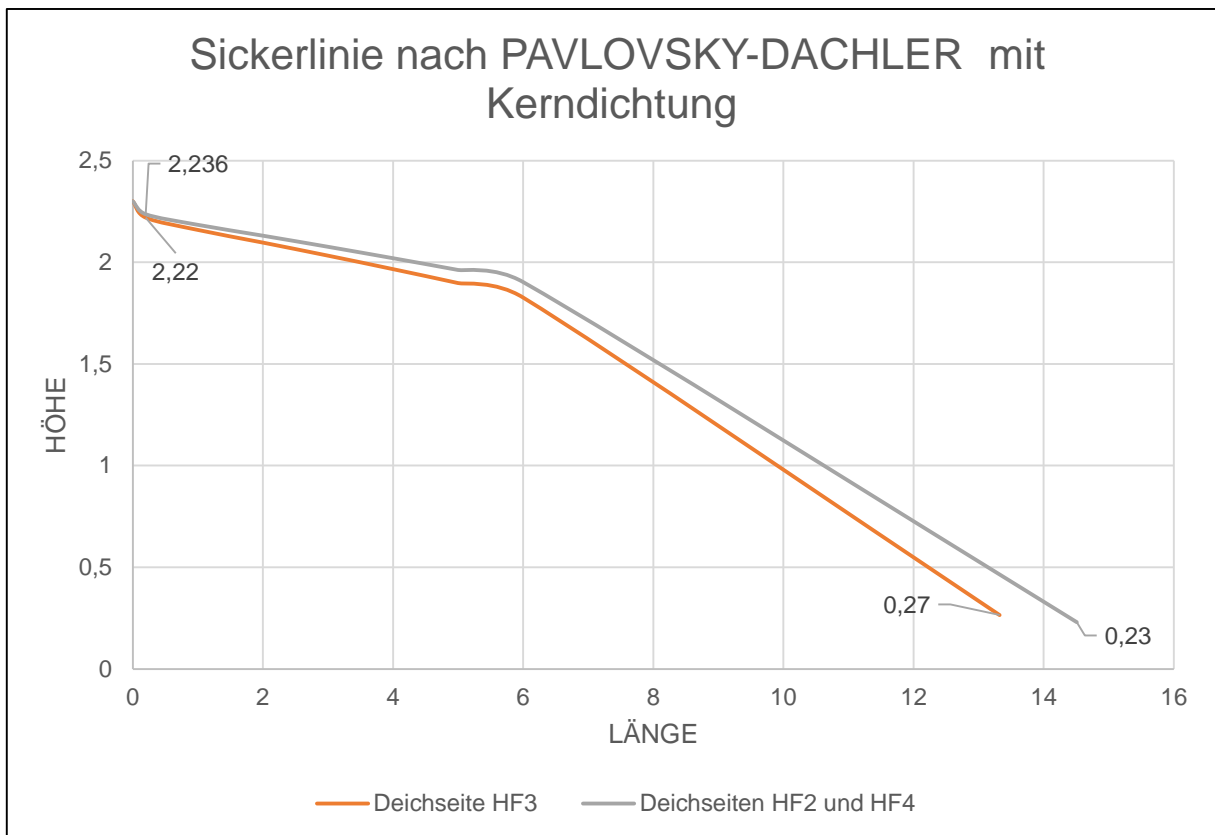


Abbildung 4-5 Verlauf der theoretischen Sickerlinien Deichseite 2, 3 und 4

Die theoretische Betrachtung der Sickerlinie zeigt, dass die Austrittshöhe h_{III} bei allen Deichseiten mit Kerndichtung eine geringere Austrittshöhe aufweist. Somit kann die theoretische Wirksamkeit bestätigt werden. Der Austritt der Sickerlinie erfolgt bei allen vier Deichseiten im unteren Drittel der landseitigen Böschung. Der anfangs beschriebene Austritt in der Deichaufstandsfläche stellt somit eine Anomalie dar und muss weiter untersucht werden. Die unterschiedlichen Weglängen der Deichseiten HF2, HF3 und HF4 ergeben sich aus den verschiedenen Längenverhältnissen der Deichseiten und der Anwendung des Ersatzsystems nach DAVIDENKOFF.

4.1.2 Auswertung der Hochwassersimulation

Die in der Tabelle 4-2 aufgezeigte Zusammenfassung zeigt die erreichten Parameter der einzelnen Hochwassersimulationen. Die errechneten Vorgaben aus der Tabelle 3-2 wurden nicht immer eingehalten. Dies ist auf die jeweiligen Gegebenheiten (Wasserdruckschwankung, Böschungsabbruch, Ansprechverhalten der Klappen) sowie veränderte Untersuchungsparameter (Langzeitverhalten Einstauversuch II) zurück zu führen. Auf die ermittelten Versuchsergebnisse haben diese Veränderungen aber keinen Einfluss.

Tabelle 4-2 Zusammenfassung der Versuchsparameter

Einstauversuch	I Funktions- prüfung	II Elbe/Magdeburg 2013	III Saale/Halle- Trotha 2013	Einheit
Einstauvolumen	168,75	112,0	107,0	[m ³]
Maximalwasserpegel	229,0	231,0	239,0	[cm]
Anstiegszeit	7,5	48	98	[h]
Anstiegsgeschwindigkeit	30,5	4,8	2,4	[$\frac{cm}{h}$]
Scheiteldauer	6	21	5	[d]
Pegel Beginn Ablassen	216,0	222,1	229,0	[cm]
Abstiegszeit	9,5	168	96	[h]
Abstiegsgeschwindigkeit	22,7	1,3	2,4	[$\frac{cm}{h}$]

4.1.3 Verlauf der im Versuch ermittelten Sickerlinien

4.1.3.1 Auswertung der Messtechnik

Für die Aufnahme der Sickerlinie im Deichkörper können die Pegelmesser sowie die Tensiometer ausgewertet werden. Um eine Darstellung über die im Deichkörper stehende Wassersäule zu erhalten, müssen die aufgenommenen Druckwerte der Tensiometer in cm Wassersäule umgerechnet werden. Hierfür wird in Microsoft-Excel eine Kalibrierkurve erstellt und mit den ausgegebenen Formeln die Umrechnung vorgenommen. Die umgerechneten Werte können nun mit den Pegelständen in den nachfolgenden Grafiken zur Darstellung einer Sickerwasserverlaufslinie genutzt werden. Die Feuchtigkeitssensoren „SMT 100“ können aufgrund ihres „trägen“ Ansprechverhaltens nur bedingt zur Auswertung heran gezogen werden. Das geordnete Ansprechen der Feuchtesensoren, beginnend von der wasserseitigen Böschung und endend an der landseitigen Böschung, bestätigt den Verlauf der Sickerlinie. Die erreichten Feuchtigkeitswerte geben Aufschluss über die Restfeuchte im Deichkörper, bevor der nächste Einstauversuch gestartet wird. Die meteorologischen Beobachtungen geben Aufschluss über das eventuelle Eintreten von Feuchtigkeit in den Deichkörper und können im Einzelfall in die Auswertung mit einbezogen werden.

4.1.3.2 Auswertung des Einstauversuch I

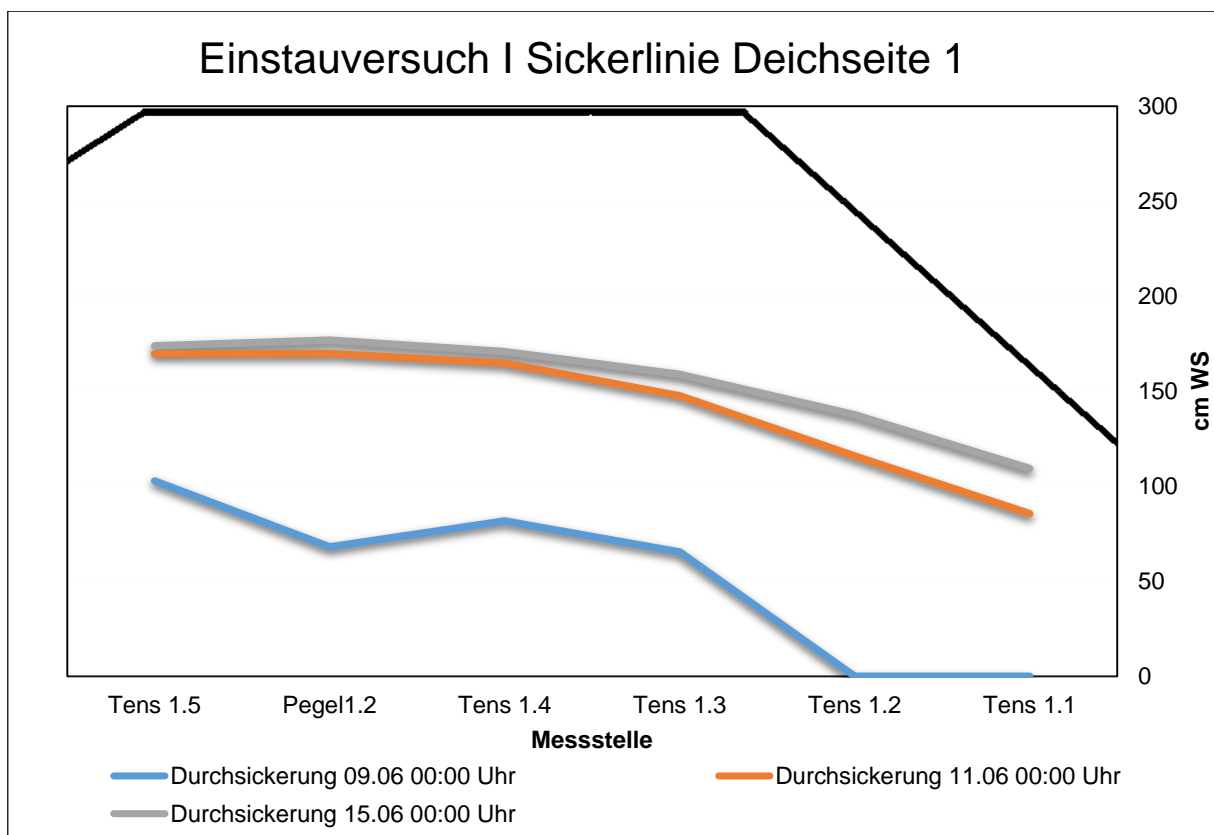


Abbildung 4-6 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 1

Die Deichseite HF1 ist als Referenzseite angelegt und besitzt deshalb keine Kerndichtung. Es kann angenommen werden, dass es sich hierbei um einen nicht sanierten Deich handelt. Die drei dargestellten Sickerlinien zeigen den Verlauf am Anfang, in der Mitte und am Ende des Einstauversuchs I. Deutlich zu erkennen ist das Ansteigen der Austrittshöhe über den zeitlichen Verlauf des Hochwasserscheitels. Der Vergleich zwischen theoretischer Austrittshöhe und gemessener Austrittshöhe zeigt, dass eine deutlich höhere Wassersäule am Messpunkt Tens. 1.1 aufgezeichnet wurde, was für ein höheres Austreten der Sickerlinie aus dem Deichkörper spricht. Bestätigt wird dieser Sickerwasseraustritt durch die feuchten Erdstellen an der landseitigen Deichböschung (siehe Fotodokumentation/ DSCN7524/).

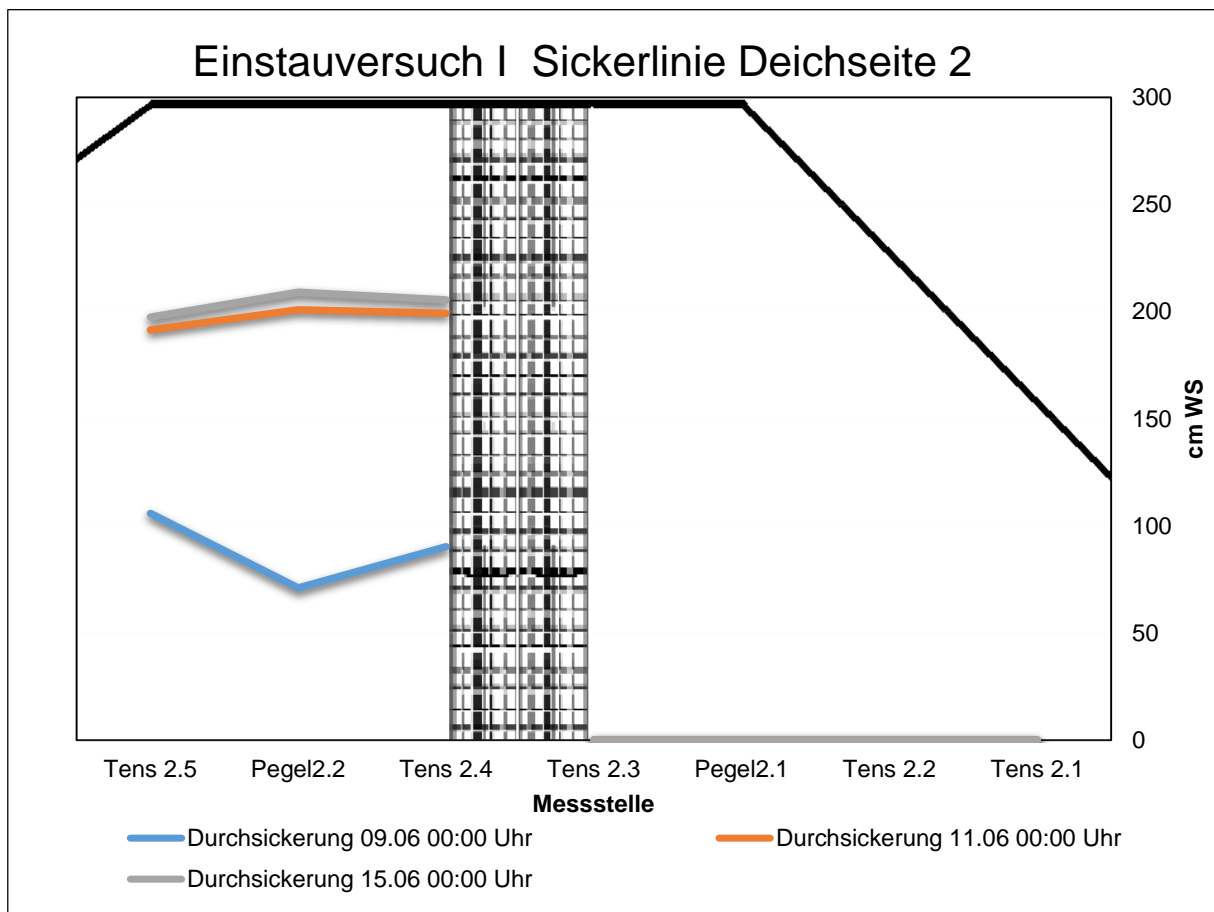


Abbildung 4-7 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 2

Die Deichseite HF2 mit einem hydrologischen Fenster aus Kies und Sand hat eine Kerndichtung aus Wasser und Asche im Verhältnis von 1:1. Über den gesamten Einstauversuch ist hinter der Kerndichtung keinerlei Sickerwasser aufgetreten und auf der landseitigen Böschung konnte kein Sickerwasseraustritt nachgewiesen werden.

Das „junge“ Deichbauwerk ist zum Zeitpunkt vor dem ersten Einstauversuch noch nie mit Wasser in Kontakt gekommen. Auch die trockenen Witterungsverhältnisse der vergangen

Wochen haben zu einer geringen Grundfeuchtigkeit im Bauwerk geführt. Aus den aufgezeichneten Bodenfeuchtigkeitswerten der SMT 100 Bodenfeuchtesensoren lässt sich eine durchschnittliche Feuchtigkeit von 20 Prozent ablesen, was auch die große Wasseraufnahme des Deichkörpers begründet. Die eingebrachte Kerndichtung verhindert zuverlässig das vollständige Durchsickern des Bauwerks und stabilisiert somit die Deichseite HF2.

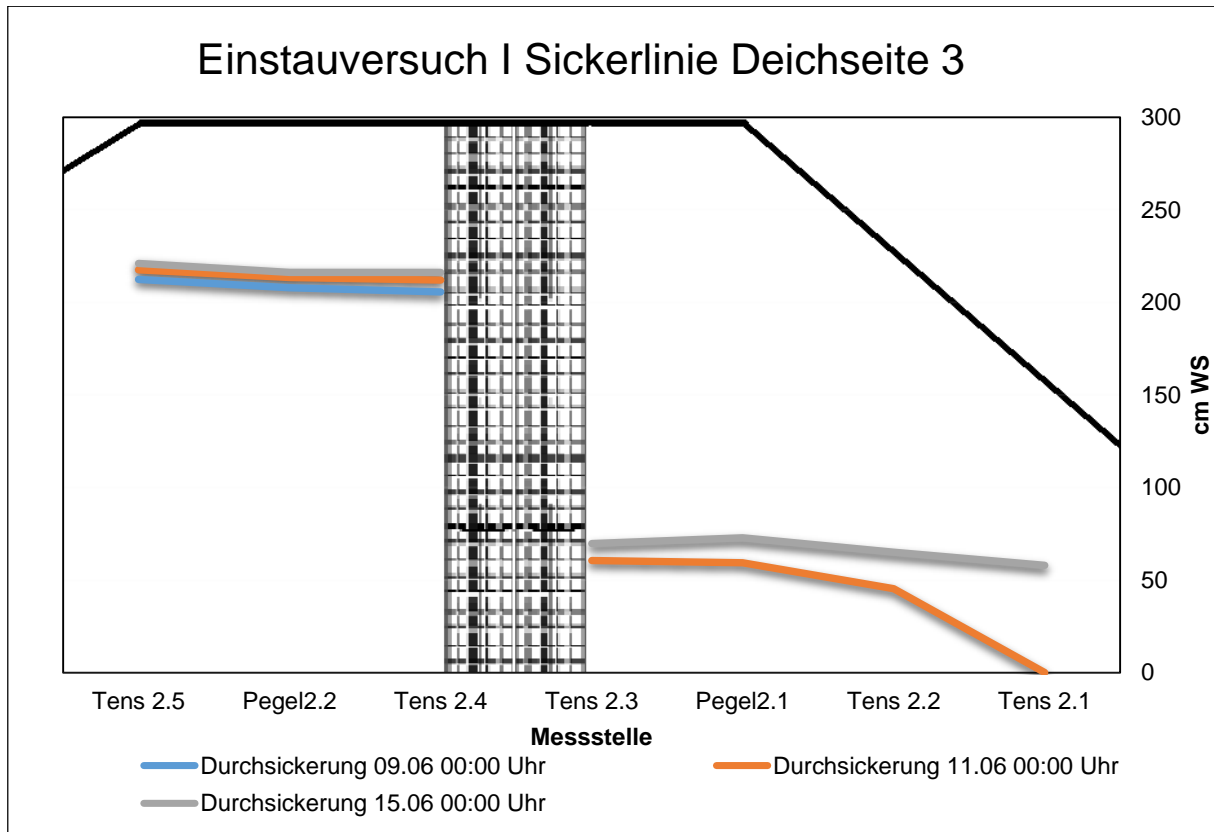


Abbildung 4-8 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 3

Die Deichseite HF3 besteht aus einem Kies-, Sandgemisch und einem Betonrecyklat und hat eine Kerndichtung aus Wasser und Asche im Verhältnis von 1,3:1. Die Sickerlinie tritt schnell nahe dem Maximalwasserpegel in das Deichbauwerk ein. Bereits am 11.06.2015 ist Sickerwasser hinter der Kerndichtung zu verzeichnen. Bis zum Ende des Einstauversuchs erhöht sich dieser Wert nochmals und führt zu einer deutlich höheren Wassersäule im Messpunkt Tens 2.1. Der Austritt der Sickerlinie erfolgt jedoch nicht wie theoretisch berechnet im ersten Drittel der Böschung sondern unterhalb des eigentlichen Deichkörpers (siehe Fotodokumentation/ DSCN7569 und DSCN7567/). Auch der benachbarte Deichbogen zwischen den Deichseiten HF3 und HF4 weist feuchte Stellen an der Basisschicht auf, was für eine Durchsickerung der Aufstandsfläche des Deichkörpers sprechen könnte.

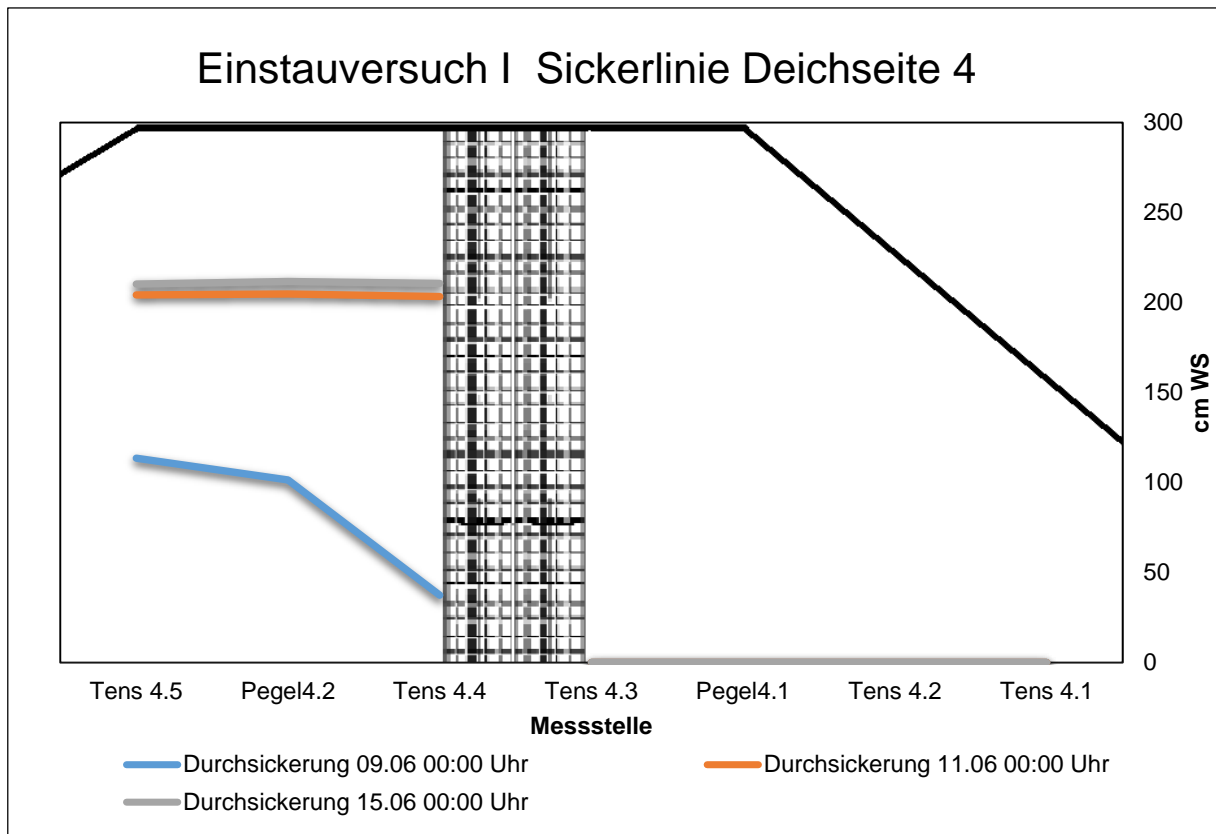


Abbildung 4-9 Einstauversuch I, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 4

Die Deichseite HF4 besteht aus einem Kies-, Sandgemisch und einem Ziegelrecyclat und hat eine Kerndichtung aus Wasser und Beton im Verhältnis 1,5:1. Diese Deichseite kann ebenfalls als Referenzseite angesehen werden, da diese Betondichtungen in der Praxis bereits verwendet werden. Die Sickerlinie zeigt ein ähnliches Verhalten wie die Deichseite HF2, die aus Wasser und Asche hergestellt worden ist. Bis zum Ende des Einstauversuchs I kann kein Sickerwasser nach der Kerndichtung nachgewiesen werden. Auch die Kontrolle der landseitigen Böschung hat keinen Sickerwasseraustritt auf der landseitigen Böschung ergeben.

4.1.3.3 Einstauversuch II

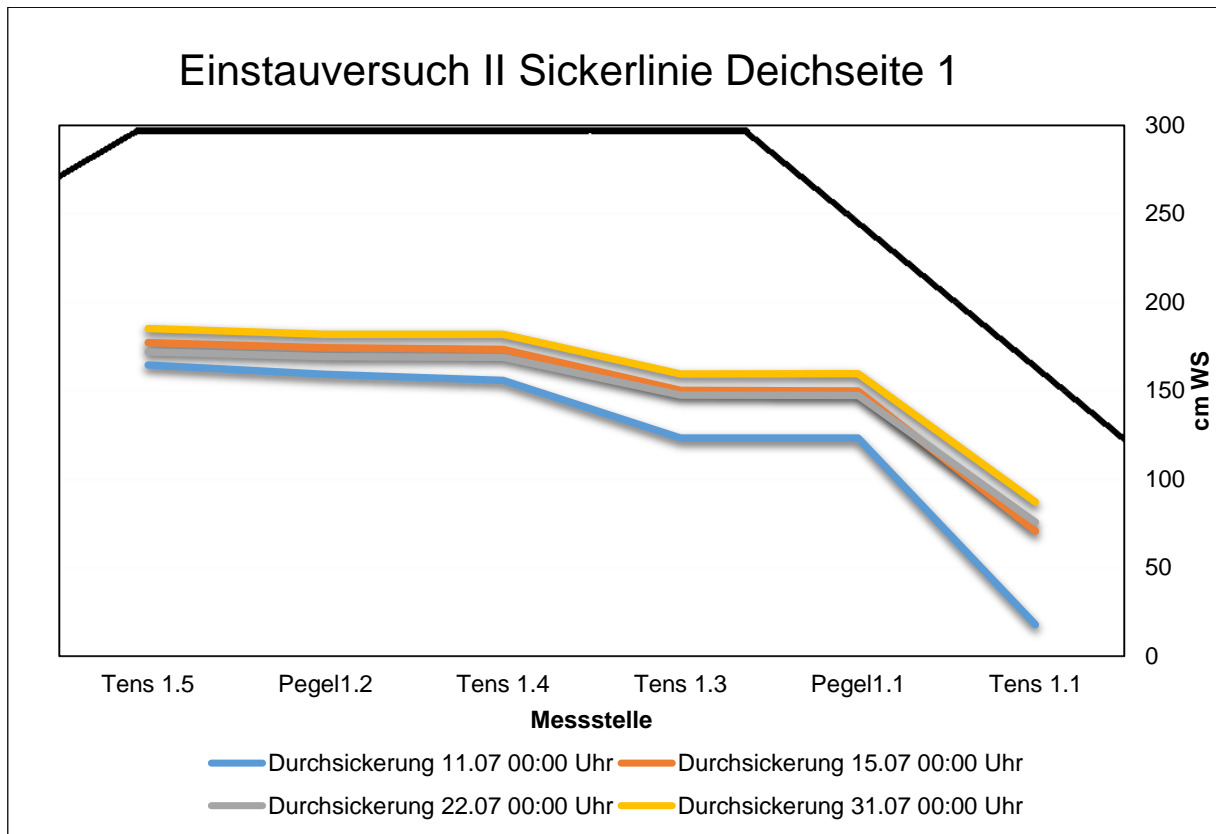


Abbildung 4-10 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 1

Im Einstauversuch II war die Restfeuchte im Deich deutlich höher als beim Einstauversuch I, da sich das Bauwerk mit Wasser vollgesogen hat. Der zeitliche Abstand zwischen den Versuchen reichte nicht aus, um ein vollständiges Abtrocknen zu erreichen. Die auftretenden Sickerlinien des dreiwöchigen Hochwasserscheitels zeigen in der Referenzseite eine gleichmäßige Durchsickerung des gesamten Deichbauwerks. Dennoch ist der Eintritt der Sickerlinie nicht so hoch wie bei den Deichseiten mit Kerndichtung. Ein Aufstauen des Sickerwassers vor den Kerndichtungen könnte eine mögliche Ursache hierfür sein. Der Austritt der Sickerlinie erfolgt wieder im ersten Drittel der landseitigen Böschung und zusätzlich unterhalb in der Deichaufstandsfläche (siehe Fotodokumentation/ DCN7632/).

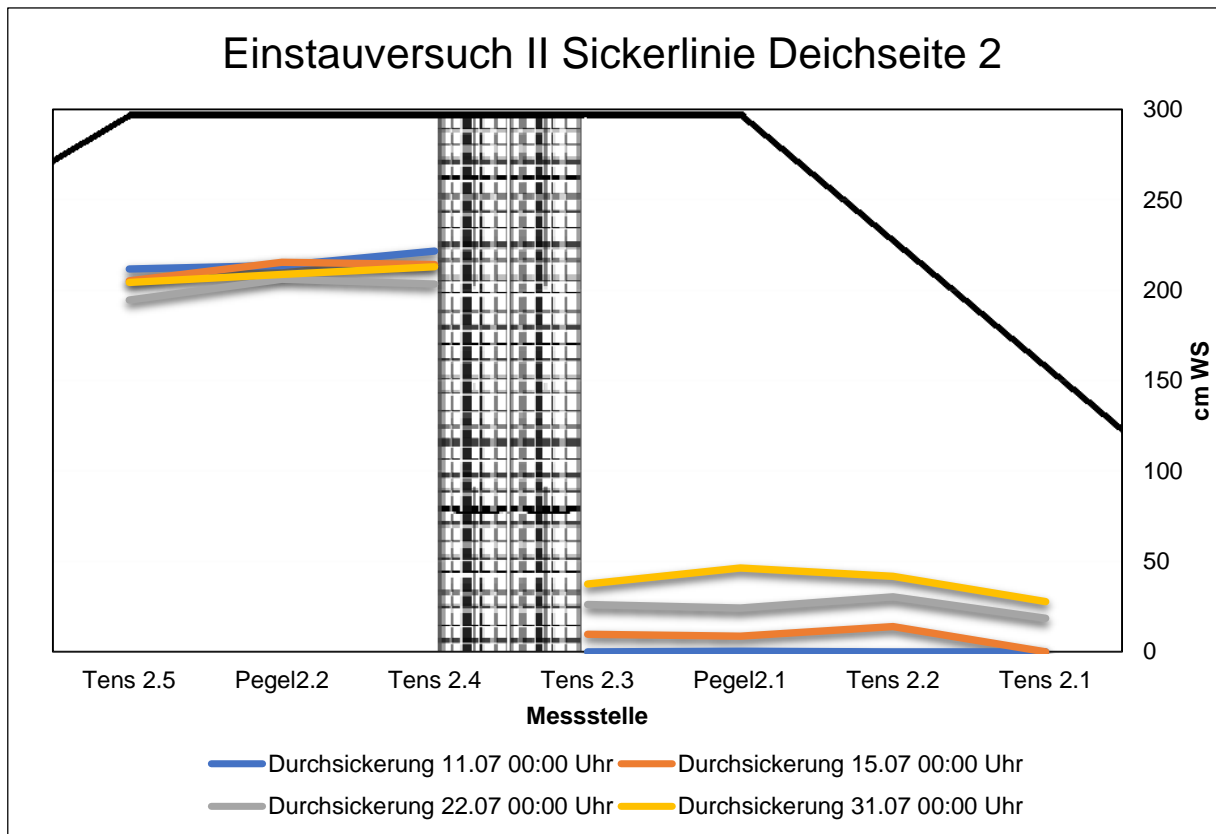


Abbildung 4-11 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 2

Der Einstauversuch begann am 08.07.2015 und nach sieben Tagen konnte das erste Mal Sickerwasser hinter der Kerndichtung der Deichseite HF2 aufgezeichnet werden. Diese Wassersäule erhöhte sich bis zum Ende des Hochwasserscheitels auf ca. 50 cm am Messpunkt Pegel 2.1. Ein Austreten der Sickerlinie konnte bei mehrfacher Begutachtung nicht festgestellt werden. Die abfallende Tendenz der Sickerlinien im Messpunkt Tens 2.1 spricht für einen geringeren Sickerwasseranfall am Ende des Böschungsfußes.

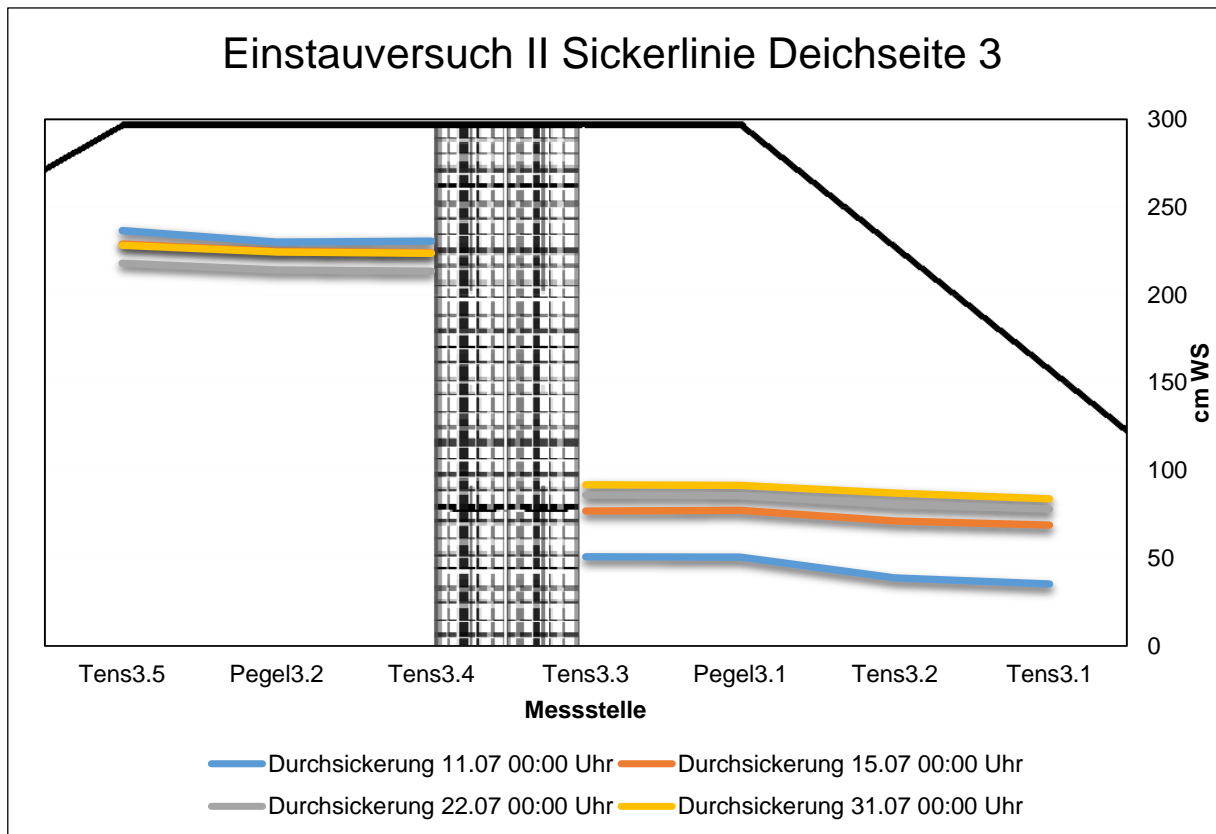


Abbildung 4-12 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 3

Wiederholt tritt das Sickerwasser in der Deichseite HF3 nahe dem Maximalwasserpegel in das Deichbauwerk ein und steigt hinter der Kerndichtung auf einen Wert zwischen 80 und 90 cm Wassersäule an. Der Sickerwasseraustritt ist ebenfalls wieder deutlich an der Aufstandsfläche zu erkennen (siehe Fotodokumentation/ DCN7634/). Auch die Aufstandsfläche zwischen der Deichseite HF3 und HF4 ist wieder auffallend durchnässt und lässt den Schluss einer Fehlstellung im Deichaufbau an dieser Ecke des Deiches zu. Das „Umlaufen“ des Wassers um die Kerndichtung kann ebenfalls nicht ausgeschlossen werden. Hierfür spricht das schnelle und gleichmäßige Ansprechen der Messstellen hinter der Dichtung.

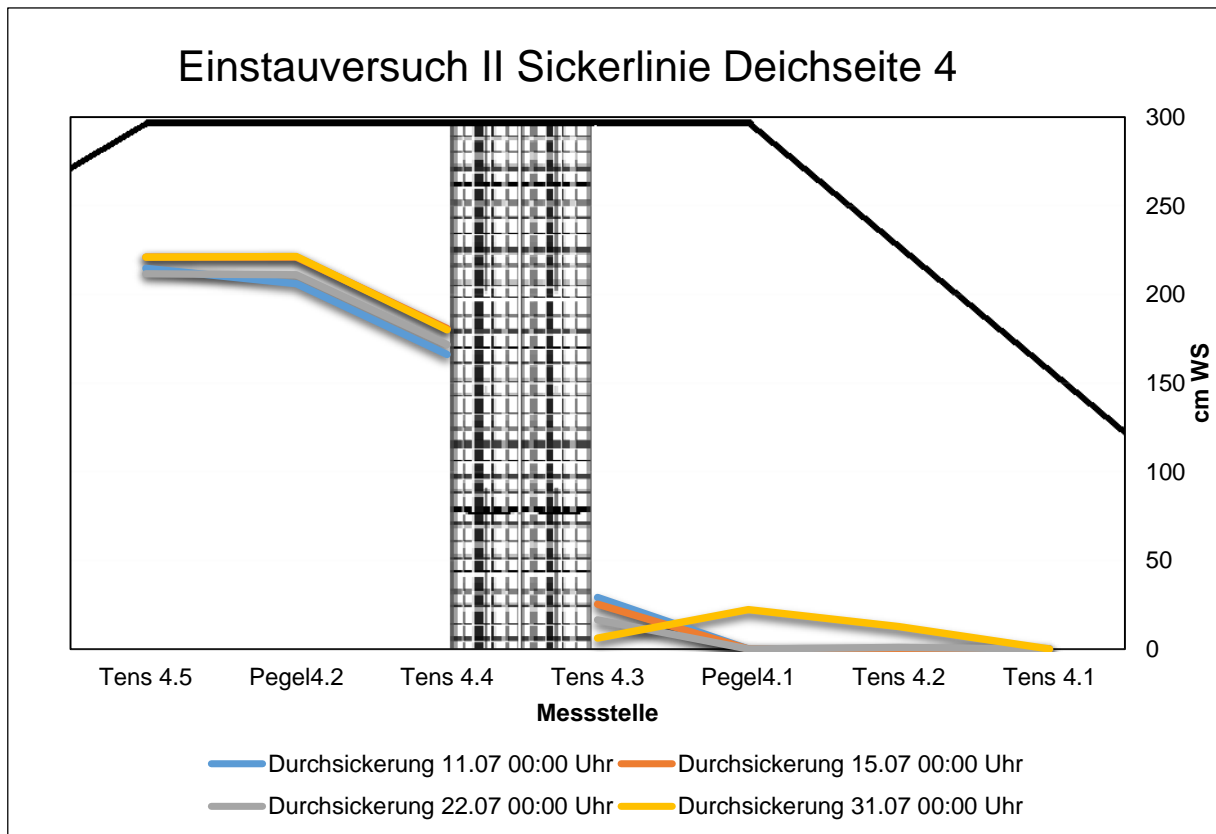


Abbildung 4-13 Einstauversuch II, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 4

Die Referenzseite mit der Kerndichtung aus Wasser und Beton zeigt starken Sickerwasserabfall bereits vor der Kerndichtung, was für eine schlechtere Gesamtdurchlässigkeit des hydrologischen Fensters sprechen kann. Die nach der Kerndichtung aufgetretenen Sickerwassermengen bewegen sich in einem geringen Bereich und gehen zum Ende des Versuchs gegen Null. Ein Austritt der Sickerlinie konnte nicht festgestellt werden.

4.1.3.4 Einstauversuch III

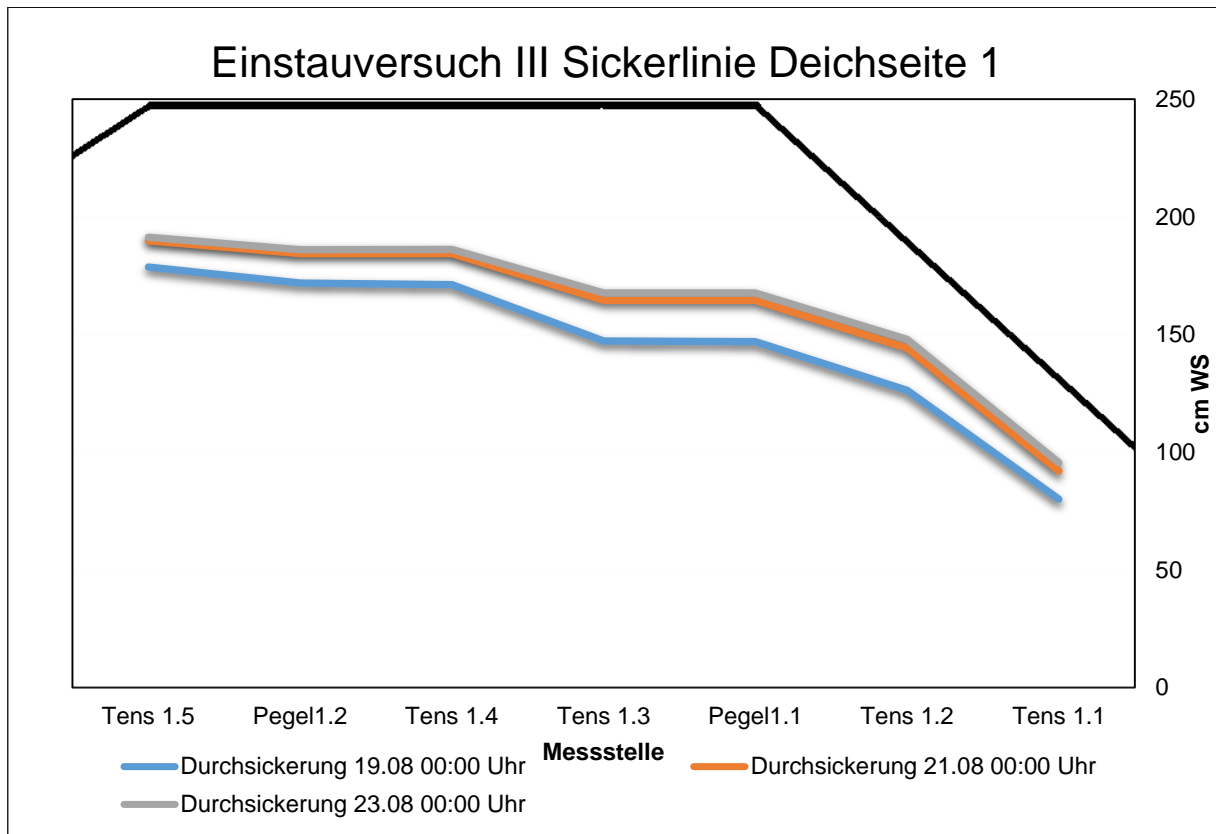


Abbildung 4-14 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 1

Der Einstauversuch III simuliert, wie bereits beschrieben, den Hochwasserverlauf in Halle/Trotha im Jahr 2013. Bei diesem Versuch gilt zu berücksichtigen, dass die erhöhten Eingangswerte am 19.08.2015 aus der kurzen Trocknungsperiode zwischen dem Einstauversuch II und dem Einstauversuch III resultieren. In der Referenzseite bestätigt sich der Sickerlinienverlauf der voran gegangenen Versuche. Die Dokumentation des Sickerlinienaustritts ist durch das anhaltende Regenwetter und der daraus resultierenden feuchten Oberfläche des gesamten Deichkörpers in diesem Versuch nicht möglich.

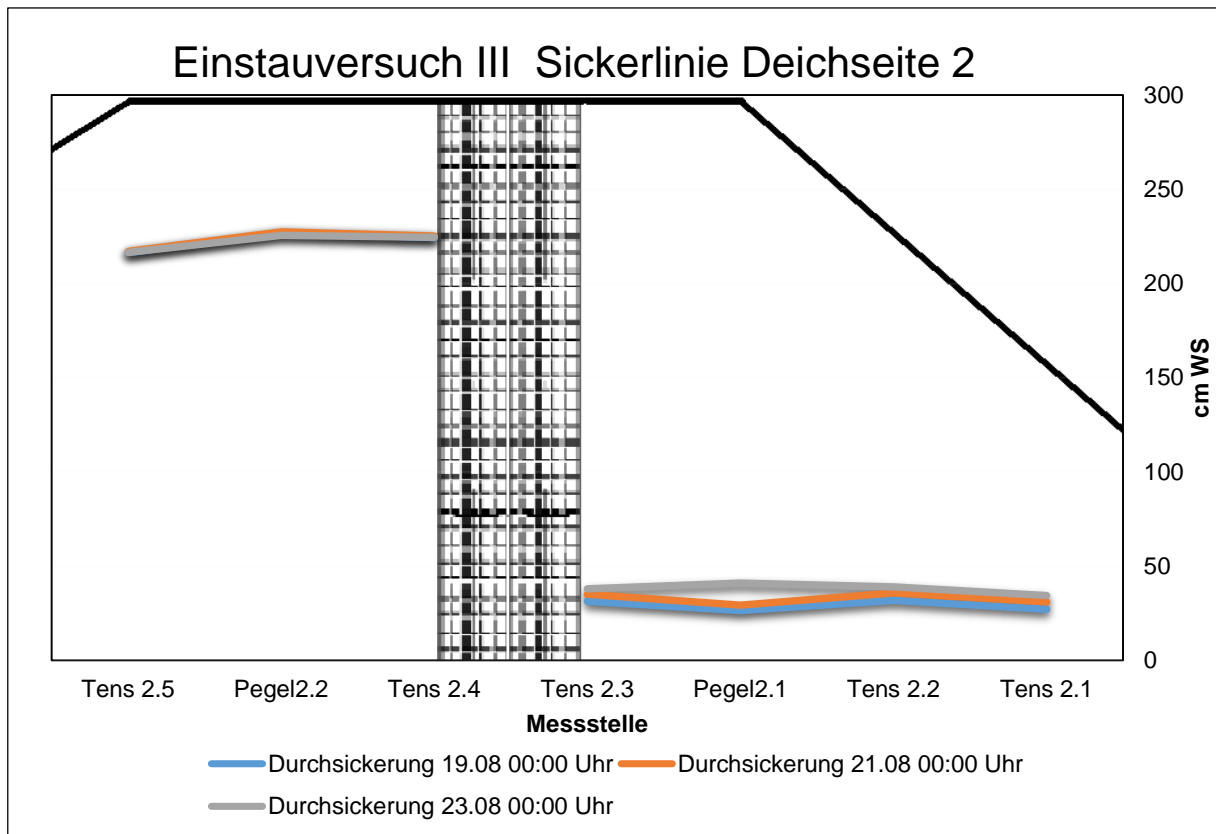


Abbildung 4-15 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 2

Die Wasser-Asche-Dichtung in der Deichseite HF2 senkt den Sickerwasserpegel hinter der Kerndichtung wieder deutlich. Das etwas schnelle Auftreten von Sickerwasser am 19.08.2015 lässt sich ebenfalls mit der kurzen Trocknungsphase zwischen den Versuchen begründen. Auch der Einfluss des starken Niederschlags muss für diesen Versuch berücksichtigt werden.

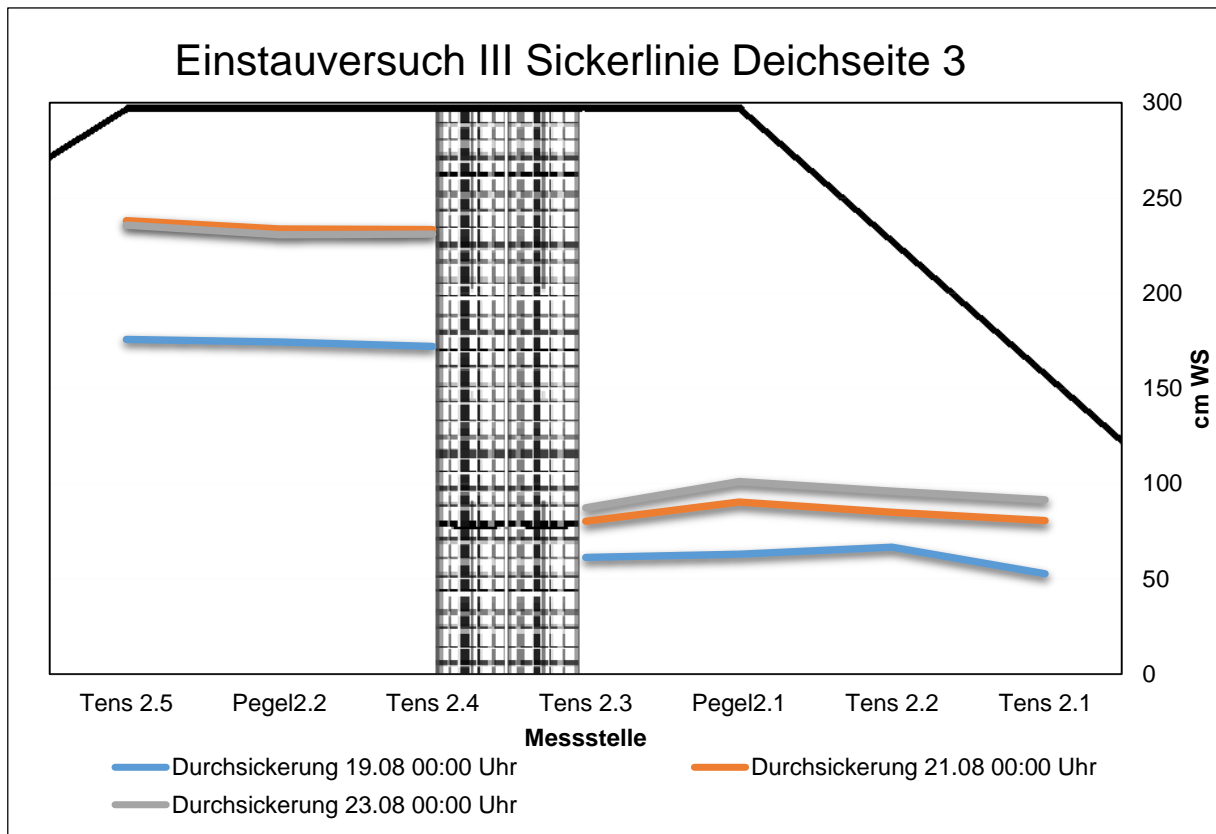


Abbildung 4-16 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 3

Der wiederholte Eindrang von Sickerwasser nach der Kerndichtung bestätigt die eventuelle Fehlstellung im Aufbau dieser Deichseite. Ein weiterer Grund für den erhöhten Sickerwasseranfall könnte das Verhältnis Wasser zu Asche darstellen. Bei der Herstellung dieser Kerndichtung wurde das Wasser-Asche-Verhältnis von 1,3:1 gewählt. Grund hierfür waren die fehlenden Erfahrungen, wie sich diese Aschegemische mit dem MIP-Verfahren einbauen lassen. Bei der Deichseite HF2 wurde anschließend das Wasser weiter reduziert, da sich die Dichtungseigenschaften bei gemindertem Wasseranteil verbessern und das Verfahren mit dem relativ steifen Material keine Probleme zeigte. Für diesen Zusammenhang spricht auch das bessere Dichtungsverhalten der Deichseite HF2.

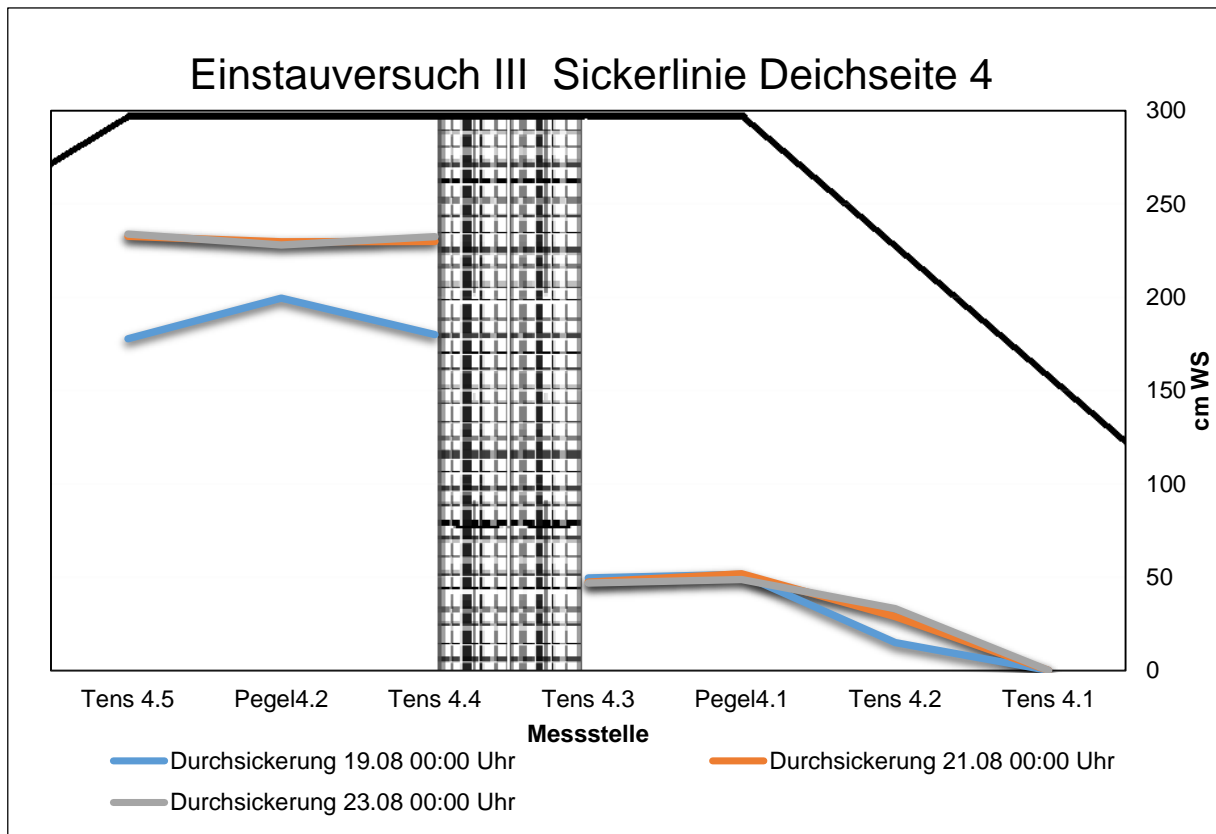


Abbildung 4-17 Einstauversuch III, Verlauf der Sickerlinie Deichseite 4

Der starke Sickerwasserabfall vor der Kerndichtung hat sich in diesem Versuch nicht wiederholt. Die Kerndichtung sperrt das auftretende Sickerwasser deutlich ab und senkt die gemessene Wassersäule auf etwa 40 bis 50 cm. Das Abfallen der Sickerlinien im Messpunkt Tens 4.1 zeigt über den zeitlichen Verlauf des Einstauversuchs den Rückgang des Sickerwasseranfalls.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem Versuchsdeich in Beuna können Hochwasserereignisse simuliert und ausgewertet werden. Der Vergleich zwischen einem unsanierten Altdeich ist mit der Referenzseite HF1 möglich und gibt direkten Aufschluss darüber, wie sich die Sanierung mit Kerndichtungen als Dichtungssystem auf den Verlauf der Sickerlinie auswirkt. Des Weiteren kann ein direkter Vergleich zwischen den in der Praxis bereits angewendeten Kerndichtungen aus Beton durchgeführt werden. Mit der veränderten Höhe des Sickerlinienaustritts lassen sich Rückschlüsse auf die Gesamtstabilität des Deichbauwerks ableiten.

Nach heutigem Ergebnisstand können Deichbauwerke mit Kerndichtungen aus mitteldeutschen Braunkohlefilteraschen saniert werden. Diese Erkenntnis resultiert aus dem direkten Vergleich mit der Kerndichtung aus Beton, welche dem Stand der Technik entspricht. Die geringen Unterschiede in der Häufigkeit des Sickerwasseranfalls und dem zeitlichen Auftreten des Sickerwassers hinter der jeweiligen Kerndichtung kann nicht ausschließlich auf die Dichtungselemente zurückgeführt werden. Abschließende Untersuchungen werden diese Problematik weiterführend prüfen. Der Versuchsdeich in Beuna hat den Eignungsnachweis der Dichtungssysteme erbracht.

Die wasseranalytischen Untersuchungen haben zum Zeitpunkt des Zwischenstandsbericht am 02.09.2015 keinerlei negativen Einfluss auf die Wasserqualität ergeben, sodass hier ebenfalls nichts gegen den Einsatz der Braunkohlefilteraschen als Bindemittel spricht.

Die weiteren Einstauversuche im September 2015 müssen in die abschließende Bewertung mit einbezogen werden. Hierbei werden nochmals veränderte Einstaubedingungen auf den Deichkörper und die Kerndichtungen wirken. Der systematische Rückbau des Deichkörpers und die nachträglichen Untersuchungen der Dichtungselemente Ende 2015 bis Anfang 2016 sollen weitere Erkenntnisse liefern, wie und in welchem Umfang die hydraulischen Belastungen auf die einzelnen Elemente des Deichkörpers gewirkt haben.

Die technische Funktionalität, die Umweltverträglichkeit und die geringeren Kosten für eine Kerndichtung aus mitteldeutschen Braunkohlefilteraschen in Verbindung mit dem Kreislaufwirtschaftsgesetz sprechen für den Einsatz dieser alternativen Ausführungsvariante bei der Sanierung von Deichanlagen.

Anlagenverzeichnis

- Anlage 1 Prüfprotokoll k_f -Wertbestimmung, Firma IHU Gesellschaft für Ingenieur-, Hydro- und Umweltgeologie mbH
- Anlage 2 Prüfprotokoll Eignungsprüfung tieferreichende Bodenvermörtelung nach DIN EN 12716 Bestimmung der Durchlässigkeit in der Triaxialzelle bei konstantem hydraulischen Gefälle nach DIN 13130-1 eines Bodensuspensionsgemisches, Firma TBR Technologiezentrum GmbH & Co. KG
- Anlage 3 Bestimmung der Durchlässigkeit bei konstantem hydraulischen Gefälle, Firma MUEG

Literatur und Quellverzeichnis

Buch

- / 1 / Heinemann, Ekkerhard; Feldhaus, Rainer: Hydraulik für Bauingenieure, Köln, 2003

Internetrecherche

- / 2 / www.dbu.de/ab/DBU-Abschlussbericht-AZ-20949.pdf
/ 3 / <http://www.unendlich-viel-energie.de/strommix-deutschland-2014>

Dissertationen, Diplomarbeiten, Master- und Bachelorarbeiten, Forschungs- und Entwicklungsberichte

- / 4 / Fröhlich, Raiko: Masterarbeit: Untersuchungen zur Verwendbarkeit von Baustoffgemischen mit Braunkohlefilteraschen als nachträgliche Innendichtung bei der Sanierung bestehender Hochwasserschutzanlagen, Weimar, 2013
/ 5 / Haselsteiner, Roland: Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, München, 2007

Berichte

- / 6 / Abfallwirtschaft GmbH Halle-Lochau: Endbericht für das Forschungs- und Entwicklungsvorhaben Deponie Halle-Lochau, Schkopau/ OT Döllnitz, keine Datumsangabe

Normen

- / 7 / DIN 19712:2013-01: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern, 2013
/ 8 / Merkblatt DWA-M 507-1: Deiche an Fließgewässern, Teil1: Planung, Bau und Betrieb,12/2012
/ 9 / Merkblatt DWA-M 512-1: Dichtungssysteme im Wasserbau, Teil1: Erdbauwerke, 02/2012

Gesetze

/ 10 / Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz - WHG):
(BGBl. I S. 1724), 31.07.2009, geändert 15.11.2014

Produkt-/Dienstleistungsinformationen und –datenblätter, Veröffentlichungen

/ 11 / Heinz, Dietmar; Steiniger Felix: Messkonzept zum Pilotprojekt:
Versuchsdeich Beuna, Hochschule Merseburg, 03/2015

/ 12 / Umwelt-Geräte-Technik GmbH: Dokumentation Versuchsdeich Beuna,
Müncheberg, 2015

/ 13 / Umwelt-Geräte-Technik GmbH: Datenblatt Bodenkunde, Sensorik für
Bodenfeuchte, elektrische Leitfähigkeit und Sauerstoffgehalt, Müncheberg,
keine Datumsangabe

/ 14 / Heinz, Dietmar; Steiniger Felix: Datenblatt: Probenahmeausrüstung,
detaillierter Messablauf im Pegelrohr, Hochschule Merseburg, 03/2015

Tabellenbuch

/ 15 / Herr Horst; Bach, Ewald, Maier, Ulrich: technische Physik, Formeln und
Tabellensammlung, Haan-Gruiten, 2012

Richtlinien:

/16/ BRB: Richtlinien Recycling-Baustoffe, Duisburg 03/2006