

TU UB



Diplomarbeit

Untersuchungen von Steindeckwerken zur Sicherung eines Damm-Überströmbeckens

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines

Diplom-Ingenieurs

Unter der Leitung von

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

und

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Markus SCHÜLL

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie – Forschungsbereich Wasserbau eingereicht an der Technischen Universität – Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Lozko KOLEV

Matrikelnummer 1029238

Wien, im Januar 2015

.....

Matr.nummer 1029238

Danksagung:

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die durch ihre fachliche und persönliche Unterstützung zum Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen haben.

Besonders Dank gebührt Herrn Univ.-Prof. Dr. techn. Peter Tschernutter und Herrn Univ. Ass Dipl.-Ing. Markus Schüll für die Betreuung meiner Diplomarbeit und den zahlreichen wissenschaftlichen Ratschlägen, welche stets zur Verbesserung der Arbeit beigetragen haben. Ebenfalls bedanke ich mich bei meinem bulgarischen Betreuer Ass. Dipl. –Ing. Tonyo Cholakov für seine fachlich orientierte Konstruktionsunterstützung.

Acknowledgement:

At this point I would like to thank all those who with their professional and personal support to the success of this master thesis have contributed to it.

Special thanks to Univ.-Prof. Dr. techn. Peter Tschernutter and Univ. Ass Dipl.-Ing. Markus Schüll for the supervision of my thesis and the numerous scientific advices, which were always to improve the work contributed. Also I am grateful to Ass. Dipl. –Ing. Tonyo Cholakov for his technically oriented construction support.

Inhaltverzeichnis:

1. Einführung

	1.1 <u>Historische Entwicklung</u>	1
	1.2 <u>Allgemein</u>	1
	1.3 <u>Anwendungsgebiet</u>	2
	1.3.1 Hochwasserentlastung an Rückhaltbecken	2
	1.3.2 Untersteuerte Einlaufbauwerke	2
	1.3.3 Notentlastung an Fließgewässer	3
	1.4 <u>Regelung bei Dimensionierung von Hochwasseranlagen</u>	4
	1.4.1HWA wird bei BHQ1 dimensioniert	4
	1.4.2 Nachwies der Sicherheit bei Extremhochwasser(BHQ2)	4
	1.5 Zielsetzung und Vorgehenwiese	4
2	Bauweisen für überströmbare Dämmen	5
	2.1. De character in La charde connector	~
	2.1 Deckwerke in Lockerbauweise	
	2.1.1 Steinsatz:	5
	2.1.1.1 Konstruktiver Aufbau.	6
	2.1.1.2 Materialien	6
	2.1.1.3 Kenngrößen	7
	2.1.1.4 Unterbau des Deckwerks (Filtern)	9
	2.1.2 Steinschuttung	10
	2.1.2.1 Konstruktiver Aufbau	11
	2.1.2.2 Kenngrößen	.12
	2.1.2.5 Besondernehen	.12
		12
	2.2.1 Konstruktiver Aufbau	12
	2.2.2 Besonderheiten	13
	2.3 Geogittermatratzen und Steinkorbei	14
	2.4 <u>Grasbewuchs</u>	14
	2.5 <u>Neuartige Bauweisen</u>	16
	2.5.1 Mastix-Schotter	16
	2.5.2 Verbundbauweisen	
	2.5.2.1. Verbundene Rasengittersteine	
	2.6 <u>Geogewebeschläuche</u>	17
	2.7 <u>Schlaufenlösung</u>	18
	2.8 Anforderungen an Überstömstrecken	.19

3.	Strömungsverhältnisse im Überflutungsbereich	.20
	3.1 <u>Qualitative Beschreibung</u>	.20
	3.2 <u>Wichtige Parametern</u>	.20
	3.2.1 Steinform	.20
	3.2.2 Rauheits- und Lagerungsparameter	21
	3.3 <u>Überströmung des Deckwerks;</u>	24
	3.3.1 Qualitative Beschreibung	.24
	3.3.2 Turbulente Grenzschichte	25
	3.3.3 Luftkonzentration	.26
	3.3.4 Hydraulische Berechnungen und Fließgesetze der Rauhgerinneströmung .	.26
	3.3.5 Deckwerksdurchstromung	30
4.	Stabilität überströmter Deckwerk	32
	4.1 Grundkonzeption	.32
	4.2 <u>Belastungsarten</u>	.32
	4.3 Lastabtragung;	.32
	4.4 Versagensmechanismen	.34
	4.4.1 Allgemein	.34
	4.4.2 Einfluss von Sickerströmungen	.36
	4.4.3 Erosionssicherheit	.36
	4.4.3.1 Rückschreitende Erosion	.37
	4.4.3.2 Ausbildung der Fußsicherung gegen rückschreitende Erosion	.37
	4.5 <u>Stabilität eines Einzelsteins</u>	.38
	4.5.1 Konzept der kritischen Schubspannung	.38
	4.5.2 Ansatz des Kräfte- oder Momentengleichgewicht	.39
	4.5.3 Empirische Gleichungen	39
	4.5.4 Ubersicht übergängige Bemessungsformeln	.40
	4.5.5 Vergieich der Bemessungsformeln	49
	4.6 Stabilität des Deckwerks als Gesamtsystem;	55
	4.6.1 Grundkonzeption bei dem Steinsatz	55
	4.6.2 Grundkonzeption bei der Steinschüttung	.58

5. Dynamische Stabilitätsanalyse60
5.1 <u>Einzelsteins</u>
5.1.1 Allgemein
5.1.2 Abgränzung der Steinform61
5.1.2.1 Steinschüttung
5.1.2.2 Steinsatz63
5.1.3 Turbulente Strömung im Deckwerke63
5.1.4 Zusammenstellung der beteiligten Kräfte64
5 1 4 1 Wirkende Kräfte 65
5.1.4.1.1 Steinsatz
5.1.4.1.2 Steinschüttung
5.2 Gesamtsystem
5.2.1 Grundkonzention 73
5.2.1 Grundkonzeption
5.2.2 Zusammenstellung der beteiligten Kräfte
5.2.3 Herleitung der dynamische Kräfte
5.2.4 Kräfte im Unterbau
6 Experimentalle Untersuchungen 70
6. Experimentene Ontersuchungen
6.1 Allgemeines
6.2 Zielsetzung
6.3 Aufbau des Versuchsmodells
6.4 <u>Maßtab</u>
6.5 <u>Messarten</u>
6.6 <u>Versuch</u>
6.6.1 Beschreibung der Versuche84
6.5.1.1 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch № 1
6.5.1.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch № 285
6.5.1.3 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch № 386
6.5.1.4 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch № 487
6.5.1.5 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch № 588
6.5.1.6 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch № 689

7.	Mus	terbeispiel von Hochwasserrüchhaltbecken "Angsüß"90
7.1	Festl	egung des Freibords
	7.1.1	Windstau90
	7.1.2	Wellenauflauf90
	7.1.3	Berechnung der Wellenparameter nach DVWK Merkblatt 246/199791
7.2	<u>Grur</u>	ndablass - Dimensionierung
	7.2.1	Technische Daten
	7.	2.1.1 Bestimmungen der charakteristischen Höhen
	7.2.2	Einlaufbauwerk93
	7.2.3	Einlaufrechen
	7.	2.3.1 Gestaltung und Bemessung – Rechenanlagen
	7.	2.3.2 Rechenkonstruktion
	7.2.4	Durchlass - Hydraulische Grundlagen95
	7.	2.4.1 Gestaltung des Durchlasses95
	7.	2.4.2 Berücksichtigung von örtlichen Verlusten
	7.2.5	Dimensionierung der Durchflussquerschnitte
	7.2.6	Verschlussbereich
	7.	2.6.1 Freier Ausfluss aus Schützenöffnung
	7.2.7	Auslaufbauwerk mit Energieumwandlung (Tosbecken)100
	7.	2.7.1 Bemessungen des Tosbeckens100
	7.2.8	Standsicherheitsnachweis
	7.	2.8.1 Geometrie der Stützmauer103
	7.	2.8.2 Einwirkung bezüglich der Sohlfuge106
	7.	2.8.3 Äußeres Gleichgewicht bezüglich der Sohlfuge107
	7.	2.8.4 Nachweis gegen Kippen108
	7.	2.8.5 Sohlnormalspannungen in der Sohlfuge108

7.3	3 <u>Ausweisung und Ausführung von Überströmstrecken</u> 10					
	7.3.1	Kriterien für die räumliche Situierung von Überströmstrecken	109			
	7.3.2	Dimensionierung von Überströmstrecken	109			
	7.	3.2.1 Ausbildung des Überlaufbereichs an der Dammkrone				
	7.	3.2.2 Ausbildung der Fußsicherung gegen rückschreitende Erosion	109			
	7.3.3	Förderfähigkeit von Überströmstrecken	110			
	7.3.4	Konstruktive Ausführung von Überströmsrecken	111			
	7.	3.4.1 Ermittlung der Abflusstiefe und der Fließgeschwindigkeit	111			
	7.3.5	Nachweis der Erosionssicherheit des Einzelsteins	113			
	7.3.6	Nachweis der Gleitsicherheit des Deckwerks	113			
7.4	<u>Öko</u> l	logische Gesichtspunkte	115			
	7.4.1	Ökologische Ziele und Grundsätze	115			
7.5	Betri	ieb von Hochwasserrückhaltebecken "Angsüß"	115			
	7.5.1	Bestandteile des Betriebes	116			
	7.5.2	Steuerung	116			
	7.	5.2.1 Steuerung der Beckenabgaben	117			
	7.	5.2.2 Steuerung der Verschlüsse	117			
8.	Zusa	nmenfassung	118			
9.	. Abbi	ildungsverzeichnis	119			
10. Tabellenverzeichnis						
11. Literaturverzeichnis						
12	12. Formelverzeichnis					
1.	3. Anla	age	130			

1. Einführung

1.1 Historische Entwicklung

Das Wasserrecht dient als eine der ersten Rechtsformen zur Mitbegründung der ersten zentralistischen Zivilisationen Mesopotamiens und Ägyptens sowie jener, die in den Flusstälern Chinas und Indiens entstanden. Daher ist es nicht wunderlich, dass drei von den ältesten Wasserbauwerke (Sadd-el-Kafara-Damms um 2600 v. Chr. in Ägypten, Marib-Damms im Jahre 570 im heutigen Yemen und Mokhrablur in Armenien - Ende 17.Jahrhunderts), in dieselben Gebiet entstanden sind. Der künstliche Rückhalt von Wasser diente bereits lange vor Christus Geburt. Solche Rückhaltebecken wurden als wesentliche Stützen der gesellschaftlichen Entwicklung verwendet.

Die älteste Wasserschutzanlagen sind die treppenförmigen Kaskaden, die auch zu den überströmbaren Wasserbauwerke gezählt werden können. Die vermutlich älteste treppen-förmige Entlastungsanlage der Welt liegt in Akarnanien in Griechenland (Abb. 1.1). Sie ist aus 14 Schichten Grobsteinblöcken aufgebaut, mit einer Höhe von 11m. Die Länge beträgt etwa 25m.



Abbildung 1.1: Historische Talsperre – Alyzeia/Griechenland [6]

1.2 Allgemein

Um die Hochwasserabflüsse unterhalb der Stauanlage zu reduzieren, werden gezielte Rückhaltungen der Hochwasserwelle gebaut. Für den Fall des Auftretens eines Ereignisses, das größer als das Bemessungsereignis ist, sind Maßnahmen zum Schutz des Bauwerkes vorzusehen. Diese Anlage wird bei Überschreitung des Stauziels beaufschlagt. Es kommen verschiedene Entlastungseinrichtungen in Betracht. Insbesondere sind regelbare Durchlässe, Wehranlagen und Überströmstrecken möglich.

In den letzten Jahren wird in Österreich die Notwendigkeit der Ausweisung von Überschwemmungsgebieten und des Baus von Hochwasserrückhaltebecken grundsätzlich geregelt. Eigentlich gelten diese als zwei der wichtigsten Bestandteile des Hochwasserschutzes (SIEBER 2003, AIGNER/ CARSTENSEN/HORLACHER/LATTERMANN 2003). Ziel dabei ist, die vorgegebenen Retentionspotentiale möglichst umweltschonend zu aktivieren.

Eine dezentrale Anordnung mehrerer kleiner, räumlich verteilter Hochwasserrückhaltebecken anstelle eines großen Beckens, hat dabei nicht nur den Vorteil, dass der Hochwasserschutz flächendeckend in die oberen Einzugsgebiete verlagert wird, sondern auch, dass die Dammhöhe auf 3 bis 5 m beschränkt werden können, was der Einbindung der Bauwerk in die Natur aus ästhetischen Gründen entgegen kommt. [7]

Man muss auch an eine passende Oberflächensicherung des Dammes denken. Daher müssen bestimmte Sicherheitsmaßnahmen beim Bau eines Dammes unbedingt beachtet werden. Steindeckwerke wie Steinschüttungen und Steinsatz reichen eine erhöhte Erosionsresistenz sowohl in Bezug auf den Aufbruch der luftseitigen Böschung ein. Eine Hochwasserentlastungsanlage aus Beton kann sich eine komplizierte und teure Baukonstruktion verlangen. Bei kleineren Dämmen mit relativ geringen Höhen bis zu etwa 10 m stellt die überströmbaren Dämmen ein wirtschaftliches Entlastungsbauwerk dar.

Bei vollstandiger Überströmung des Damms entfällt der Freibord. Dadurch kann die Dammhöhe reduziert werden. Allerdings wird durch die im Normalfall flacher auszubildende luftseitige Dammboschung eine großere Grundfläche beansprucht.

1.3 Anwendungsgebiet

1.3.1 Hochwasserentlastungen an Rückhaltbecken

Da die Anwendung verstärkt beim Bau von Hochwasserrückhaltebecken gesehen wird, beziehen sich die beschriebenen Anwendungsregeln auf die überströmbaren Dämme. Diese werden in Form von Dammscharten oder komplett überströmbare Dämme unterteilt.

Die Anwendungen werden sich wie folgt beschränkt :

- Koharente, d. h. zusammenhängende Deckwerke (z. B. Geogittermatratzen, Mastix-Schotter Deckwerk, verbundene Rasengittersteine);
- Bodenverfestigung;
- Deckwerke in Lockerbauweise (z. B. Steinsatz, Steinschuttung);

Die erwähnten Anwendungen sind gültig nur für Hochwasserrückhaltebecken mit Dammhöhen kleiner als zehn Meter. Der spezifische Bemessungshochwasserabfluss BHq sollte weniger als 1,0 m³/m betragen und die luftseitige Neigung des Damms sollte flacher als 1 : 4 ausgeführt werden.

Für die Bemessung von Überströmstrecken sind gegebenenfalls weitere Sicherheitsnachweise, Normen und Regelwerke zu berücksichtigen.

1.3.2 Ungesteuerte Einlaufbauwerke

Am Beispiel der Planungen für den Polder Geirtherbusch in Nordhein-Westfalen wird die Anwendungsmöglichkeit von überströmbaren Dämmen als ungesteuerte Einlaufbauwerke zur Flutung von Rückhalteräumen (Poldern) im Nebenschluss von Fließgewässern beschrieben. Ziel der Maßnahme ist eine verbesserte Verfügbarkeit der bisher nur unzureichend zu Kappung von Hochwasserspitzen herangezogenen Auffangräume, die insgesamt eine Fläche von 1084 ha bestreichen. Zur Flutung der Polder ist der Bau von insgesamt fünf ungesteuerten Überströmstrecken vorgesehen, die jeweils eine Länge zwischen 300m und 700m besitzt. [6]



Überströmstrecke ①: Länge: 600 m hydr. Belastung: 250 l/(sm) Überströmstrecke 2: Länge: 700 m hydr. Belastung: $40 \, l/(sm)$ Überströmstrecke ③: Länge: 500 m hydr. Belastung: 20 l/(sm) Überströmstrecke ④: Länge: 300 m hydr. Belastung: $40 \, l/(sm)$ Überströmstrecke (5): Länge: 700 m hydr. Belastung: 40 l/(sm)



1.3.3 Notentlastung an Fließgewässer

Solche Überströmstrecken wurden an dem eingedeichten Flusssystem gebaut. Bei Überschreitung des Bemessungshochwassers fließt die Wassermenge durch die Notentlastung. Somit wird das unkontrollierte Überlaufen der Hochwasserschutzdeiche verhindert, indem gezielt Flächen mit geringem Schadenpotential überflutet werden.



Abbildung 1.3: Notentlastung an Fließgewässer an der Schelde/Niederlande [6]

1.4 Regelung bei Dimensionierung von Hochwasseranlagen

Das bei der Planung eines Hochwasserschutzbauwerks maßgebende Hochwasser ist von der Nutzung des zu schützenden Gebietes abhängig. Für die Bemessung der Schutzbauwerke ist dabei die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Hochwassers bestimmter Größe maßgebend, wobei für dicht besiedelte Gebiete grundsätzlich der Schutz vor 100-jährlichen Hochwasserereignissen (HQ₁₀₀ bzw. HW₁₀₀) angestrebt wird. Unter Berücksichtigung einer Kosten-Nutzenanalyse ist eine Entscheidung über die Dimensionierung des Schutzbauwerkes zu treffen.

1.4.1 HWA wird bei BHQ1 dimensioniert

Die Sicherheit von Stauanlagen wird maßgeblich durch die hydraulische Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage bestimmt, die mindestens den Bemessungshochwasserabfluss BHQ_1 sicher und schadlos hinaus abführen kann. Bis zu dieser Größe werden die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit der Stauanlage sichergestellt.

1.4.2 Nachwies der Sicherheit bei Extremhochwasser(BHQ2)

Es wird die Stauanlagensicherheit mit einem Bemessungshochwasserabfluss BHQ_2 nachgewiesen. Die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit dieses Abfluss wird wesentlich geringer als die beim Hochwasserbemessungsfall BHQ_1 .

Bei der Planung von Entlastungsanlagen (Überströmstrecken) ist auch der Abfluss im Hinterland hydraulisch zu berechnen. Darauf aufbauend sollten entsprechend dem bei Extremereignissen im Hinterland auftretenden Abfluss eine Reihe von Auflagen formuliert werden, die den Abflussquerschnitt im Hinterland auch zukünftig freihalten sollen, und die bautechnische Auflagen für Bauten in potentiellen Abflussbereichen betreffen.

1.5 Zielsetzung und Vorgehensweise

Die Zielsetzung der Arbeit kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Erstellen eines Überblicks über prinzipielle mögliche Deckwerkstypen und Diskussion deren Anwendbarkeit zur Sicherung überströmbarer Erddämme;
- Vertiefter Einblick in die Strömungsvorgänge bei rauen Deckwerke;
- Abschätzung der Wirksamkeit von Deckwerken zur Energieumwandlung auf der Fließstrecke;
- Erfassung der tatsächlichen Belastung auf einzelne Deckwerkselemente mit Berücksichtigung der Hydrodynamik;
- Untersuchung der Erosionsstabilität unterschiedlicher Steinformen unter naturähnlichen Bedingungen;
- Klärung des Einflusses der Unterbaudicke auf die Deckwersstabilität;
- Beurteilung der Gleitsicherheit von Deckwerken;

2. Bauweisen für überströmbare Dämme

2.1 Deckwerke in Lockerbauweise

Lockerdeckwerke bestehen aus lose angeordneten Steinen. Bei der Lockerbauweise wird das Deckwerk ohne zusätzliche massive Sicherungsmaßnamen über einem geneigten Unterbau lose auf den Damm aufgelegt. Die einzelnen Deckwerkselemente sind gegeneinander beweglich und können aus dem Verband gelöst werden. Infolgedessen passt sich das Deckwerk der Bewegung des Unterbaus an und ist unempfindlich gegenüber Setzungen des Dammkörpers. Bei den Deckwerken in Lockerbauweise wird zwischen dem Steinsatz und der Steinschüttung unterscheidet.

2.1.1 Steinsatz

2.1.1.1 Konstruktive Aufbau

Die konstruktive Ausführung eines Deckwerks aus Steinsatz hängt von den gegebenen Randbedingungen und von den an die Überströmstrecke gestellten hydraulischen Anforderungen ab.

Zur Sicherung kann die Böschungsneigung auf 1:4 bis 1:8 abgeflacht werden (LANDESAN-STALT FÜR UMWELTSCHUTZ 1997). Die hydraulische Belastung liegt im Bereich von $q \approx 1,0$ [m³/sm] (LfU 2004).

Jedenfalls muss die Oberfläche einer derart abgeflachte Deichböschung entsprechend gegen Erosion gesichert sein, damit ein gefahrloses Abführen des überströmenden Wassers gewährleistet ist. Es ist überdies darauf zu achten, dass ein seitliches Überschwappen des Wassers beidseitig der Überströmstrecke ausgeschlossen wird.



einander trägt wesentlich zu der Standfestigkeit des Steinsatzes bei. Ein präziser Einbau ist daher entscheidend für die spätere Belastbarkeit des Deckwerks.

2.1.1.2 Materialien

Ein als Steinsatz ausgeführtes Deckwerk besteht aus vier Schichten verschiedene Materialien. Zuerst wird es mit einem Schicht Filtersand belegt. Zunächst wird ein Geovlies verlegt. Dann wird den Kies oder die Drainagematte geschüttet. Am Ende wird eine Schicht grobe Steine von ausgesuchter Form gesetzt. Die einzelnen Steine müssen hierbei die angreifenden Kräfte infolge Strömung und Eigengewicht in den Dammkörper durch die andere Schichten abtragen können. Hierbei werden Deckwerksteine aus entweder plattiger oder unregelmäßiger Form gebraucht. (Abb. 2.2)



Abbildung 2.2 : Prinzipskizze Steinsatz [1]

2.1.1.3 Kenngrößen

Die geometrischen Kenngrößen werden in Abbildung 2.3 dargestellt.





Beim Steinsatz werden die folgenden drei Steinformen unterschieden:

- Regelmäßige, plattige Steinformen mit Ds/Ls $\approx 0.3 0.5$, n ≈ 0.2 , d_F/Ds ≈ 0.5
- Regelmäßige, kompakte Steinformen mit Ds/Ls \approx 0,8 1,2, n \approx 0,2, d_F/Ds \approx 0,3
- Unregelmäßige Steinformen mit n ≈ 0.35 , d_F/Ds ≈ 0.3 0.4

Wobei "n" den Porenanteil des Deckwerks beschreibt.

Für Steinsatz werden Steinklassen zwischen I bis V verwendet (Tabelle.2.3). Tabelle 2.1 zeigt die Steinanforderungen der Wasserbausteine nach DIN.

Klassifizierungsart nach	Kategorie nach	Steinklassen nach	Bemerkung		
DIN EN 13383-1	TLW 2003	TLW 1997 (cm)			
Größenklassen (CP) _{x/y} ¹⁾	CP _{45/125}	Klasse 0: 5-15	Steingrößen nach TLW		
	CP _{63/180}	Klasse I: 10-20	2003 etwas größer als		
	CP _{90/250}	Klasse II: 10-30	nach TLW 1997		
leichte Gewichtsklassen (LMB) _{xy} ²⁾	LMB5/40	Klasse II: 10-30	Steingrößen nach TLW		
	LMB10/60	Klasse III: 15-45	2003 für ρ = 2,3 kg/dm ³		
	LMB40/200	Klasse IV: 20-60	überwiegend etwas grö-		
	LMB60/300	Klasse V: 35-100	ßer als nach TLW 1997		
schwere Gewichtsklassen (HMB) _{x/y} ²⁾	HMB300/1000		neue Steinklasse		

1) der Index gibt die untere und obere nominale Klassengrenze (Siebgröße) in mm an

2) der Index gibt die untere und obere nominale Klassengrenze in kg an

Tabelle 2.1 : Standard-Steinklassen der TLW 2003 und TLW 1997 [15]

Zeilen- Nr.	Eigenschaft	DIN EN 13383-1 Abschnitt Nr.	Prüfverfahren	Kategorie oder Anforderung nach DIN EN 13383-1
4a	Steinform (Verhältnis Länge zu Dicke)	4.3	DIN EN 13383-2	LTA
4b	Steinform (Anteil gerundeter Steine)	4.4	DIN EN 13383-2	RO₅
5	Gesteinsdichte (p)	5.2	DIN EN 13383-2	$\rho \ge 2,3 \text{ kg/dm}^3$
6	Widerstand gegen Brechen (Druckfestigkeit)	5.3	DIN EN 1926	CS80
7	Raumbeständigkeit von Stahlwerksschlacke	7.2.3	DIN EN 13383-2	DSA
8	Sonnenbrand (Verwitterungsart einiger Basalte)	7.6	DIN EN 13383-2	SBA
9	Wasseraufnahme (Vorversuch zu Zeile 10)	7.3	DIN EN 13383-2	WA _{0,5}
10	Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel *	7.4	DIN EN 13383-2	FTA

* Anforderung nur für den Wasserwechselbereich und darüber oder bei längerer Zwischenlagerung in der Frostberiode

 Tabelle 2.2 : Anforderungen an Wasserbausteine [15]

Die Steinklassen nach Önorm sind in Tabelle 2.3 und 2.4 gegeben.

Klassen Gewicht		Kantenlänge	Bezeichnung		
	[kg]	[cm]			
0	20 bis 80	20 bis 30	Klaubstein für händischen Einbau		
I	80 bis 300	30 bis 50	Klaubstein		
II	300 bis 800	50 bis 70	Wurfstein klein		
	800 bis 1.500	70 bis 80	Wurfstein groß		
VI	1.500 bis 2.000	80 bis 105	Wurfstein groß		

Steinklassen Önorm EN 13383-2 (lt. RVS 8.115):

 Tabelle 2.3 : Wasserbausteine Önorm [21]

Bezeichnung	Klassen
Steinschüttung	1-11
Berollung	1-11
Steinwurf	III-VI
Steinschlitung	III-VI
Steinsatz	III-VI
Pflasterung	1-111

Tabelle 2.4 : Anforderungen an Wasserbausteine Önorm [21]

2.1.1.4 Unterbau des Deckwerks (Filter)

Zwischen dem Dammkörper und dem Deckwerk besteht eine Wechselwirkung im Hinblick auf Versickerung des Dammkörpers durch Überströmen.

Falls die Deckwerkoberfläche durchlässig ist, kann das Wasser in den Dammkörper einsickern. Wegen diesen Voraussetzungen sollte zwischen Unter- und Oberbau des Deckwerks einen Filter vorgesehen werden, der dafür verantwortlich ist, dass das Wasser die Oberflächensicherung nicht unterspült.

Geotextile sind in den unterschiedlichsten Formen eingebracht worden und werden von der verschiedensten Firmen angeboten. Die Anforderungen an eine Oberflächensicherung oder an einen Filter bezüglich Wasserdurchlässigkeit, Bodenrückhaltevermögen, Widerstandsfestigkeit und Formstabilität können je nach Verwendungszweck sehr unterschiedlich sein. [4]

Von besonderen Bedeutung bei homogenen Dämmen sind die Begriffe: Exfiltration und Infiltration. Die Exfiltration wird im Bereich des Dammfußes infolge Einstau und die Infiltration infolge Überströmung eingetreten. Sie können eine Voraussetzung sein, welche die Standsicherheit des Damms gefährden kann. Diese Erscheinungen können durch eine Filterschicht unter dem Deckwerk vermeiden.

Maßgebend für die Filterschicht ist die Filterstabilität, die mit Hilfe geometrischer Kriterien bestimmt werden kann. In Abbildung 2.4 sind die Filterkriterien zusammengestellt.



Geotextilien als Unterlage für Steinwurf werden von COUCH F. 1982 untersucht.

2.1.2 Steinschüttung

Steinschüttungen werden aus lose angeordneten Steinen eingebaut. Steinwürfe werden nicht nur für Überströmbereich von Staudämmen und Hochwasserrückhaltebecken, sondern auch für Bodenauswechselungen, Entwässerungskörpern, Verfüllungen von Kolken, Gegengewichtsschüttungen und Uferanbrüchen gebraucht.

2.1.2.1 Konstruktiver Aufbau

Im Gegensatz zum Steinsatz werden die Steinschüttungen aus mehreren Lagen lose aufeinander geschütteter Steine auf einem geeigneten Unterbau errichtet (Abb. 2.5). Bei der Steinschüttung werden die Steine nicht eingesetzt, sondern lose mit einer bestimmten Stärke geschüttet. Die Einbringung des Steinmaterials kann nur maschinell erfolgen und deswegen wird der Materialaufwand bei der Steinschüttung höher.



Abbildung 2.5 : Steinschüttung (Prinzipskizze) [6]

Die Anwendungsgrenze der Sohlneigung ist zwischen 1: 4 und 1: 8. Dieser Wert von 1: 4 wird auf Grund neuer Erkenntnisse (SIEBEL ET AL. 2003 und 2004) im neuen Leitfaden "Überströmbare Dämme und Dammscharten" (2004) vorgegeben. Diese Art von oberflächigen Sicherungen wird hauptsächlich bei Dammscharten und weniger bei den komplett überströmbaren Dämmen eingesetzt. Um die Stabilität der Steinschüttung zu sichern, ist die Ausbildung eines Korngerüstes von großer Bedeutung. Daher wird eine minimale Schüttdicke von $d_D \approx 1,5$. d_{100} ermittelt. Je stärker die Schichtdicke der Steinschüttung ist, desto mehr Wasser kann durch das Deckwerk abfließen.

Die Deckwerke in Lockerbauweise müssen so bemesst werden, dass die einzelnen Elemente nicht von der Strömung herausgelöscht werden können. Zudem sollte speziell bei einem feinkörnigen Untergrund zwischen Ober- und Unterbau des Deckwerks eine Kieslage als Drainageschicht oder Filter vorgesehen werden, um Fugenerosionen zwischen den Steinen zu verhindern.

Die Steinschüttungssteine (Abb. 2.6) können sowohl regelmäßige als auch unregelmäßige Formen aus-weisen. Bei unregelmäßigen Steinformen ist empfehlenswert, die Hohlräume mit einem geeigneten Material zu verfüllen. Eine genaue Korngrößenverteilung oder eine Abstufung wird Filterschicht gebraucht.



Abbildung 2.6 : Steinschüttung [20]

2.1.2.2 Kenngrößen

Die Steine der Schüttung weisen sowohl in Bezug auf ihr Gewicht, als auch ihrer Größe und Form eine weit größere Steuerung auf, als die Steine eines Steinsatzes. [7]

Für die Deckwerkssteine ist eine möglichst steile Kornverteilungskurve anzustreben, um die Hohlräume "n" des Deckwerks und damit den Durchströmungsanteil q_D zu erhöhen. Nach dem Versuch des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart wird die Kornverteilungskurve der verwendeten Steine gezeichnet (Abb. 2.7).

Die in Abb. 2.7 angezeigte Einteilung in Schüttsteinklassen 0 - V (nach den "Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW)" (siehe Abb. 2.5, 2.6, 2.7, 2.8) gibt eine Orientierung bei der Auswahl der Steingrößen, wobei die Kurven III bis V für diesen Anwendungszweck zu flach verlaufend erscheinen.



Abbildung 2.7: Kornverteilungskurve der bei den Untersuchungen an der Universität Stuttgart verwendeten Steine (fette Kurve) und Klasseneinteilung in Steinklassen nach TLW [16]

2.1.2.3 Besonderheiten

Die Werte der Rauheiten bei Steinschüttungen sind wesentlich größer im Vergleich mit den Werten der Steinsatz. Wegen dieser Rauheitsunterschieds wird die Fließgeschwindigkeit niedriger als die beim Steinsatz gewesen. Durch die größere Bremswirkung müssen größere Kräfte in den Dammkörper eingeleitet werden. Diese Kräfte werden beim Nachweis der Gleitsicherheit des gesamten Deckwerks berücksichtigt.

Da die Energieumwandlung zu einem großen Teil auf der luftseitigen Dammböschung erfolgt, ist die Gefahr einer rückschreitenden Erosion jedoch in diesem Fälle geringer als bei hydraulisch glatteren Deckwerken wie Steinsatz, Mastix-Schotter oder bei Dammkörpern aus stabilisierten Böden. [16]

(Ausführliche Informationen dazu in Abschnitt 4)

2.2 Steinpflaster

2.2.1 Konstruktiver Aufbau

Aufgrund der geringen Verbundwirkung zwischen den einzelnen Steinen können im Überströmungsfall einzelne Steine aus dem Pflaster herausgelöst werden, wodurch ein Versagen des gesam-ten Deckwerks verursacht werden kann. Es wird zudem ein gewisser Ausgleich der normalerweise sehr ungleichen Belastungen erzielt.

Unter Steinpflaster versteht man eine oberflächige Sicherung des Dammes aus einem Versatz von Steinen, denen Hohlräume mit einem geeigneten Material verfüllt werden (Abb.2.8).



Abbildung 2.8 : Deckwerk aus Steinpflaster (BOSSHARD 1991) [10]

Zuerst wird eine Unterlage aus geeignetem Material (z.B. Beton) auf dem Unterbau mit der Hilfe von einem Gerät oder von Hand angeordnet. Die Installation der Steinpflaster ist aufwendig und gestaltet sich teilweise als sehr schwierig.

Die Anordnung von ungebundenen Steinpflastern ist in der Regel nur für Neigungen der Luftseitigen Böschung von i \leq 1:6 und einer maximalen Hochwasserabflussbelastung von 1,0 m³/s zulässig. Bei gebundenen Steinpflastern können auch steilere Sohlneigungen bis 1 : 3 erreicht werden.

2.2.2 Besonderheiten



Abbildung 2.9 : Steinpflaster am HRB Waldwimmerbach/Mannbach [6]

Zusätzlich können bei gebundenen Steinpflastern hervorgerufen durch fehlende Plastizität bei Setzungen und auftretenden Horizontalkräften Sickerfehlstellen entstehen, die wiederum zu einer größten Erosionsgefahr führen können. Gleichzeitig mit den hydraulischen Bemessungen des Deckwerkes müssen den Nachweisen für den Anschluss an einem Betonbauwerk durchgeführt werden. Zusätzlich kann sich das relativ dichte, gebundene Deckwerk nachteilig auf die Auftriebssicherheit im Durchsickerungsfall auswirken. Die Massivbauweise hat gegenüber der Lockerbauweise grundsätzlich den Vorteil, dass durch die Einbindung in den Beton die einzelnen Deckwerkselemente eine künstliche Verklammerung erhalten, die bei sorgfältiger Bauausführung extrem stabilisierend wirkt. [13]

(Ausführliche Informationen dazu in Anlage 1)

2.3 Geogittermatratzen und Steinkörbe

Die Geogittermatratzen werden zu den kohärenten Deckwerken eingeordnet, bei denen die Deckwerkelemente auf unterschiedlichste Weisen miteinander verbunden sind. Bei dieser Voraussetzung werden sie als Gesamtsystem bemessen.



Abbildung 2.10 : Geogittermatratzen (Prinzipskizze) [16]

Die Gitter haben dabei die Aufgabe, das Verschieben bzw. das Auswaschen der Füllsteine zu verhindern. Geokunststoffe im Allgemeinen und Geogitter im Besonderen werden eingesetzt. Im Wasserbau werden Geogitter nicht nur für Deckwerke sondern auch zur Ufersicherung mit Gabionen eingesetzt. Untersuchungen im Bereich des Flussbaus wurden von SIMONS 1984, MAZNORD 1995 und DI STEFANO/FERRO 1998 durchgeführt.

Die Geogittermatratzen sind grundsätzlich für den Einsatz an überströmbaren Dämmen geeignet, falls Korrosions- Alterungsbeständigkeit, hohe Langfestigkeit, Zugfestigkeit und hervorragende Verarbeitsbarkeit gewährleistet sind. Für Geogitter wird eine Sicherung gegenüber UV-Strahlung des Sonnenlichts gefordert.

Am meisten benutzte Materialien für die Geogittern sind:

- Polyethylen (PE)
- Polypropylen (PP)
- Polyamid (PA)

Folgerichtig müssen die Überlaufstrecken begrünt werden, was auch schon im Hinblick auf eine landschaftsästhetische Ausführung des Dammes und der Sicherheit vor Vandalismus erfolgen sollte. [16]

2.4 Grasbewuchs

Der wirtschaftlichste und natürlichste Schutz für den Deichkörper wird von der Grasnarbe auf der luftseitigen Böschung dargestellt. Am meisten wird Gras für geringe hydraulische Beanspruchung (z.B. geringe Überflutungshöhe, Neigung von 1:5 oder flacher) verwendet. Um die Sicherung des Unterbaus zu erreichen, ist die Wahl von geeigneten Grassorten erforderlich. Die Belastbarkeit des Deckwerks wird von den Grassorten und der Überflutungsdauer beschränkt. Es kann festgelegt werden, dass ein Boden mit Grasbewuchs im Vergleich zu unbewachsenen Boden einen höheren Erosionsschutz besitzt.

Um die Grasstabilität weiter zu erhöhen, wird zur Sicherung Draht- oder Kunststoffgeflechte verwendet. Saatmatten und Fertigrassen schützen die Deckwerksoberfläche gegen Auswaschungen infolge Niederschlägen. Dadurch wird verhindert, dass einzelne Teile des Bewuchses herausgerissen werden können.



Abbildung 2.11 : Mit Grasbewuchs gesicherte Oberfläche. Der Kronenbereich ist zusätzlich mit Grobsteinen gesichert [4]

Von verschiedenen Autoren werden Angaben zur maximalen Sohlschubspannungen und Fließgeschwindigkeiten gegeben. Aus Untersuchungen in Großbritanien folgt, dass die Grasnarben eine Geschwindigkeit von 3,7 m/s über eine kurze Zeitspanne überstehen können (POWLEDGE 1989). Eine andere Voraussetzung zur Standfestigkeit des Grasbewuchses ist die regelmäßige Graspflege (wie z.B. das Gras ständig schneiden, auf Vertiefungen und Unregelmäßigkeiten achten) (BOSSHARD 1991).

Auch bei einem schwächeren Bodenauftrag aus schluffigem bis geeignetem Material kann sich die gewünschte Grasnarbe einstellen, wobei die Verwurzelung des belebten Bodens mit dem Dammkörper gleichzeitig die Standsicherheit erhöht.

Grasart	Sohlneigung J [%]	v _{max} [m/s]
Bermuda Gras	0 - 5	1.8 - 2.4
	5 - 10	1.5 - 2.1
	> 10	1.2 - 1.8
Buffalo Gras	0 - 5	1.5 - 2.1
	5 - 10 .	1.2 - 1.8
	> 10	0.9 - 1.5
Grasmischung	0 - 5	1.2 - 1.5
	5 - 10	0.9 - 1.2
Lespedeza Sericea	0 - 5	0.8 - 1.1
Lespedeza Sudan Gras	0 - 1	0.8 - 1.1

 Tabelle 2.5 : Sohlneigung und Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Grasart [18]

In Tabelle 2.5 werden die verschiedenen Arten von Gras mit den zulässigen Sohlneigung J und maximalen Geschwindigkeit v_{max} dargestellt. Die Nachteile sind hohe Anfälligkeit gegen mutwillige Zerstörung, die lange Zeitdauer zum Erreichen einer dauerhaften Festigkeit und sehr großer Unterhaltungsaufwand.

2.5 Neuartige Bauweisen

2.5.1 Mastix-Schotter

Seit vielen Jahren wird dieses Material im Wasserbau im Bereich von Ufer- und Böschungssicherungen eingesetzt (SCHÖNIAN 1999 und KUHN 1971). Der Aufbau eines Deckwerks aus Mastix-Schotter ist mit dem Bohrkern in Abb. 2.12 dargestellt. Der Bohrkern steht auf einem Filter aus Geogewebe und enthält den Mastix-Schotter sowie eine Schicht aus Oberboden, die begrünt ist. [6]



Abbildung 2.12 : Bohrkern eines Deckwerks aus Mastix-Schotter [6]

Es wird ein hochporöses, plastisches und erosionsstabiles Material für Deckwerke aus Mastix-Schotter verwendet. Dieses Material wird auch als bituminöser Mörtel mit gebundener Einkornsplitt bezeichnet. Diese Eigenschaften sind für die Verwendung des Matrix-Schotter im Wasserbau (BIEBERSTEIN 2004a) verantwortlich. Bei der Herstellung von Mastix-Schotter werden in der Regel die Baustoffe Splitt (meist Kalkstein), Bitumen, Füller, Mittelsand und Faserstoffe benutzt.

Deckwerke aus Mastix-Schotter werden als kohärente, selbstragende und dränfähige Oberflächensicherung bemessen. Die Bemessungsansätze werden statisch im Rahmen von physikalischen Modellversuche (z.B. LARSEN 1986) ermittelt.

Die Anwendungsgrenzen dieser Bauweise wurden für den Leitfaden "Überströmbare Dämme und Dammscharten" der LdU (2004) mit einem spezifischen Abfluss $q \le 1000 l/(s,m)$ und einer luftseitigen Böschungsneigung von $n \le 1$: 6 festgelegt.

2.5.2 Verbundbauweisen

2.5.2.1 Verbundene Rasengittersteine

Die verbundenen Rasengittersteine zählen zu den neuartigen Bauweisen des Deckwerksaufbaus. Diese besonders innovativen Deckwerksysteme werden in zwei Hauptbaumaterialien geteilt. Die sind zwei Werkstoffe, die normalerweise in ganz verschiedenen Bereich verwendet werden, aber zusammen bilden sie eine ideale oberflächige Sicherung. Für die Herstellung von Deckwerken aus Rasengittersteinen werden große Flächen von miteinander verbundenen Rasengittersteinen gemeinsam mit dem Geogewebe verbunden.



Abbildung 2.13: Verlegung von verbundenen Rasengittersteinen (vorfertigtes Deckwerksystem) [1]

Die Verlegung des Deckwerksystems erfolgt entweder mit vorgefertigten Elementen (Abb. 2.13) oder wie beim Mastix-Schotter-Deckwerke (Kapitel 2.4.1) behandelt.

Schwerpunkte bei verbundenen Rasengittersteinen sind die Fugen, die zwischen den verschiedenen vorgefertigten Elemente (zwischen den Deckwerk und dem nicht gesicherten Gelände) sowie den Überlappungen des Geogewebes entstehen. Erfahrungen bestehen vor allem in der Herstellung von Uferschutzmaßnahmen.

Die Randbereiche der Überströmstrecke dieser innovativen Bauweise wurden für den Leitfaden "Überströmbare Dämme und Dammscharten" mit einem spezifischen Abfluss $q \le 1000 l/(s,m)$ und einer luftseitigen Böschungsneigung von $n \le 1$: 6 festgelegt.

2.6 Geogewebeschläuche

Als Sicherungselement gegen die Überströmung werden mit Sand oder Bindemittel gefüllte Schläuche aus Geogewebe verwendet. Die werden zentral im Dammkörper als Sicherungselement für den Lastfall der Strömung eingesetzt (siehe Abbildung 2.15). Die Anwendung von Geogewebeschläuchen wurde zuerst im Bereich des Küstenschutzes benutzt. Bei der Anordnung im Kern (vgl. Abb. 2.14) kann im Extremfall der ganze luftseitige Stützkörper abgetragen werden, was als Nachteil gegenüber der Schlaufenlösung aufgefasst werden kann. Es gibt auch Lösungen, bei denen die oberste Schicht der luftseitigen Böschung aus ausreichend umhüllten Sandpackungen besteht. HASELSTEINER 2007 beweist, dass diese Packungen in Deichlängsrichtung verlegt werden können (vgl. Abb. 2.15). Die andere Möglichkeit der Verlegung ist böschungsparallel mit einem Ende des Schlauchs an der Krone und dem anderen Ende am Deichfuß.





Abbildung 2.15 : Geogewebeschläuche – Prinzipskizze [1]

2.7 Schlaufenlösung

Hier werden eigentlich die rückverankerten Systeme verwendet (Abbildung 2.16). Es gibt auch andere Lösungen bei denen der Einsatz von großen Sandpackungen im Bereich der luftseitigen Dammböschung den zuverlässigen Schutz des Dammbauwerks im Extremfall gewährleistet.

Hier wird eine Rückverankerung der luftseitigen Böschung durch ausreichend lange Schlaufen hergestellt. Die Schlaufenlösung erscheint als besonders vorteilhaft, weil im Fall einer Überströmung im Vergleich zu den Geogewebeschläuchen wenig Boden erodiert wird.



2.8 Anforderungen an Überströmstrecken

Die verschiedenen Deckwerke werden mit ihren verschiedenen Eigenschaften in Tabelle 2.6 dargestellt. Die vergleichbaren Aspekte in dieser Abbildung sind Höhe des Dammes, Höhe der Beanspruchung, Energieumwandlung, Kosten, Ästhetik und Lange des Überflutungsdauer. Diese Aspekte werden von Uwe Hansen in seiner Publikation von 1985 "Wasserbausteine im Deckwerksbau Bemessung und Konstruktion" bewertet. Es ist sichtbar, dass die Lockerdeckwerke große Energieumwandlung und lange Überflutungsdauer herausfordern.

	Dä	Ве	En	Ко	As	Tl
Gras	++	-	-	++	++	-
Rasengittersteine	++	-	-	+	0	-
Geotextil	+	-	-	0	+	+
Steinschüttung	+	0	+	0	0	+
Rauhbettgerinne	+	+	++		0	+
Rauhbett mit Lebendverbau	0	+	++		++	0
Steinpflaster	+	++	-		-	+
Drahtgeflecht	-	0	-	+	0	-
Steinkörbe	· -	+	+			-
Betonblöcke	++	++	++		-	++
RCC	++	++	0	0	0	++
Gewachsenes Terrain	++	+	0	+	0	++

Dä...Dämme < 17 m im Vergleich zu höheren Dämmen, Be...hohe Beanspruchung, En...grosse Energieumwandlung, Ko...Kosten, As...Ästhetik, Tl...lange Überflutungsdauer, -...negativ, o...neutral, +...positiv, ++...sehr positiv

 Tabelle 2.6 : Vergleich die verschiedene Böschungsschutzsystem [19]

Da sich die Ausführung der Überströmstrecke zumeist an den geotechnischen und hydraulischen Anforderungen orientiert, besteht oft nicht die Möglichkeit unter mehreren Varianten zu wählen. Ein weiterer wesentlicher Faktor bei der Planung von Überströmstrecken sind die Kosten pro Quadratmeter.

Die Kosten von Überströmstrecken hängen sehr stark von der Verfügbarkeit des benötigten Materials ab, z.B. von der Nähe des nächsten Steinbruchs. Die in Tabelle 2.7 angegebenen Preise stellen nur ungefähre Richtwerte dar.

Art der Oberflächensicherung	Ungefährer Richtpreis
Geschlossene Grasnarbe	ca. 0.5-2 €/m²
Geotextile mit Begrünung	ca. 10-15 €/m²
Wasserbausteine, Betonsteine	ca. 20-35 €/m²
Bruchsteinschlichtung	ca. 40-50 €/m²
Steinpflasterung	ca. 50-120 €/m²
Steinsatz	ca. 70-180 €/m²

Tabelle 2.7 : Ungefähre Richtpreise für verschiedene Konstruktive Ausführungen der Oberflächesicherung von Überströmstreken [4]

(Ausführliche Informationen dazu in Anlage 2-1 und 2-2)

3. Strömungsverhältnisse im Überflutungsbereich

3.1 Qualitative Beschreibung

Die Strömungsverhältnisse bei überströmbaren Dämmen können nach verschiedenen Eigenschaften eingeteilt werden. Das sind die Deckwerkbedingungen (Deckwerktyp, Steingröße, Steinform, Deckwerksdicke und Hohlraumanteil), die geometrischen (Längsgefälle, Linienführung im Grundriss, Topografie des Bereichs und die Form des Überströmquerschnitts) und die hydraulischen Randbedingungen (spezifischer Abfluss, Energieliniengefälle).

Die Planung von Hochwasserschutzdämmen wird in Österreich nach derzeitigem Stand auf allgemeinen geotechnischen Bemessungsnormen beschränkt. Die Schwerpunkte sind beispielsweise in den Eurocode 7 "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik", das nationale Anwendungsdokument zur Umsetzung des EC7 (ÖNORM B1997-1) sowie weitere Berechnungsnormen ÖNORM B4433 (Böschungsbruch), ÖNORM B4435-2 (Tragfähigkeit, Grundbruch) beschrieben.

Damit die Standsicherheit eines Dammes beim Überströmen gewährleistet ist, muss die Standsicherheit des Dammes für alle relevanten Lastfälle nachgewiesen worden sein.

3.2 Wichtige Parameter

Zwei geometrische Beschreibungen bestimmen unter anderem die Dimensionierung der Sohlsicherung einer als Hochwasserentlastung ausgebauten Überflutungsstrecke. Diese sind die Steinform und die Rauheits-Lagerungsparameter. Diese Größen sind von größter Bedeutung für die Hydraulik und die Stabilität des ganzen Steinsystems. Mithilfe von diesen Werten kann man das Deckwerk als Verband vieler Einzelsteine beschreiben.

3.2.1 Steinform

Die Steine können nicht nur regelmäßigen sondern auch unregelmäßigen Formen aufweisen. Bei den unregelmäßigen Steinformen erscheint eine Verfüllung der Zwickel zwischen den einzelnen Steinen sinnvoll zu sein. Die Form des Steines hat eine erhebliche Auswirkung auf der Stabilität des Deckwerks. Um die Ausgangsgrößen des Blocksteins für die Rauheits- und Lagerungsparameter zu bestimmen, werden die mittleren Abmessungen des Steins festgestellt.

Durch den vorgegebenen Bemessungsabfluss BH_q und das Sohlgefälle I_0 wird mithilfe eines Diagramms (Abb. 3.1) ein Startwert des äquivalenten Steindurchmessers d_S bestimmt.

,wo:

ls mittlere Steinlänge (Abb. 3.2);

bs Mittelwert aus der maximalen und minimalen Breite des Einzelsteins, gemessen aus der Steinmitte $\left(b_s = \frac{\min b_s + \max b_s}{2}\right);$

$$d_{s} = \sqrt[3]{\frac{6.m_{s}}{\pi,\rho_{s}}}$$

Wo: m_{s} : Masse des Steins [kg];
 ρ_{s} : Steindichte [kg/m³];

$$\int_{u}^{u} \int_{u}^{u} \int_{u}^{$$

Abbildung 3.1: Diagramm zur Bestimmung des äquivalenten Steindurchmessers d_s (RATHGEB 2001) [7]

3.2.2 Rauheits- und Lagerungsparameter

Mithilfe diesen Größen wird das Steindeckwerk als Ganzheit vieler Einzelsteine beschrieben. Die Lagerungsparameter kann durch Auszählen an einem Probesatz oder nach der Gleichung (3.2) von KOBUS et al. 1986 bestimmt werden:

$$N = \frac{1.25}{d_s^2}$$
 Formel 3.2

,wo: d_s in [m] (Abbildung 3.2);

Bei Steinschüttungen sind die Ergebnisse dieser Gleichung als Annäherungswerte zu verstehen. Der Lagerungsfaktor der Einzelkörner kann als das Verhältnis der mittleren Rauheitserhebungen zum mittleren seitlichen Abstand der Körner definiert werden.

Die Ermittlung der Rauheitsparameter für unregelmäßige Steine geht auf die volumetrische Methode nach SCHLEUERLEIN 1968 zurück und wurde von verschiedenen Autoren LINFORD/SAUNDERS 1967, PLATZER 1983 u. A. angewandt.

Rauheitsparameter nach SCHEUERLEIN 1968

Formel 3.3

 $\Phi = k_{\text{max}} \cdot \sqrt{N}$

Packungsfaktor nach LINFORD/SAUNDERS 1967

$$P_{c} = \frac{1}{d_{s}^{2}.N}$$
 Formel 3.4

Packungsdichte nach PLATZER 1983

$$P = B_s \sqrt{N}$$
 Formel 3.5

wo:

 k_{max} Abstand der Steinspitzenebene zur Ebene des geringsten Hohlraumgehalt im Deckwerk [m] (Abb. 3.3);

- N Anzahl der Steine je m^2 Deckwerkfläche [1/m²];
- d_s Äquivalenter Steindurchmesser [m];

B_S Mittlere Steinbreite [m];

In der folgenden Tabelle 3.1 wird der Schwankungsbereich der Packungsdichte und des Rauheitsparameters dargestellt.

Parameter	Quelle	Schwankungsbereich
Φ	Scheuerlein 1968	0,92 - 1,19
Рс	Linford/Saunders 1967	0,7 - 0,8
Р	Platzer 1983	0,84 - 1,07

Tabelle 3.1: Kenngrößen zur Beschreibung der Lagerungsparameter aus unregelmäßigen Steinen nach verschiedenen Autoren [13]

Die Bestimmung der Rauheit eines überströmten Deckwerks wird durch eine mittlere Rauheitshöhe k_m charakterisiert, die nach den volumetrischen Methoden nach SCHEUERLEIN 1968 bestimmt wurde. Die Rauheitsparameter für unregelmäßige Steine eines Deckwerks hängen von den Fugen zwischen den Steinen bzw. Hohlraumgehalt ab.

Danach liegt die Trennfläche zwischen ober- und unterirdischem Abfluss in der Ebene des geringsten Hohlraumgehalts und legt zusammen mit der Steinspitzenebene die maximale Rauheitshöhe k_{max} fest. [14] (Abb. 3.2)



Abbildung 3.2: Volumetrische Bestimmung der Rauheit Scheuerlein 1968 [14]

Die Lage der hydraulisch wirksamen Sohle wird als mittlere Rauheitshöhe zwischen theoretischer Sohlfläche und Steinspitzenebene definiert und wurde von SCHEUERLEIN als hydraulische Rauheit $k = k_{max}$ in der Strömungsberechnung betrachtet.

Die folgende Beziehung wurde von KOBUS et al. 1983 entwickelt. Die Rauheitsgrößen k und k_{max} wurden in Abhängigkeit von den Steingrößen ls und bs ermittelt.

k _{max} :	Steinsatz	$k_{max} = (0,50 - 0,62) l_s$	Formel 3.6
		$k_{max} = (0,79 - 1,00) d_s$	
	Steinwurf	$k_{max} = (0,42 - 0,55) l_s$	
		$k_{max} = (0,67 - 0,97) d_s$	

Die Grenzwerte des Rauheitsparameters schwanken zwischen $\Phi = 1.0$ (dicht gesetzte Steine) und $\Phi = 0,5$ (unregelmäßige Steine).

3.3 Überströmung des Deckwerks

3.3.1 Qualitative Beschreibung

Im Längsverlauf der Überströmstrecke treten verschiedene Fließzustände auf. Die geometrischen Verhältnisse auf der Überflutungsstrecke führen meist zu den in Abb. 3.3 abgebildeten Strömungscharakteristiken.



Abbildung 3.3: Strömungsbereiche der Überströmstrecke [10]

Im Überströmbereich der Krone und beim Übergang in das Unterwasser wird der Abflusszustand als "Strömen" und auf der steil geneigten Luftböschung als "Schießen" erkennt. Die genaue Grenztiefe einer Steinsatz oder Steinschüttung gesicherten Überfallkrone ist sehr kompliziert zu bestimmen und wird deshalb in Abhängigkeit von verschiedenen Deckwerkeigenschaften wie z.B. Rauheit, Neigung, Schichtdicke, Steinform u.a. definiert. Im weiteren Verlauf beschleunigt sich die Strömung bis eines stationären gleichförmigen Abflusses.

Die Grenzabflusstiefe y_{gr} wird dadurch charakterisiert, dass sich mit ihr die zur Abführung der jeweiligen Wassermenge erforderliche min. spezifische Energiehöhe H + h₀ einstellt und somit ein Übergang von strömendem zu schießendem Abfluss erfolgt (vgl. NAUDASCHER 1987). Für Energiehöhen H+h_ü > H+h₀ können sich – abhängig vom Gefälle – zwei verschiedene Wassertiefen einstellen:

 $h < h_{krit}$ für schießenden Abfluss bzw;

 $h > h_{krit}$ für strömenden Abfluss;

Durch die Rauheit des Deckwerks wird auf der luftseitigen Böschung, ein hochturbulenter schleißender Abfluss entwickelt, der bei steilen Böschungsneigungen zur Selbstbelüftung des

Abflusses und zur Entstehung eines Wasser-Luft-Gemisches führt. Diese Erscheinungen werden nach SCHEUELEIN 1968 als Raugerinneströmungen bezeichnet.

Beim Übergang von der luftseitigen Dammböschung nach dem Unterwasser treten noch anderen Fließwechseln auf.



Abbildung 3.4: Abflussentwicklung einer überströmten Dammstrecke [13]

3.3.2 Turbulente Grenzschicht

Die turbulente Grenzschicht beginnt, von der Krone sich zu entwickeln. Diese Erscheinung wird sich bis zum Erreichen des quasi-gleichförmigen Fließzustands verbreiten (Abb. 3.4). Die Selbstbelüftung der Strömung beginnt erst, wenn die Intensität der Turbulenz ausreichend groß ist. Dann wird das Wasser-Luft-Gemisch sich im Raugerinne schnell bis zur Sohle verbreiten. Das ist die Voraussetzung von der größtmöglichen Energieumwandlung auf der Fließstrecke. Von CHANSON 1994 und PLATZER 1983 (Formel 3.5) wurden Bemessungsgleichungen für Blocksteinrampen und treppenförmige Schussrinnen entwickelt, um den Beginn und das linearen Wachsen der Grenzschicht zu ermitteln. Chanson wertete Modelldaten anderer Autoren statisch aus und entwickelte die Gleichung (Formel 3.8) des Beginns der Lufteinmischung für Gültigkeitsbereich $27^{\circ} < \alpha < 53^{\circ}$ (1:2 < Io < 1:0.8):

$$\frac{\delta}{k} = 1,65 + 0,4.\tan\alpha.\frac{x}{k} \pm 0,40$$
Formel 3.7
$$\frac{x}{k} = 9,719.(\sin\alpha)^{0.0796}.(F^*)^{0.713}$$
Formel 3.8

wo: $k = s \cdot \cos \alpha;$

$$F^* = \frac{q}{\sqrt{g.\sin\alpha.k^3}}$$
 Formel 3.9

Von diesen Zusammenhängen wurde abgeleitet, dass die Lage des Lufteinmischungsbeginns im steigenden, spezifischen Abfluss Richtung unterströmend wandert. Das führt zu einem Abnehmen des Grades der Energieumwandlung. CHANSON stellte fest, dass bei der Benutzung von Berechnungsgleichungen für glatte Schussrinnen der Abstand des Selbstbelüftungspunktes zur Krone in einem rauen Gerinne überschätzt wird.

3.3.3 Luftkonzentration

Am meisten verwendete Luftkonzentrationstheorien wurden von CHASNSON 1994, RUFF /FRITZELL 1994, SCHEUERLEIN 1968 entwickelt.

• CHASNSON 1994

Er hatte einige Untersuchungen an glatten Schussrinnen durchgeführt. Nach dem Vergleich der Ergebnisse wurde von ihm abgeleitet, dass die mittlere Luftkonzentration bei gleichförmiger Strömung unabhängig von der Geometrie der Überströmstrecke und hydraulischer Größen ist.

• RUFF/FRITZELL 1994

Die Untersuchungen wurden an einem Deckwerk aus keilförmigen Betonblöcken durchgeführt. Für geringe Abflüsse stellte sich eine höhere Luftkonzentration im Vergleich zu dem glatten Schussrinnen ein.

• SCHEUERLEIN 1968

Er definierte den Luftgehaltparameter 6, als das Verhältnis der Dichte des Wasser-Luft-Gemischs zur Dichte des reinen Wassers. [13]

Dieser Parameter wurde als Funktion der Sohlneigung und relativen Rauheit bestimmt. Der Anwendungsbereich dieses Parameters gilt auch für getreppte Schussrinne.

$$\sigma = 1 - 1, 3.\sin \alpha + 0, 08.\frac{y}{k}$$
 Formel 3.10

,wo: α - Neigungswinkel der luftseitigen Dammböschung [°];
 k - hydraulische Rauheit [m];

oder

$$\sigma = \frac{\rho_{WL}}{\rho_W}; \ \sigma \le 1$$

Formel 3.11

wo:

 σ : Luftgehaltsparameter; ρ : Dichte [kg/m³]; W – Wasser ; WL – Wasser-Luft-Gemisch;

Die Abflusstiefe "y" ist die Tiefe des Wasser-Luft-Gemisches, die für $\sigma = 1$ der Wassertiefe des unbelüfteten Abflusses entspricht. Der Grenzfall der wesentlichen Lufteinmischung für Lockerdeckwerke erreicht eine Neigung von Maximum 1:5.

3.3.4 Hydraulische Berechnungen und Fließgesetze der Raugerinneströmung

In den vergangenen Jahren wurde am meisten die Formel nach Manning-Strickler verwendet, um die Hydraulik des Gerinnes mit großer Rauheit gleich zu berechnen. Seit ca. 30 Jahren wurden die Untersuchungen in diesen Bereich merklich vermehrt (SCHEUERLEIN 1968, AKAN/AKILTOPU 1983, HAGER 1992, BATHURST 1985).

Für den Reibungswiderstand der Deckwerke an überströmbaren Dämmen können die Randbedingungen wie folgt angegeben werden [13]:

Relative Rauheit: $k/y \approx 0,2-1,0$

Sohlgefälle: $I_0 \approx 1:4-1:12$

Die Ableitung von Fließformeln speziell für den Raugerinneabfluss wurde für Gerinneströmungen mit dem modifizierten Reibungsansatz von Darcy-Weißbach durchgeführt:

$$I_E = \frac{\lambda}{4.r_{hy}} \cdot \frac{v_m^2}{2g}$$
 Formel 3.12

wo: I_E : Energieliniengefälle;

 λ : Reibungsbeiwert;

*r*_{*hy*}: Hydraulischer Radium [m];

 v_m : Mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s];

g: Fallbeschleunigung [m/s²];

Das Wasser übt auf das Deckwerk eine Kraft in Form einer Schubspannung τ_0 aus, die (abhängig von der Wassertiefe y und vom Energieliniengefälle I_e) wie folgt berechnet werden kann:

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot y \cdot Ie \qquad \qquad \text{Formel 3.13}$$

wo: ρ: Dichte von Wasser [kg/m³];
 Ie: Energieliniengefälle;
 y: Wassertiefe [m];

Eine andere Möglichkeit für hydraulische Berechnungen überströmter Deckwerke bei diesen Randbedingungen wird durch die Fließformel nach Brahms/ de Chezy definiert:

$$q = h.C.\sqrt{r_{hy}.I_E}$$
 Formel 3.14
$$C = A.\left(\frac{r_{hy}}{k}\right)^{1/6}$$
- Stickler-Reibungsbeiwert; Formel 3.15

wo:

A – Koeffizient [m^{1/2}/s]; k - absolute hydraulische Rauheit;

Bei relativen Rauheiten der Koeffizient A beträgt einen Wert von 26 m^{1/2}/s (GARBRECHT1961). Bei großen Rauheiten der Koeffizient A reduziert sich bis 19 m^{1/2}/s. Bei der Berechnung der Fließgeschwindigkeit in offenen Gerinnen wird die folgende Gleichung verwendet:

Formel 3.16

$$v = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{hy} \cdot I_E}$$

Diese Gleichung ergibt sich nach der Ersetzung des Rohrdurchmessers "d" mit dem vielfachen hydraulischen Radius in Formel 3.12.

Der Reibungsbeiwert λ wird hierbei durch die PRANDTL und KARMANs Wiederstandsfunktion der turbulenten Geschwindigkeitsverteilungen in rauen Rohren dargestellt:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = a_1 \cdot \log\left(a_2 \frac{r_{hy}}{k}\right) + a_3$$
 Formel 3.17

Die Koeffizienten a₁, a₂, a₃ und das maßgebende Rauheitsmaß k wurden oft von verschiedenen Autoren durch Modellversuche an den Bedingungen des Raugerinnes angepasst.

In der Tabelle 3.2 werden die Ansätze zur Bestimmung der Reibungsbeiwerte anderer Autoren angegeben.

Autor	Reibungsansatz	I ₀	Bemerkung
KEULEGAN 1938	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,033, \log\left(\frac{r_{hy}}{k}\right) + 2,21$		theoretisch
&MACDONALD		1:29	Modelluntersuchungen
1964	$\frac{1}{\sqrt{2}} = 2.0.(1 - \frac{0.1k}{\sqrt{2}}).log(\frac{12r_{hy}}{\sqrt{2}})$		Kubische
THOMPSON &	$\sqrt{\lambda}$ (k) (k)	1:19	Rauheitselemente
CAMPBELL 1979			
SCHEUERLEIN		1:10	Modelluntersuchungen
(1968)	$\frac{1}{\pi} = 3.2.\log\left(\frac{1}{(2.427 + 2.027 + 1.027$	bis	Unregelmäßige Steine
	$\sqrt{\lambda}$ ($\sigma(0,425 + 2,025, \Phi, \sin \alpha)$ K)	1:1,5	in Beton versetzt
BATHRUST	$\frac{1}{5} = 1,99.\log \left(\frac{y}{4}\right) + 1,41$	1:25	Modelluntersuchungen
1985	VA (#847	bis 1:11	$0,40 < r_{hy}/d_{84} < 20$
AGUIRRE- PE&	$\frac{1}{\sigma} = 1,70.\log\left(\frac{r_{hy}}{r}\right) + 1,22$	< 1:11	Modelluntersuchungen
FUENTES 1990	$\sqrt{\lambda}$ $\sqrt{a_{84}}$		$0,75 < r_{hy}/d_{50} < 30$
HASSINGER	$\frac{1}{2} = 2.0.\log\left(\frac{1}{1-r_{hy}}, \frac{r_{hy}}{2}\right)$	1:12	Modelluntersuchungen
1991	$\sqrt{\lambda}$ (0,425 + 2,025. Φ . sin α) K /		Blocksteinrampen
			Steinsatz
RICE ET AL1998	$\frac{1}{\sqrt{2}} = 1,80.\log\left(\frac{y}{d}\right) + 2,12$	1:36	Modelluntersuchungen
	VA (484)	bis 1:3	Steinschüttung
BOES & MINOR	$\frac{1}{\sqrt{5}} = 1,38.\log\left(\frac{2,4 r_{hy}}{4}\right) + 2,69$	1:1,7	Getreppte Schußrinne
2000	VA (484 /		y/B < 0,4
			B: Sohlbreite

Tabelle 3.2: Ansätze zur Bestimmung der Reibungsbeiwert λ [13]

Die so entstehenden Gleichungen werden von den meisten Autoren bei Untersuchungen an Bächen und Flüssen mit flacherem Sohlgefälle verwendet. Die Widerstandsfunktion von Scheuerlein ist die einzige die nicht nur steile Neigungen ($1,5 \le \cot\alpha \le 10$) sondern auch der Selbstbelüftung des Abflusses erfasst. Durch die Berücksichtigung des Lufteintrags lautet der Reibungsansatz nach Scheuerlein:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -3, 2.\log\left(\sigma.(1,7+1,8.\Phi.\sin\alpha).\frac{k_m}{4h_{WL}}\right)$$
 Formel 3.18

mit: Formel 3.10

Der hydraulische Radius wurde hier durch die Annährung $r_{hy} \approx h_{WL}$ für breitere Gerinne ersetzt und als hydraulische Rauheit "k" die mittlere Rauheitshöhe des Deckwerks "km" verwendet.



Abbildung 3.5: Raugerinneabfluß [14]

 $1- \mbox{Trennfläche zwischen ober- und} \qquad k_{max} - \mbox{H\"ohe zw. Trennfläche und Steinspitzebene} unterirdischem Abfluss;}$

2 – hydraulisch wirksame Sohle;

a – mittlere Steinabstand;

Neben dem oben genannten Verfahren wird häufig die Manning-Strickler-Gleichung angewendet, um Rauhgerinneströmung zu berechnen.

$$v_m = k_{st} r_{hy}^{2/3} I_E^{1/2}$$
 Formel 3.19

wo:

 $k_{St} = \frac{b_1}{k^{b_2}}$ - Strickler-Beiwert mit: b₁,b₂ – Koeffizienten und k – Rauheit;
Prinzipiell sind die Koeffizienten $,b_1$ "und $,b_2$ "Konstanten und die Rauheit ,k" wird in Beziehung zu einer Steingröße gesetzt.

Diese Ansätze sind plausibel, da bei gleichbleibendem Abfluss mit zunehmendem Sohlgefälle die Abflusstiefe zurückgeht und damit der Einfluss der Sohlrauheit zunimmt. [13] Die Zusammenhänge zwischen diese Koeffizienten und die Rauheit werden in Tabelle 3.3 angegeben.

Autor	k	b1	b2	Bemerkungen
WHITTAKER/JÄGGI 1986	d65	21	0,167	Maßgebendes Rauheitselement d65 gemäß RAUDKIVI 1976, aufbauend auf Strickler-Originalsatz
ABT ET AL. 1987	d50 .I0	12,21	0,159	empirish für Steinschüttungen aus gebrochenen Steinen I0 < 1:5, d50 [m]
RICE AL. 1998	d50 .I0	12,49	0,147	empirish für Steinschüttungen aus gebrochenen Steinen I0 < 1:3 bis 1:40, d50 [m]

Tabelle 3.3: Ansätze zur Berechnung des Strickler-Beiwerts in Abhängigkeit von der Steingröße [13]

Der wesentliche Vorteil von SCHEUERLEIN gegenüber dem Reibungsansatz von STRICKLER ist die Berücksichtigung der Abflussbelüftung bei steilen Neigungen.

3.3.5 Deckwerksdurchsrömung

Neben die Überströmung tritt bei Steindeckwerken aufgrund der Porosität des Deckwerks eine Durchströmung auf. Diese Erscheinung ist besonders sichtbar bei Deckwerke, die aus vielen Schichten ausgebildet sind. Bei denen fließt ein unter Umständen nicht zu vernachlässigen der Abflussanteil durch das Deckwerk ab. Die Deckwerksdurchströmung wirkt am meisten auf die Abflusstiefe und die Fließgeschwindigkeit der Überströmung.

Aufgrund der turbulenten Abflussverhältnisse im Deckwerk selbst ist auch für die Durchströmung einem quadratischen Zusammenhang zwischen Energieliniengefälle I_E und Fließgeschwindigkeit im Porenraum des Deckwerks v_D gemäß der Darcy-Weisbach-Gleichung anzusetzen, wobei der Rohdurchmesser "d" mit dem vierfachen hydraulischen Radius (d = 4.r.h.y) in der aufgestellten Gleichung von Darcy-Weisbach (Formel 3. 20) ersetzt wird. [13]

$$v_D = \frac{1}{\sqrt{\lambda_D}} \sqrt{8g.r_{hy}.I_E}$$
 Formel 3.20

Der Reibungsbeiwert λ_D hängt von der Steinform beziehungsweise von dem Hohlraumanteil des Deckwerks ab.

In der folgenden Tabelle 3.4 werden einige Ansätze zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts dargestellt.

Autor	Ansatz	Parameter	Bemerkungen
Stephenson 1979	$\lambda_{\rm D} = K + \frac{800}{\rm Re}$	K: Formfaktor d. Steine kantig: $K = 4$ halbrund: $K = 2$	Literaturdaten Modelldaten $d = d_{50}$
MARTINS 1990	$\lambda_{\rm D} = \frac{1-n}{n} \cdot \frac{C_{\rm U}^{0.52}}{K^2}$	K: Formfaktor d. Steine kantig: K = 0,56 rund: K = 0,75 $C_0 = d_{60}/d_{10}$: Ungleichförmigkeitszahl n: Hohlraumanteil	Modelldaten gleichförmiges Mate- rial für Re > 500
ABT ET AL. 1991	$\lambda_{\rm D} = 1,60$		Modelldaten d = d ₁₀ , I ₀ < 1:5



Im 1998 wurde von FRIZELL ET AL. auf semi-empirische Grundlage von Modellversuchen eine Gleichung zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit definiert:

$$v_D = 2,48.I_0^{0.58}.C_U^{-2.22}.\sqrt{g.d_{50}}$$
 Formel 3.21

Das Energiegefälle I_E wurde von FRIZELL mit dem Sohlgefälle I_0 ersetzt. Es kann davon ausgegangen werden, dass durch den FRIZELLS-Versuch, die bekommene zulässige Daten vorherrschten und somit $I_0 = I_E$ zu setzen ist. Die Steinform wird hier nicht berücksichtigt.

Der Anteil des spezifischen Abflusses, der durch das Deckwerk abfließt, kann wie folgt berechnet werden:

$$q_D = v_D \cdot n \cdot t_D$$
 Formel 3.22

wo: n – Hohlraumanteil des Deckwerks;

t_D - Deckwerksdicke [m];

4. Stabilität überströmter Deckwerk

4.1 Grundkonzeption

Die Stabilität des Deckwerks umfasst im gleichermaßen die Erosion- und die Standsicherheit.

Die Lockerdeckwerke sind dadurch charakterisiert, dass nicht nur die Steine, sondern auch den Unterbau lose auf den Untergrund angebracht werden und somit die Setzung des Dammes nicht spannungsfrei vom Deckwerk aufgenommen werden können.

Bei der Steinschüttung sind die Steine untereinander in dem Unterbau verzahnt. Deswegen geht die Stabilität dieser Deckwerke jedoch vorwiegend aus den Kontaktkräften und weniger aus der Gewichtskräfte des einzelnen Deckwerkselements hervor.

4.2 Belastungsarten

Um die wirkende Belastungen auf dem Abperrbauwerk zu übertragen, müssten die Dämme eine entsprechende Form und einen Aufbau aufweisen.

Entsprechend der Stabilität eines lockeren Deckwerks sind zwei Betrachtungsweisen erforderlich:

- Einzelsteinbetrachtung
- Betrachtung des Deckwerks als Gesamtsystem

Diese Betrachtungen sind unabhängig zwischen einander. Bei der Berechnung der Deckwerksstabilität als Gesamtsystem wird ein Abschnitt aufgenommen und sämtliche angreifenden Kräfte als integrale Kräfte auf den gesamten Abschnitt wirkend angesetzt.

Die angreifenden integralen Strömungskräfte werden auf zwei Hauptgruppen unterteilt:

- Kraft infolge Durchströmung des Deckwerks
- Kraft an der Kontaktfläche zwischen Strömung und Deckwerk

Bei der Betrachtung des Deckwerks als Gesamtsystem wird ein Deckwerksabschnitt herausgeschnitten und sämtliche angreifenden Kräfte als integrale Kräfte auf den gesamten Abschnitt wirkend angesetzt. [14]

4.3 Lastabtragung

Die Strömungsbelastungen werden von dem Deckwerk abgetragen. Die angreifenden Kräfte sollten entweder an dem nächsten Stein weitergeleitet oder in dem Dammkörper abgeleitet werden.

Im 1986 definierte BRAUNS erstmals die Begriffe "selbstragendes" und " nicht-selbstragendes" Deckwerk, die zwei verschiedenen Aspekte des Problems mit den angreifenden Kräften in dem Dammkörper betrachten. Es musste untersucht werden, ob es sich bei dem Deckwerk um ein selbsttragendes Deckwerk handelt, wo die Kräfte aus der Durch- und Überströmung komplett über die Reibung in der maßgebenden Gleitfuge in dem Dammkörper einleitet, oder ob ein nicht-selbsttragendes Deckwerk vorliegt. Bei letzteren ist die aktivierbare Reibungskraft in der maßgebenden Gleitfuge nicht ausreichend. Selbstragende Deckwerke habe eine flachere Böschungsneigung im Vergleich zum nicht selbstragenden Deckwereken. Die überschüssigen Strömungs- und Gewichtskräfte werden innerhalb des Deckwerks als Längskräfte weitergeleitet und wachsen mit zunehmender Deckwerkslänge in Fließrichtung an. Bei den "nicht-selbsttragenden" Deckwerken sind in regelmäßigen Abständen (zwischen den Stützkonstruktionen) auf der Überströmfläche angeordneten Querriegel vorgesehen. Diese Nebenkonstruktion ist angeordnet, um die hangabwärts gerichteten Kräfte aufnehmen zu können.



Abbildung 4.1 : HRB Kohlbach mit Deckwerk als Steinsatz und Querriegeln [7]

4.4 Versagenmechanismen

4.4.1 Allgemeine

Vergangene Hochwasserereignisse, bei denen Deiche und Dämme unplanmäßig überströmt wurden, haben gezeigt, dass die Erosion wegen des überströmenden Wassers so groß ist, dass man bei Dämmen und Deichen, die nicht besonders von einer solchen Erosion geschützt werden, mit beträchtlichen Zerstörungen des Bauwerks rechnen muss. Das Versagen eines Dammes mit der sich anschließend schnell ausbereitenden Welle kann zudem zu einer erheblichen Gefahr führen.

Ein Deckwerk kann komplett durch Abgleiten in der Fuge zwischen Unterbau und Deckwerk sowie zwischen Unterbau und Dammkörper versagen, wenn die treibenden Kräfte die haltenden Kräfte überschreiten.

Hier sind einige mögliche Versagensarten:

- Bruch des Deckwerks durch Herauslösen einzelner Steine;
- Bruch der Böschung in den Gleitflächen;
- Verminderung der örtlichen Standsicherheit im Austrittsbereich der Sickerströmung;
- Selbsttragenden Deckwerken:
 - Abgleiten in der Sohlfläche oder tieferen Gleitflächen;
- Nicht- selbsttragenden Deckwerken:
 - Ausbrechen durch Überschreitung der aufnehmbaren Stützkraft;
 - Die auftretende Längskraft nicht übertragen kann;
 - Infolge Stauchung;
 - Nachgeben der Fußsicherung oder von Betonquerriegeln;

Ein Schwerpunkt bei der Bemessung überströmbarer Deckwerke ist die Dimensionierung der Steingröße zur Gewährleistung der Erosionssicherheit. [13]



Am Meisten werden 3 Hauptversagensarten des Steinsatzes aufgeführt:

• Erosion eines Einzelsteins:

Ein einzelner Stein ist aus dem Deckwerkverbund herausgelöscht.

Für die praktische Dimensionierung ist davon auszugehen, dass beim Steinsatz die Erosion des ersten Steins als Versagenskriterium definiert werden muss. [14]

Diese Betrachtung ist nicht mehr gültig weil, diese erste Bewegung des Deckwerkmaterials nicht mehr als Erosionsbeginn bezeichnet wird, da sich dadurch die Steine in einer stabileren Lage umlagern und keine weitere Schäden auftreten. Der Unterschied zwischen dem Abfluss beim Beginn der Steinumlagerung und dem Versagensabfluss ist von der Steinform abhängig und beträgt etwa 20% bei abgerundeten Steinen sowie bis zu 40% bei gebrochenem Material (ABT 1991).

Zusätzlich tritt hier die Frage nach der ausreichenden Rauheit des Deckwerks zur Vermeidung eines Energieumwandlungsbauwerks zum Schutz des Absperrbaudammes selbst und des Unterwassers auf. Dies wurde aus Gründen der Unterhaltung bzw. Befahrbarkeit durch die Stabilitätsangaben von FÜHRBÖTER entwickelt.

Im Hinblick auf die tatsächlich auftretenden hydrodynamischen Belastungen infolge der starken Interaktion zwischen Deckwerk und Strömung auf den einzelnen Deckwerkselemente und die Abschätzung deren Belastbarkeit ist eine Erweiterung des Wissensstandes durchaus wünschenswert.

Allgemein erscheint neben dem absoluten Stabilitätskriterium "Versagen" auch die Beurteilung der Gleitsicherheit von Deckwerken im Hinblick auf der Erhaltung der Deckwerkstruktur bei der Überströmung als überaus wichtig. FÜHRBÖTER stellt der Deckwerkkonfiguration mit einem plattigen Stein und einem direkt angrenzenden hochkant Bremsstein fest. Die Rückbewegung des Bremssteins hat eine Vergrößerung der Fuge zwischen Platten- und Bremsstein zur Folge. Bei weiterer Belastungssteigerung führt der Stein Kippbewegung durch, bis er sich schließlich aus dem Verband löste.

In diesem Zusammenhang ist insofern eine enge Verzahnung von Wasserbau und Geotechnik gegeben.

• Abgleiten des gesamten Deckwerks:

Das Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab.

• Ausbrechen des Deckwerks: Das Deckwerk bricht oberhalb der Fußsicherung oder eines Querriegels aufgrund des Zusammenwirkens der hohen Horizontal- und Liftkräfte aus.

Bei den Steinschüttungen sind zwei Versagensarten zu betrachten:

• Erosion der Einzelsteine: Ein einzelner Stein wird aus dem Deckwerkverbund herausgelöscht. • Abgleiten des gesamten Deckwerks auf der Böschung : Das Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab oder das Deckwerk mitsamt der Filterschicht gleitet als Ganzes auf dem Dammkörper ab.

Bei den mehrlagigen Steinschüttungen laufen die Versagensmechanismen im Vergleich zu dem Deckwerk aus Steinsatz komplizierter ab. Die wichtigsten Schwerpunkte sind die Kornverteilung der Schüttsteinklassen (von Klasse 0 bis Klasse V), die Schichtstärke der Steinschüttung und der spezifische Abfluss (q_D). Das Wasser fließt bis zu einem bestimmten spezifischen Abfluss. Falls dieser Abfluss übersteigt wird, beginnt die Überströmung des Deckwerks und damit auch die Erosion der einzelnen Steine. Je stärker die Schichtstärke der Steinschüttung ist, desto mehr Wasser durch das Deckwerk abfließen kann.

Der Begriff "kritischen Zustand" wurde von mehreren Autoren auf vielfältige Art und Wiese beschreibt, aufgrund der komplexen Struktur des Deckwerks. LARSEN betrachtet die stärkere Steinumlagerung als kritischen Zustand. ABT/JOHNSON 1991 definierten einen Zustand als kritischen, wenn der Untergrund unterhalb des Deckwerks sichtbar ist.

4.4.2 Einfluss von Sickerströmungen

Die verschiedenen Erscheinungsformen der Sickerströmung treten als Folge der mechanischen Beanspruchung auf, welcher inneren Erosion auf dem Korngerüst eines durchströmten Bodens ausüben. Das Strömungsverhalten der beteiligten Fluides des Sickerflusses kann durch durch deren Oberflächenspannungen bestimmt werden. Die Prozesse, die am meisten die Sickerströmung beeinflusst, sind die erwartende Dauer der Überströmung und die Durchlässigkeit des Dammschüttmaterials.

Die Überwachung der gleichzeitigen Durch- und Überströmung von Dämmen wurde von SCHLAEF 1964 und GERODETTI 1981 am physikalischen Modell beobachtet. Die Untersuchungen wurden an Steinschüttungen mit sehr durchlässigem Stützkörpermaterial durchgeführt. Die Ergebnisse von den Beiden zeigen, dass die Sickerströmungskräfte der Stabilität von Deckwerken auf durchlässigem Schüttmaterial erheblich beeinflussen.

Die Zunahme der antreibenden Kräfte und die gleichzeitige Verringerung des aktivierbaren Scherwidestand durch den Porenwasserdruck bewirken eine entsprechnde Verminderung der Böschungsstabilität.

4.4.3 Erosionssicherheit

Um eine Bemessungsgleichung der wirkenden Kräfte im Deckwerk herzuleiten, muss man sich mit den Erosionsprozessen vertraut machen. Der Erosionsbeginn der Steinschüttung und der Erosionsbeginn des Steinsatzes unterscheidet sich deutlich voneinander.Bei der Steinschüttungen werden am Anfang kurze Umlagerungen des Steinmaterials von einer instabilen nach einer neuen stabileren Position beobachtet.

Beim Steinsatz die Frage mit dem Erosionsprozess steht ganz anders. HASSINGER 1991 beobachtete bei Steigerung des Abflusses zunächst Rüttelbewegungen und danach das Herauslösen einzelner Steine. [14]

Die Sicherheitsdefinition der überströmten Böschungen wird in Analogie zu den Sicherheitsnachweisen in der Bodenmechanik mit dem Ansatz

$$\eta = \frac{Haltende Kräfte}{Treibende Kräfte} \ge 1,3$$
Formel 4.1

untersucht. Wobei die treibenden Kräfte aus der Schubspannungsresultierende von der Überströmung, Strömungskraft und dem Eigengewicht des Wassers P_W und die haltenden Kräfte aus der Scherfestigkeit in der Gleitfuge, zwischen Unterbau und Deckwerk angesetzt weden.

Die Sicherheit gegen das Ausbrechen des ganzen Deckwerks erfolgt durch den Vergleich der vorhandenen mit der maximalen zulässigen Stützkraft:

$$\eta_{B}.vor F_{st,DW} \leq Zul F_{st,DW}$$
 Formel 4.2

Die wirkenden Stützkräfte, die infolge der Längskraftabtragung auf den Steinen erzeugen, erhöhen die Einzelsteinstabilität und damit die Erosionssicherheit des gesamten Deckwerks.

4.4.3.1 Rückschreitender Erosion

Die rückschreitende Erosion ist eine der häufigsten Versagensursache bei der Dammbrüchen. Der gefährlichste Bereich in dem ganzen Deckwerk ist der Dammfuß. In diesem Bereich wirken die Stützkraft und den hohen Energieumwandlungspotenzial.

Wegen der großen Rauheit, steileren Neigungen und vergrößerten spezifischen Abfluss des Deckwerks ist eine starke Lufteinmischung hervorgerufen. Die Lufteinmischung ist ein echter Indikator für starke Energieumwandlung. Die Energieumwandlung ist erwünscht, da so dem Wasser während dem Überströmvorgang die Energie entzogen wird, welche sonst auf der Überströmstrecke und vor allem am Dammfuß zu einer starken Erosion führen kann. Am Dammfuß treten überdies noch die verschärfenden Effekte der Richtungsänderung auf. Ein Problem bei einer vollständigen Überflutung ist die Konzentration des Abflusses am Dammfuß. Durch eine Kanalisierung auf einen relativ kleinen Bereich und die oft notwendigen Umlenkungen entstehen örtlich veränderliche Beanspruchungen. Normaldrücke und Schubspannungen auf der Dammoberfläche können lokal stark variieren und bilden damit die Voraussetzung für eine Erosion des Untergrundes.

4.4.3.2 Ausbildungen der Fußsicherung gegen rückschreitende Erosion

Nach der Rauheit des Deckwerks erreicht das überströmende Wasser den Dammfuß mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten. Bei hohen Fließgeschwindigkeiten entstehen im Bereich des sich einstellenden Wechselsprungs große Erosionskräfte, die eine rückschreitende Erosion zur Folge hervorrufen können. Zu diesem Zweck muss am Ende eines überströmbaren Dammbereichs eine Fußsicherung geplannt werden.

Die Abführung des abfließenden Sickerwassers ist durch geeigneten Drainagen sichergestellt.

Der Bereich nach dem Deckwerk sollte strömungsgünstig modelliert werden, um den ganzen Dammfuß gegen Erosion zu schutzen. Zusätzlich kann ein entlang des Dammfußes verlaufendes Ableitungsgerinne eingebaut werden, in dem kleineren Abflüsse gesammelt und weiter abgeleitet werden können. Dadurch wird bei geringen Abflüssen das angrenzende Gelände vor Überflutungen geschützt. Dieser Bereich wird beispielsweise mit großen Wasserbausteinen zu sichern. Da der Abfluss im Gerinne durch den kontinuierlichen Zufluss stetig ansteigt, ist es sinnvoll die Querschnittsfläche in Fließrichtung zu vergrößern, um eine konstante Fließgeschwindigkeit zu erreichen. Die Ablosekanten zwischen Flusssicherung und Ableitungsgerinne sind zu vermeiden.

4.5 Stabilität eines Einzelsteins

4.5.1 Konzept der kritischen Schubspannung

Die Steinerosion erscheint, wenn die effektive Schubspannung größer als die kritische Schubspannung ist. Der klassische Ansatz zur Bestimmung der kritischen Schubspannungen wurde aus den Untersuchungen zum Transportbeginn der Feststoff mit Lockergesteinssohle abgeleitet. SCHIELDS 1936 entwickelte eine semi-empirische Gleichung zur Bestimmung den so genannten Schields-Parameter Fr*.

$$Fr^{*} = \frac{v_{0}^{*^{2}}}{\rho_{s} / \rho_{w} . g . d_{s}} = f\left(\frac{v_{0}^{*} . d_{s}}{v} = \operatorname{Re}^{*}\right) \quad \left(\rho_{s} = \rho_{s} - \rho_{w}\right)$$
Formel 4.3

wo: v_0^* - Wandschubspannungsgeschwindigkeit $v_0^* = \sqrt{\tau_0 / \rho_w}$;

 v_w - Kinematische Viskosität des Wassers $[m^2/s^{-1}]$;

Hier wurde die bekannte Beziehung $\tau_{cr} = \tau^* \cdot \rho_s \cdot g \cdot d_s$ abgeleitet. Der Schubspannungsbeiwert (τ^*) von Schields wurde für eine Sohle aus einheitlich großen Geschiebeanteilen von 0,03 bis 0,06 bestimmt. In weiteren Untersuchungen wurde festgelegt, dass der Shields-Parameter keine Konstante ist. Verschiedene Autoren (KREY, ASCHIDA/BAYAZIT, WHITTAKER/JÄGGI, MEYER-PETER UND MÜLLER) haben verschiedene Größe des Schubspannungsbeiwerts abgeleitet. Krey stellte die Größe des Beiwerts $\tau^* = 0,076$ fest, aber nur für Geschiebekorngröße d = 6 mm.

ASCHIDA/BAYAZIT (1973) beobachteten bei Untersuchungen mit großer relativer Rauheit k/h und Sohlneigungen von $5 \le \cot \alpha \le 50$ einer Erhöhung des Shields-Parameters von $\tau^* \approx 0,12$. Bei WHITTAKER/JÄGGI beträgt der Parameter einen Wert von $\tau^* \approx 0,087$.

Der Abminderungsfaktor stellt die Berücksichtigung der geringeren Stabilität bei steilen Neigungen dar.

 $\tau_{cr} = \cos\alpha(\tan\beta - \tan\alpha).\tau^*.\rho_{s}.g.d_{s}$ Formel 4.4

wo: α - Sohlneigungswinkel [°];

β- Abstützwinkel der Steine [°] (β ≈ φ für Steinschüttungen und β = 70° - 80° für Steinsatz (ULRICH 1987));

4.5.2 Ansatz des Kräfte- oder Momentengleichgewicht

Die Lagestabilität des Einzelsteins wird anhand einer Gleichgewichtsbetrachtung der angreifenden Kräfte oder Momente beurteilt und daraus auf die Erosionssicherheit des gesamten Deckwerks geschlossen. Berücksichtigt man im einfachsten Fall nur die Schubkraft F_D , den den Auftrieb und die Gleichgewicht F_G , so erhält man aus der Kräftebilanz die kritische Geschwindigkeit. [19]

$$v_{cr} = E \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w \cdot \sigma} \cdot d_s} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \cos \alpha (\tan \beta - \tan \alpha)}$$
 Formel 4.5

wo: E - Faktor zur Erfassung der nicht berücksichtigen Einflüsse, Stabilitätsfaktor (beinhaltet den Abstützwinkel der Steine);

 β -Winkel der fiktiven Rollebene, Abstützwinkel;

σ - Lufteinmischungsfaktor;

Die Bemessungsgleichung wurde auf theoretische Überlegungen basiert, in denen den betrachteten Einzelstein als Kugel idealisiert und die Quertriebkraft nicht angesetzt wurde. Der Belüftungsfaktor hängt von der Neigung und der Rauheit des Deckwerks ab und wird nach der Gleichung von Schleuerlein erfasst. Um diese Gleichung zu verwenden, ist der Ausdruck $E(2/3.(\tan\beta\tan\alpha))^{1/2}$ zu einem Stabilitätsfaktor

$$E_{H/S} = E \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \cos \alpha (\tan \beta - \tan \alpha)}$$
 Formel 4.6

zusammengefasst. $E_{H/B} = 1,2 = konst$ wurde von HARTUNG/SCHEUERLEIN in Übereinstimmung mit ISBASH (1936) angegeben, aber KOBUS (1986) empfehlt einen Wert von:

 $E_k = 1,0$ bis 1,2 - Für Steinschüttung $E_k = 1,2$ bis 1,4 - Für Steinsatz

4.5.3 Empirische Gleichungen

Die Bezihungen zwischen Steinmasse m_s (oder Steingröße d_r) $m_s = f(v^6)$ und $d_r = f(v^2)$, die von BRAHMS entwickelt wurden, um die sohlnahen Fließgeschwindigkeit "v" zu bestimmen, wurden vor allem im Verkehrswasserbau für die Bemessung von losen Deckschichten aus Steinwurf verwendet. Die empirische Gleichung von DIETZ (1977), die die waagrechte Sohle und einfacge Überströmung mit mäßiger Turbulenz umfassen, lautet:

$$m_s = 0,062.v^6 [kg]$$
, v in [m/s] Formel 4.7

Mit dem Volumen eines Bruchsteins nach KNIEß (1977)

$$v_s = 0,245.d_r^3$$
 Formel 4.8

bekommen wir die Gleichung der repräsentativen Steingröße $d_{r,0}$ einem Steinwurf

$$d_{r,0} = \sqrt[3]{\frac{0,062.v^6}{0,245.2.\rho_s}} = 0,0457.v^2$$
 [m] Formel 4.9

wobei: ρ_s - Korndichte, die beträgt 2,650 kg/m³ ist.

4.5.4 Übersicht übergängige Bemessungsformeln

Für die Ermittlung der erforderlichen Steingröße wurden von mehreren Autoren für die unterschiedlichen Anwendungsbereiche verschiedene Bemessungsansätze entwickelt. Die am meisten benutzten Bemessungsformeln wurden aus der Verbindung eines Stabilitätsansatzes mit einem Fließgesetz abgeleitet. Dann kommen die empirischen Beziehungen, die von Versuchsanalyse gewonnen worden sind. Als maßgebende Belastungsgröße wird der kritische spezifische Abfluss ermittelt. Die Kenngröße zur Beschreibung der Deckwerksstabilität ist die kritische, steinbezogene Froude-zahl $Fr_{s,er}$

$$Fr_{s,er} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \frac{\rho_s - \rho_W}{\rho_W} \cdot d_{s,er}^3}}$$
 Formel 4.10

wo : q - Spezifischer Abfluss [m³/cm];

g – Fallbeschleunigung [m/s²];

 ρ – Dichte [kg/m³];

 $d_{s,er}^{3}$ -Erosionskritischer äquivalenter Steindurchmesser für den gegebenen spezifischen Abfluss[m];

Weiter werden einige Bemessungsansätze vorgestellt, bei denen die empirisch ermittelten Gleichungen des steinbezogenes Froude-zahl Fr_{s,er} nicht direkt aus der Bemessungsgleichung hervorgeht.

• LINFORD/SAUNDERS 1967 & OLIVER 1973

Linford/Saunders führten Untersuchungen an überströmbaren Steinschüttdämmen mit luftseitigen Böschungsneigung von 1:5 bis 1:12,5 durch und leiteten die Gleichung 4.11 ab. In dieser Gleichung wurde den Packungsfaktor berücksichtigt.

$$Fr_{S,er} = 6,45.\frac{1}{\sqrt{g}}.(\frac{1,2}{P_C}.\frac{\overline{C}.\tan\alpha}{P_{C1}})^{5/3}.(\frac{\rho_S - \rho_W}{\rho_W})^{7/6}.I_0^{-7/6}$$
 Formel 4.11

wo : P_c - Packungsfaktor, $P_c = 0.8$ für Steinsatz; $P_c = 1.2$ für Steinschüttung;

$$P_{C1} = \left(\frac{6}{\pi} \cdot \frac{1}{N_V \cdot d_s^3}\right) \approx 1.6$$
 - für gebrochenen Granit; Formel 4.12

 N_v - die Anzahl der Steine je m³ bei Steinschüttung;

• OLIVER 1973 vereinfachte die Gleichung von Linford/Saunders für Neigungen steiler als 1:5 (gültig für Steinschüttung mit gebrochenem Steinmaterial).

$$Fr_{s,er} = \frac{0,235}{\sqrt{g}} \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho_W}{\rho_W}\right)^{7/6} \cdot I_0^{-7/6}$$
 Formel 4.13

• HARTUNG/SCHEUERLEIN (1970)

Die Autoren definierten eine erosionkritische Geschwindigkeit, bei der Einzelstein aus dem Deckwerk gelöscht wird. Der Einzelstein in dieser Gleichung wird als Kugel betrachtet. Hartung und Scheuerlein schlägten eine Reihe von Stabilität Gleichungen für Steinschüttungen an steilen Böschungen vor, die die Auswirkungen der Belüftung durch die Strömung beeinflusst.

$$v_{er} = E \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w \cdot \sigma}} \cdot \sqrt{d_s \cdot \cos \alpha}$$
 Formel 4.14

wobei: *E* - Faktor zur Erfassung der nicht berücksichtigen Einflüsse, Stabilitätsfaktor (beinhaltet den Abstützwinkel der Steine);

 β -Winkel der fiktiven Rollebene, Abstützwinkel;

 σ - Lufteinmischungsfaktor sind.

• KNAUSS (1979)

Er kombinierte HARTUNG/SCHEUERLs Ansatz mit der Gleichung von SCHEUERLEIN für hydraulische Rauheit $k = d_s/3$.

Formel 4.15

$$Fr_{s,er} = 5.\sqrt{2}.\sqrt{\sigma_{er}}.(\sigma_{er} - 1 + 1, 3.\sin\alpha).\sqrt{\cos\alpha}$$

wo:

 $\sigma_{er} = 1,18 + 0,08.\Phi - 1,44.\sin\alpha;$ $\Phi - Rauheits parameter;$ Knauss entwickelte eine Steinstabilitätsfunktion, die auf den spezifischen Abfluss, Neigung, Packungsfaktor und Luftkonzentration basiert wurde. Er stellte fest, dass durch die Steigerung der Luftkonzentration, erhöht sich die Fließgeschwindigkeit, obwohl den Deckwerk stabil bleibt.

• ROBINSON (1997)

In diesem Ansatz wurde von Robinson eines Steinschüttungsmodels mit mittleren Steindurchmesser von 15 bis 278 mm und Neigung von 2 bis 40% untersucht.

Die empirische Gleichung zur Bemessung von Steinschüttungen lautet:

$$d_{50} = \frac{1}{I_0} \left[q. \exp\left(11, 2 - 1, 465 / \sqrt{I_0}\right) \right]^{\frac{1}{1,405 + 0,2132 / \sqrt{I_0}}}$$
 Formel 4.15

wo: d_{50} - Mittlerer Steindurchmesser der Schüttung [mm];

Der Anwendungsbereich beschränkt sich auf die im Modell zugrundegelegten Gegebenheiten $\rho_s \approx 2600 \text{ kg} / \text{m}^3$; $C_U = d_{60} / d_{10} = 1,5 \text{ bis } 1,7$; Schüttdicke $2 d_{50}$ Soh lg efälle -1:2,5 bis 1:10

• KNIEß (1983)

$$Fr_{s,er} = \frac{0,784}{\sqrt{g}} \cdot \left(k_n \cdot k_p \cdot k_t\right)^{-5/4} \cdot \sin \alpha^{-3/4}$$
 Formel 4.16

wo: k_n - Korrekturfaktor für Neigung;

 k_p - Korrekturfaktor für Trockendichte;

 k_t - Korrekturfaktor für Verringerung des Steingewicht;

• WHITTAKER/JÄGGI (1986)

Durch Modelluntersuchungen ($d_{65} < 2, 4 \text{ cm}$) an Blocksteinrampen ($I_0 = 1:4 \text{ und} 1:13,3$) wurde ein fließenden Übergang in der Stabilität von Steinwurf zu Steinsatz festgestellt, um nur eine Bemessungsgleichung anzugeben. Es wurde das Fließgesetz nach Manning-Strickler angewendet:

$$Fr_{s,er}(d_{65}) = 0,257.I_0^{-7/6}$$
 Formel 4.17

wo: d₆₅: Steingröße, die nicht über 65% der Steine unterschritten worden sind;

• ABT/JOHNSON (1991)

Abt und Johnson (1991) haben einen Nähe-Prototypen gebaut, um Deckwerksstabilität beim Überströmstecken festzustellen. Die Luftböschung variiert von 2 bis 20 %. Die Steinschüttung Design-Kriterien für Überströmung wurden für zwei Bedingungen entwickelt -Steinbewegungen und Abgleiten des ganzen Deckwerks. Die Kriterien wurden als Funktion der mittleren Steingröße, Abflusseinheiten, und Böschungsneigungen übernommen. Die Gleichung lautet:

$$D_{50} = 0,595.S^{0,43}.q^{0,56}$$
 Formel 4.18

wo:

: D_{50} - Mittlerer Steindurchmesser der Schüttung [m];

 $\rho_{s} \approx 2600 \text{ kg} / \text{m}^{3}; C_{U} = d_{60} / d_{10} = 1,5 \text{ bis } 1,7; \text{Schüttdicke } 2d_{50} \text{ Soh lg efälle : } 1:5$

Abt und Johnson haben insgesamt 21 Stabilitätstests am Steinwurf in zwei rechteckigen Gerinne, eine für steilen Neigungen (\geq 10%) und eine für flacheren Neigungen (<10%), mit einer Breite von 2,4 m durchgeführt. Jedes Gerinne wurde modifiziert, um Tests mit Prototypen von Steinpanzerung zu erlauben. Ein mittlerer Steindurchmesser von 50,8 bis 157,5 mm wurde in Schichten von 1,9 bis 3m plastifiziert. Das spezifische Gewicht der Steine wurde von 2,65 bis 2,72 kg angenommen. Abbildungen 4.1 und 4.2 zeigen die zusammengefassten Ergebnisse der Stabilitätstests an Bruchsteinen.

,wo
$$S - B\ddot{o}schungsneigung [^{\circ}];$$

 $q_f - kritischer Abfluss [m^2/s];$
Cu - Koeffizienten der Gleichförmigkeit; Cu = D_{60}/D_{10}

Test	S	D ₅₀	C_{u}	p.g	(q _f
INO.		(IIIII)		KIN/III	(IIIII)	(m/s)
(a)	Robinse	on et al. [1	8]			
1	0.1	15	1.65	27	30	0.0057
2	0.125	15	1.65	27	30	0.0052
3	0.167	15	1.65	27	30	0.0037
4	0.222	15	1.65	27	30	0.0031
5	0.1	33	1.65	27	66	0.0248
6	0.125	33	1.65	27	66	0.0235
7	0.167	33	1.65	27	66	0.0186
8	0.222	33	1.65	27	66	0.0147
9	0.4	46	1.25	27	92	0.0381
10	0.1	52	1.72	28.2	104	0.0762
11	0.125	52	1.72	28.2	104	0.0624
12	0.167	52	1.72	28.2	104	0.0578
13	0.222	52	1.72	28.2	104	0.0483
14	0.4	52	1.72	28.2	104	0.0349
15	0.1	89	1.58	25.4	178	0.1738
16	0.125	89	1.58	25.4	178	0.1514
17	0.167	89	1.58	25.4	178	0.1596
18	0.222	89	1.58	25.4	178	0.1105
19	0.125	89	1.58	25.4	178	0.1663
20	0.222	89	1.58	25.4	178	0.1003
21	0.4	89	1.58	25.4	178	0.0865
22	0.125	145	1.54	25.5	290	0.3307
23	0.222	145	1.54	25.5	290	0.2239
24	0.4	145	1.54	25.5	290	0.1951
25	0.222	188	1.73	25.8	376	0.5416
26	0.4	188	1.73	25.8	376	0.3279
27	0.08	188	1.73	25.8	376	0.7525
28	0.06	52	1.72	28.2	104	0.1858
29	0.06	33	1.65	27	66	0.0892
30	0.04	33	1.65	26.5	66	0.183
31	0.02	15	1.65	27	30	0.0427
32	0.06	192	1.58	25.6	384	1.6258

 Tabelle 4.1: Zusammenfassung der Daten bei der Betrachtung von Bruchsteinen [12]

(b)	Abt and	Johnson	[1]			
33	0.1	25.9	1.75	26.7	76	0.033
34	0.1	25.9	1.75	26.7	76	0.031
35	0.1	25.9	1.75	26.7	76	0.028
36	0.1	25.9	1.75	26.7	76	0.039
37	0.1	50.8	2.4	26.7	102	0.078
38	0.1	50.8	2.4	26.7	152	0.092
39	0.1	50.8	2.4	26.7	152	0.102
40	0.1	55.9	2.09	26.7	152	0.103
41	0.1	55.9	2.09	26.7	152	0.115
42	0.1	55.9	2.09	26.7	152	0.115
43	0.2	55.9	2.09	26.7	152	0.046
44	0.1	101.6	2.3	26	203	0.322
45	0.1	101.6	2.3	26	305	0.34
46	0.1	101.6	2.3	26	305	0.378
47	0.2	104.1	2.15	26	305	0.166
48	0.2	129.5	1.62	26	305	0.327
49	0.2	157.5	1.69	26	305	0.407
50	0.08	55.9	2.09	26.7	152	0.166
51	0.02	55.9	2.09	26.7	152	0.416
52	0.02	25.9	1.75	26.7	76	0.102
53	0.01	25.9	1.75	26.7	76	0.138

 Tabelle 4.2: Zusammenfassung der Daten bei der Betrachtung von Bruchsteinen [12]

Die Daten mit 53 Steinstabilitätstests (Tabelle. 4.2) wurden unter der Leitung von Robinson und Abt&Johnson mit eine Neigung von 1 bis 40% verwendet, um die Genauigkeit der bestehenden Gleichungen für den mittleren Durchmesser der einzelnen Steine aus dem ganzen Deckwerk zu überprüfen. Der Abfluss bei dem Steinausfall variiert von 0,003 bis 0,752 m²/s für Steindurchmesser von 15 bis 278 mm. Die Ergebnisse aus den 53 Stabilitätstests wurden in die Gleichung von Abt berücksichtigt.

$$D_{50} = 0.9782.C_u^{0.70}.S^{0.70}.q_f^{0.68}$$
 Formel 4.19

Die schon berechneten Werte von mittleren Steindurchmessern wurden in Abbildung 4.3 mit dem untersuchten Werte vergleicht.



Abbildung 4.3: Vergleich der Sätze von Robinson, Abt und Johnson und Abt [12]

Die Steindimensionierung sollte sehr aufmerksam ausgewählt werden, da die Steinbehandlungen zu einer falschen Sicherheitskoeffizienten führen können. In der regel wird die Dimensionierung der Steine für eine bestimmte Anwendung entwickelt. Mann muss darauf achten, dass die gewählte Methode mit dem Zweck des Projekts zusammenpasst.

• DORNACK (1999)

Es ist sehr kompliziert, die Auswirkung der wirkenden Einflüsse bei steiler Böschungsneigung zu bestimmen. In diesem Fall wirken Einflüsse auf die Erosionssicherheit, die nicht allein anhand theoretischer Überlegungen beurteilt werden konnten. Um diese Auswirkungen zu bestimmen, sind Untersuchungen am physikalischen Modell notwendig. Die empirischen Berechnungen sind nicht gewährleistet. Die experimentelle Untersuchung von Dornack behandelt vor allem steile Böschungen (Neigungen größer als 1:4). Das Grundziel bestand somit in der Ausarbeitung einer Beziehung zur Dimensionierung überströmter Deckwerke. Dornack hat auch die Ergebnisse von früherer Arbeiten genutzt, aber die sollten für eine Neigung von $\cot \alpha = 4$ ergänzt werden. Neben den Fließgrößen im Überflutungsbereich war die Abstützwinkel in einlagigen Deckwerken aus Steinsatz zu bestimmen und die stabilisierende Wirkung der Stützkräfte am Einzelstein zu quantifizieren, so dass außer einem hydraulischen Modell weitere Versuchseinrichtungen erforderlich waren. [19] Am hydraulischen Modell wurden folgenden Schwerpunkte untersucht:

- Abschätzung der zulässigen Anzahl von Steinverlusten;
- Ermittlung der kritischen spezifischen Abflüsse;
- Untersuchung zum Einfluss des Unterbaus auf die Erosionssicherheit des Deckwerks;
- Bestimmung der maßgebenden hydraulischen Belastungsgrößen des Deckwerks;

- Bestimmung der Lagerung- und Rauheitsparameter;
- Ermittlung des Abstützwinkels;
- Untersuchung der Längskraftentwicklung im Deckwerk durch Stützkraftmessungen am Böschungsfuß;
- Quantifizierung der Reibungskräfte infolge Längskraftabtragung;
- <u>Physikalisches Modell</u>:

Für die Untersuchung der Strömungsverhältnisse und der Erosionssicherheit im Überströmungsbereich wurde in einer Versuchsrinne das Modell eines überströmbaren Dammes eingebaut. [19]



Abbildung 4.4 : Lageplan und Längsschnitt der Versuchsrinne mit überströmbarem Dammmodell [14]

DORNACK 2001 konstruierte seinem Untersuchungsmodell mit einer Breite von 0,92 m und einer Länge von 2,0 m. Der Durchfluss im Versuchsstand beträgt 100 l/s.lfm. Die betrachteten Neigungen liegen zwischen 1: 1,5 und 1: 3,4. Als Steinmaterial verwendete Dornack Bruchsteine mit drei verschiedenen Durchmessern $d_s = 3$, 4 und 5 cm.

Dornack hat folgende Bemessungsformel zur Bestimmung der erforderlichen Steingröße zur Sicherstellung der Erosionsstabilität entwickelt:

$$q_{er} = Fr_{s,er} \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3}$$
Formel 4.20
wo: $\operatorname{Fr}_{s,er} = \left(0,564.\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot \tan \alpha^{-0.6} + 0,384.\frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \tan \alpha^{0.4}\right)^{1.25} \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot \cos \alpha}$
Formel 4.21
mit: g - Erdbeschleunigung [m/s²];
d_s - Steindurchmesser [m];
47
Mart-Nr. 1029238

 α – Böschungswinkel [°]; ρ_{S-} Korndichte [kg/m³]; ρ_{W} – Dichte von Wasser [kg/m³];

Durch seine experimentellen Untersuchungen konnte DORNACK die zusätzliche Tragwirkung des Steinsatzes infolge der Gewölbedingung nachweisen. In der Arbeit vom DORNACK beträgt die zulässigen Steinverlust einen Wert von $v_{zul} = 0,5\%$.

- Ergebnisse der hydraulischen Modellversuch:
- 1. Versuche zur Erosion des Deckwerks:

Diese Versuche erfassen die Ermittlung der zulässigen Anzahl von Steinverlusten. Im überströmten Steinsatz - Deckwerke führt der Verlust einzelner Steine nicht zum Versagen des kompletten Deckwerks. Bei der Betrachtung der Stabilität wurde die Anrechnung zulässiger Steinverluste gerechtfertigt.

2. Steinverluste von Erreichen des kritischen Abflusses:

Die durchgeführten Beobachtungen stimmten mit den Beschreibungen anderer Autoren (Platzer 1983, Whittaker/Jäggi 1986, Hassinger 1991) ein. In einigen Fällen wurden die freien Plätze von den Versagenssteinen mit anderen nachkippende Bruchsteine wieder verschlossen. In anderen Fällen konnte nach dem Verlust des ersten Einzelsteins einer deutlichen Abflusssteigerung vorgenommen werden, bevor das vollständige Versagen des Deckwerks eintrat. In den Versuchen wurden die Abflüsse q_V zum Beginn der Steinverluste sowie die kritischen Werte q_{cr} beim Versagen des Deckwerks bei verschiedenen Steinsätzen gemessen. Eine bevorzugte Stelle für Eintreten von Verlusten wurde nicht festgestellt, sondern traten die Steine über die gesamte Böschung zufällig verteilt auf.



3. Kritische Abflüsse beim Versagen des Deckwerks

Abbildung 4.5 : Kritische steinbezogene Froude-Zahlen beim Versagen des Deckwerks [14]

Die Ergebnisse der Werte von Platzer und Larsen gelten für flachere Neigungen tan $\alpha < 0.4$. Die hohe kritische Froude- Zahlen wurden bei Neigungen in den Grenzen von $Fr_{s,cr} \ge 2,5(\tan \alpha = 0,5)$ und $Fr_{s,cr} \ge 3(\tan \alpha = 0,67)$ ermittelt. Mit diesen Ergebnissen wird die große Belastbarkeit überströmter Deckwerke aus Steinsatz und ihre grundsätzliche Eignung auch bei steilen Böschungsneigungen bestätigt. In den Modellversuchen nach Dornack wurde eine höhere Stabilität durch die Anrechnung der Zwängungskräfte erzielt.

4.5.5 Vergleich der Bemessungsformeln

Die schon erwähnten Bemessungsformeln zur Beschreibung der Deckwerkstabilität können nach Gruppen eingeteilt werden. Die Autoren der Bemessungsformeln hatten sehr ähnliche Ergebnisse gekriegt. Einen Überblick über die von verschiedenen Autoren verwendeten Kombinationen von Fließgesetze und Stabilitätsansatze vermittelt die Tabelle (4.3), in der die zugehörige Art des Deckwerks angegeben ist. Die Formeln sind sowohl für die Bemessung von Steinschüttungen als auch für den Steinsatz verwendet.

Fließformel	Stabilitätsansatz / maßg. Belastungsgröße	Autoren	Anwendung (Art des Deckwerks)
Brahms - de Chezy, Strickler	kritische Schubspannung / τ _{er}	Schocklitsch Platzer Whittaker/Jäggi	bewegliche Sohlen von Fließgewässern (Beginn Geschiebetransp.) Steinsatz lockerer Steinsatz
Brahms - de Chezy, Strickler	Einzelstein / T _{er}	Linford/Saunders Olivier Stephenson	Steinschüttung / Steinsatz Steinschüttung Steinschüttung
Scheuerlein	Einzelstein / v _{cr}	Hart./Scheuerlein Knauss Kobus et al.	Steinschüttung Steinschüttung / Steinsatz Steinschüttung / Steinsatz
	Einzelstein, m _S =f(v ⁶) / v _{cr}	Knieß	Steinschüttung
***	Regressionsanalyse / qer	Abt et al.	Steinschüttung

Tabelle 4.3 : Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für ÜberströmbareDeckwerke [13]

In der Tabelle 4.4 werden die am häufigsten benutzten Bemessungsgleichungen mit den geltenden Randbedingungen eingetragen. Die spezifischen Abflüsse bei Erosionsbeginn sind hier als steinbezogene Froude-Zahl Fr_s angegeben:

$$Fr_{S} = \frac{q}{\sqrt{g.d_{S}^{3}}}$$

Formel 4.22

Bemessungsformeln	Erläuterungen
Schocklitsch (1950)	$S = \rho_S / \rho_W$ (s. auch andere Formeln)
$Fr_{k,cr} = \frac{0.26}{\sqrt{g}} \cdot (S - I)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	
Linford / Saunders (1967)	$P_C = 1/(N \cdot d_S^2) \qquad P_C \leq 1,2, \ Packungsfaktor (Gl. (2.8))$
$r_{s,cr} = \frac{7.97}{\sqrt{g}} \left[\frac{1.2}{P_c} \cdot \frac{0.263 \tan \phi'}{P_{cl}} \cdot (S-1) \right]^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	$\begin{split} P_{C1} &= (6/\pi \cdot 1/(N_V \cdot d_S^3))^{2/3} & P_{C1} \approx 1,6 \text{ (gebr. Granit),} \\ P_{C1} \approx 1,47 \text{ (Kies)} \end{split}$
	Nv Anzahl der Steine pro m3 (bei Steinschüttung)
Olivier (1967)	Der Faktor 0,235 [m ¹² /s] gilt für gebrochene Steine, bei Kies ist er durch 0,19 m ersetnen
$Fr_{s,or} = \frac{0.235}{\sqrt{g}} \cdot \left(S - i\right)^{5/3} \cdot \left(\sin\alpha\right)^{-7/6}$	bei Kjes ist er durch 0,19 zu ersetzen.
Stephenson (1979)	n Hohlraumanteil der Steinschüttung
$\mathbb{E}r_{Fer} = \frac{0.27\cdot\left[\left(1-n\right)\cdot\left(S-1\right)\cdot\cos\alpha\cdot\left(\tan\phi'-\tan\alpha\right)\right]^{S/3}}{n^{1/6}\cdot\tan\alpha^{7/6}}$	
Hartung / Scheuerlein (1970)	$\sigma \simeq \rho_{w1}/\rho_W$ $\sigma \le 1.0$, Luftgehaltsparameter
$\operatorname{Fr}_{n,cr} = 5 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{\left(S-1\right)}{\sigma}} \cdot \left(\sigma-1+1,3 \cdot \sin\alpha\right) \cdot \sqrt{\cos\alpha}$	(Berechnung nach Gleichung (2.25))
Knauss (1981)	Φ Rauheitsparameter nach Scheuerlein (Gl. (2.9))
$Fr_{s,cr} = 1.1 + \frac{0.09}{\sin\alpha} + \Phi \cdot \left(0.675 - \frac{0.02}{\sin\alpha}\right)$	
Platzer (1983) Fr _{5,cr} = 4,38	gilt für Blocksteinrampen aus Steinsatz mit: cot $\alpha = 10$, $\rho_S = 2.700$ kg/m ² , Rampenhöhe $\leq 7 \cdot k_m$
Whittaker / Jäggi (1986)	$Fr_{5,rr} = q/\sqrt{g \cdot d_{65}^3}$ d_{65} maßgebende Korngröße
$Fr_{s, cr} = 0.257 \cdot (S - 1)^{1/2} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	d ₃ ≈ 1,06 · d ₆₅
Abt (1991)	q _{er} in [m ³ /sm]
$q_{ar} = \frac{1}{1.35} \cdot 3.416 \cdot d_{S}^{1.786} \cdot (\sin \alpha)^{-0.768}$	d _s in [m]
Hassinger (1991)	Θ' Parameter der turbulenten Steinbeanspruchung
$\frac{v_{cr}}{\sqrt{(S-1)gd_S}} = \frac{2{}_{s}44}{1+0{}_{s}0467}\sqrt{\frac{\tan\beta-\rho_{S}/\Delta\rho\cdot\tan\alpha}{1+0{}_{s}75/\cos\beta+0{}_{s}6\tan\beta}}$	$\Theta' = \sqrt{\frac{\Delta \rho \cdot g}{\rho_5 \cdot d_5 \cdot \phi_{ad}}} \cdot \frac{\Theta}{f_\Theta}$
	 Θ Turbulenzparam. aus Modellmess. mit P_D(Θ) = 1%, (Θ ≈ 0,95 2,5)
	φ_{ral} zulässiger Bewegungswinkel der Steine, ($\varphi_{ral} = \pi/8$)
	$f_0 \dots$ mittlere Frequenz der Steinbelastung, $f_0 = \frac{Sr \cdot v}{h}$
	(Sr ≈ 0,66, v und h aus hydraul. Berechnung)
nach Knieß (1983)	s. Anlage 3

Tabelle 4.4 : Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für überströmter Deckwerk [14]

Die meisten Formeln wurden für eine flache Neigung entwickelt. Die einzelnen Gleichungen für steilere Gefälle stammen nicht aus Modellversuchen. Da bei der Ableitung von Bemessungsformeln aufgrund der komplizierten Strömungsver-hältnisse und Lagerungsbedingungen z.T. weitgehende Idealisierung und Vernachlässigungen vorgenommen werden müssen, ist die Gültigkeit dieser Gleichung im wesentlichen auf die in der Tabelle 4.4 angegebenen Versuchsbedingungen und damit auf falsche Gefälle beschränkt. [14]

Wegen der unterschiedlichen Stabilität der Deckwerksarten (Steinwurf/Steinsatz) ist die Auswertung getrennt. In den folgenden Abbildungen sind die oben genannten Bemessungsgleichungen für ihren Gültigkeitsbereich zur Bestimmung der steinbezogenen Froude-Zahl beim Bruch des Deckwerks als $Fr_{s,cr} = f(\tan \alpha)$ graphisch aufbereitet.

Die Froudezahl in den empirischen Gleichungen für Steinschüttung ist von den hydraulischen Randbedingungen abhängig, dazu wird einen konstanten spezifischen Abfluss von $q = 0.8 \text{m}^3/\text{s}$ gewählt.



Abbildung 4.6: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse $Fr_{s,cr} = f(tan \alpha)$ für Steinwurf [13]

Die Bandbreite der Steinstabilität ist bei dem Steinsatz erheblich größer als beim Steinwurf. Da beim Steinsatz hängt die Steinstabilität maßgeblich von der Einbauqualität ab.





Abbildung 4.7 zeigt, dass die Bemessungskurven von Hartung/Scheuerlein und Linford/ Saunders geringen Differenzen sowohl untereinander als auch mit den Versuchsdaten aufwiesen. Eine sehr gute Übereinstimmung wird von dem Versuchsergebnisse von Schaef & Larsen mit der Kurve nach Linford /Saunders im Bereich steilen Neigungen überlassen. Die abgeleitete Formel der Stabilitätsansätze von Knieß ergibt bei allen Neigungen einen niedrigen Wert als die gemessenen kritischen Froudezahlen. Die Gleichung von Knauss gilt nur für flache Neigungen.

Beim Steinsatz sind die größten erosionskritischen steinbezogenen Froudezahlen und die kleinste Steine nach Larsen (1986) und Dornack (1999) ermittelt. Die beiden Bemessungsgrundlagen stützen sich hierbei auf den Einfluss der Verzahlung. In den Modellversuchen nach Larsen wurden extrem hochkant versetzte Steine verwendet d.h. stark Verkantung zwischen den Nachbarsteinen. Dornack überlegte die Steinform und erzielt die höhere Stabilität durch die Anrechnung der Zwängugnskräfte.



Abbildung 4.8: Erosionskritische steinbezogene Froudezahl für Steinsatz [13]

Die Kurve nach Hartung/Scheuerlein erreicht die größte kritische steinbezogene Froudezahl, deshalb wurde eine größere Rauheit im Verhältnis zum äquivalenten Steindurchmesser gewählt. Die größte Rauheit führt zu geringeren Fließgeschwindigkeiten.

Bei Sohlgefällen steiler als 1:5 macht sich die Lufteinmischung bemerktbar, dass die kritischen steinbezogenen Froudezahlen überproportional zum Sohlgefälle abnehmen. [13]

Beim Steinsatz weisen die Bemessungskurven von Knauss und Hartungs/Scheuerlein vergleichsweise geringe Differenzen.

Die Bemessungen nach Knauss decken sich gut mit den Ergebnissen eigener Erosionsversuche an Steinsätzen mit unregelmäßigen Steinen. [13]



Abbildung 4.9 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für Steinsatz $\varphi' = 40^\circ, \Phi = 1, 4; P_c = 0, 73; \rho_s = 2.650 \text{ kg} / m^3_{[14]}$

Die Kurven von Whittaker/Jäggi liefern die geringsten Werte. Die besseren Ergebnisse nach Hartung/Scheuerlein wurden durch den vergrößerten Stabilitätsfaktor nach Kobus ($E_K = 1,4$) erzielt. Diese Bemessung ergibt bei flachen als auch bei steilen Neigungen zu geringe Werte. Die Bemessungsansätze, die aus der Manning-Strickler-Gleichung stammen, hatten eine starke Abhängigkeit zwischen Steinstabilität und Sohlgefälle. Die Andere, die auf dem Reibungssatz von Scheuerlein herkommt, liefern nahezu konstante Werte.



Abbildung 4.10: Vergleich der Bemessungsansätze für einen Steinsatz in Funktion der Neigung J der Überflutungsstrecke nach verschiedenen Autoren (aus Kobus 1987) [10]

Die besten Ergebnisse erzielt Kobus(1986), der die größte steinbezogene Froudezahl erreicht. Bei flache Neigungen erzielt Kobus eine höhere Stabilität wegen einen Stabilitätsfaktors von E=1,2. Die Kurve von Hartung/Scheuerlein(1970) zeigt verständlicherweise einen ähnlichen Verlauf, aber mit einem geringen Stabilitätsfaktor.

4.6 Stabilität des Deckwerks als Gesamtsystem

4.6.1 Grundkonzeption bei dem Steinsatz

Wenn es um den Nachweis der Gleitsicherheit des gesamten Deckwerks geht, muss man einige Schwerpunkte betrachten. Zuerst wird untersucht, ob es sich um ein sogenanntes "selbsttragendes" Deckwerk handelt, wo die Kräfte aus der Durch- und Überströmung komplett über die Reibung in dem Dammköper geführt sind. Wenn die aktivierbare Reibungskraft in der maßgebenden Gleitfuge nicht ausreihend ist, sprechen wir über ein "nicht selbsttragendes" Deckwerk. Dieser Nachweis betrachtet im Wesentlichen die Überprüfung der Gleitsicherheit in dem maßgebenden Gleitfluge. Der Ansatz von Brauns zur Bemessung der Standsicherheit stammt aus geotechnischen Überlegungen und wird dazu auch geo-technischer Nachweis genannt.



Abbildung 4.11 Kräfte und geometrische Größen Steinsatz [1]

Abbildung 4.11 bezeichnet die Definitionsskizze zum Gleitsicherheitsnachweis eines Lockerdeckwerks. Im Deckwerk selbst wird infolge Durchströmung eine Strömungskraft wirksam, die gemäß der klassischen geotechnischen Betrachtungsweise als Sickerströmungskraft. [1]

Die Kräfte und die geometrische Größen für den Gleitsicherheitsnachweis werden wie folgt definiert:

• Schubkraftresultierende infolge Überströmung:

 $T = \gamma_w.y.\sin\alpha$

Formel 4.23

Strömungskraft im Deckwerk	
$F_s = \gamma_w . D_s . \sin \alpha$	Formel 4.24
• Eigengewicht des Deckwerks	
$G = \gamma_D . D_S$	Formel 4.25
• Sohlparallele Komponente des Eigengewichts	
$H = G \cdot \sin \alpha$	Formel 4.26
Normalkomponente des Eigengewichts	
$N = G \cdot \cos \alpha$	Formel 4.27
• Maximale Reibungskraft in der Gleitfuge	
$T_R = G_y$. tan φ	Formel 4.28
• Hangabwärts gerichteter Kraftanteil aus hydrodynamischen Drucksch	wankungen
$H_{dyn} = 0.5.K_X . \rho_W . v_m(1-n)$	Formel 4.29
• Kraftanteil aus hydrodynamischen Druckschwankungen gerichtet ent Normalkraft	gegen
$N_{dyn} = 0.5.K_Y . \rho_W . v_m (1-n)$	Formel 4.30
,wo: D _S – Mittlere Deckwerksdicke [m];	
y – Abflusstiefe [m];	
γ_W - Wichte des Wassers [kN/m ³];	
φ - Reibungswinkel[°];	
α - Sohlneigungswinkel[°];	
Bei diesem Nachweis werden auch die hydrodynamischen Druckschwan berücksichtigt. Die folgende Bedingung muss eingehalten werden, wenn selbsttragendes Deckwerk handelt (RATHGEB 2001).	kungen (K_X , K_Y) n es sich um ein

Die Gleitsicherheit wird als Verhältnis zwischen haltenden und treibenden Kräften definiert.

$$\eta_{G} = \frac{T_{R}}{T + F_{S} + H^{`} + H_{dyn}} = \frac{(1 - K^{`}_{Y}) \cdot \frac{\tan \varphi^{`}}{\tan \alpha}}{\frac{\rho_{W}}{(\rho_{S} - \rho_{W}) \cdot (1 - n)} \cdot \left(\frac{y}{D_{S}} + n\right) + \frac{\rho_{S}}{\rho_{S} - \rho_{W}} + K^{`}_{X}} \ge 1.3$$
Formel 4.31

wo: η_G - Gleitsicherheitsbeiwert;

K_X – hydrodynamischer Vorfaktor für böschungsparallele Strömungskräfte;

K_Y - hydrodynamischer Vorfaktor für Strömungskräfte senkrecht zur Böschung;

Die hydrodynamischen Vorfaktoren werden wie folgt berechnet:

$$K_{X}^{`} = K_{X} \cdot \frac{\rho_{W} \cdot v_{m}^{2}}{2.g.D_{S} \cdot (\rho_{S} - \rho_{W}) \cdot \sin \alpha}$$

Formel 4.32
$$K_{Y}^{`} = K_{Y} \cdot \frac{\rho_{W} \cdot v_{m}^{2}}{2.g.D_{S} \cdot (\rho_{S} - \rho_{W}) \cdot \cos \alpha}$$

mit :

 $K_x \approx 0.12; K_y \approx 0.15$ für regelmäßige, plattige Steinformen $K_x \approx 0.15; K_y \approx 0.23$ für regelmäßige, kompakte Steinformen $K_x \approx 0.25; K_y \approx 0.40$ für unregelmäßige Steinformen

Wenn den errechneten Wert der Gleitsicherheit unter 1.3 liegt, sind stützende Maßnahmen, wie z. B. Querriegel aus Beton oder Stahlspundwänden anzuordnen.

Für die Querriegel ergibt sich folgende Längskraft [N/m]:

$$F = \eta_G (T + F_{SD} + H^{\uparrow}) - T_R$$
Formel 4.33

Für den Fall, wenn das Deckwerk auf einer Filterschicht liegt, ist der Gleitsicherheitsnachweis zusätzlich für die Gleitfuge zwischen Filterschicht und Unterbau zu fuhren:

$$\eta_{G} = \frac{T_{R}}{T_{W} + F_{SD} + H^{*} + F_{SD,F} + H_{F}^{*}} \ge 1.3$$
Formel 4.34

wo:

$$F_{SD,F} = \gamma_W . D_F . \sin \alpha$$
$$H_F = \gamma_F . D_F . \sin \alpha$$

T_R beträgt hier:

$$T_{R} = \left[\left(\left(\gamma_{S} - \gamma_{W} \right) . D_{F} . \cos \alpha - 0.5 . K_{Y} . \rho_{W} . v_{m}^{2} \right) . (1 - n) + \gamma_{F} . D_{F} . \cos \alpha \right] \tan \varphi \right]$$
Formel 4.35

hierbei sind:

 $F_{SD,F}$ - Strömungskraft in der Filterschicht [N/m];

 $\dot{H_F}$ - Hangabtriebskraft der Filterschicht unter Auftrieb [N/m];

 γ_{F} - Wichte des Filtermaterials unter Auftrieb [N/m3];

D_F - Starke der Filterschicht [m];

4.6.2 Grundkonzeption bei der Steinschüttung

Bei den Steinschüttungen sind die Fließgeschwindigkeiten deutlich geringer als beim glatteren Steinsatz. Die hydrodynamischen Kraftanteile H_{dyn} und N_{dyn} können aus diesem Grund bei den Steinschüttungen vernachlässigt werden. Eine größere Schubkraft wird jedoch über die höhere Abflusstiefe "y" erzielt.



Abbildung 4.12 Kräfte und geometrische Größen für Steinschüttung [1]

$$\eta_{G} = \frac{T_{R}}{T + F_{S} + H^{\tilde{\gamma}}} = \frac{\frac{\tan \varphi^{\tilde{\gamma}}}{\tan \alpha}}{1 + \frac{\rho_{W}}{(\rho_{S} - \rho_{W}).(1 - n)} \cdot (1 + \frac{y}{D_{D}})} = \frac{\frac{\tan \varphi^{\tilde{\gamma}}}{\tan \alpha}}{1 + \frac{\rho_{W}}{\rho_{D}} \cdot (1 + \frac{y}{D_{D}})} \ge 1.3$$
 Formel 4.36

wo: η_G - Gleitsicherheitsbeiwert [-];

 $\dot{\rho_D}$ - Dichte des Deckwerks unter Auftrieb [kg/m³];

 φ - Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Unterbau [°];

Für den Fall, wenn das Deckwerk auf einer Filterschicht liegt, ist der Gleitsicherheitsnachweis zusätzlich für die Gleitfuge zwischen Filterschicht und Unterbau zu führen:

$$\eta_{G} = \frac{T_{R}}{T_{W} + F_{SD} + H^{`} + F_{SD,F} + H^{`}_{F}} \ge 1.3$$
Formel 4.37
58
Mart.-Nr. 1029238

WO: $F_{SD,F} = \gamma_W . D_F . \sin \alpha$;

$$H_F = \gamma_F \cdot D_F \cdot \sin \alpha$$
;

T_R beträgt:

$$T_{R} = \left[\left(\left(\gamma_{S} - \gamma_{W} \right) . D_{F} . \cos \alpha - 0.5 . K_{Y} . \rho_{W} . v_{m}^{2} \right) . (1 - n) + \gamma_{F} . D_{F} . \cos \alpha \right] \tan \varphi^{s}$$

Formel 4.38

hierbei sind:

 $F_{SD,F}$ - Strömungskraft in der Filterschicht [N/m];

 H_{F} - Hangantriebskraft der Filterschicht unter Auftrieb [N/m];

 γ_{F} - Wichte des Filtermaterials unter Auftrieb [N/m3];

D_F - Starke der Filterschicht [m];

Der Reibungswinkel ϕ ` der Steinschüttung kann mit einen Wert von ca. 35° abgeschätzt werden, aber ist jedoch in Einzelfall zu prüfen. Auf dem Querriegel wirkt somit die folgende Kraft [N/m]:

$$F = \eta_G (T + F_{SD} + H^{+} + F_{SD,F} + H_F^{-}) - T_R$$
 Formel 4.39

4.6.3 Maßnahmen gegen das Ausbrechen des Deckwerks

Die Schubkraft F soll nach der ersten groben Abschätzung kleiner als die Normalkraft N` des Deckwerks unter Auftrieb (statisch und dynamisch) von einem Quadratmeter Deckwerkfläche sein.

 $F < N^{-} N_{dyn}$ Formel 4.40

Bei größerem Längsgefälle und plattigen Deckwerkssteinen (größerer "Schlankheitsgrad") wird die zulässige Schubkraft F reduziert.

5.1 Einzelsteine

5.1.1 Allgemein

Um die Stabilität des Deckwerksteins zu beschreiben, werden die bis jetzt schon bekannten Ansätze von LINFORD/SAUNDERS 1967, WHITTÄKER/JÄGGI 1986, OLIVER 1973 u. a. verwendet. Dort werden die dynamischen Einflüsse aufgrund der turbulenten Strömungsangriffe nicht erfasst. Diese Einflüsse werden stattdessen durch die Einführung von empirischen Konstanten in Modellversuchen ermittelt.

Durch den empirischen Charakter der Gleichungen wird jedoch die von der Steinform abhängige Interaktion von Deckwerk und Strömung ermittelt. Die daraus resultierenden Kräfte inklusive ihrer turbulenten Schwankungen können nicht deutlich bestimmt werden.

Die Belastung auf den Einzelstein hängt nicht nur von der Steinform und der Anordnung der Deckwerksteine ab, sondern auch von den unterschiedlichen Lagerungsmöglichkeiten im Deckwerk. Das führt dazu, dass instabil gelagerte Steine in der oberen Deckwerkslage bei relativ geringen Überströmmengen in stabilere Lage umgelagert werden können. Mehrere Autoren (PLATZER 1983, LARSEN 1986, HASSINGER 1991) hatten festgestellt, dass die Umlagerung, meist kleinere Bewegungen der Steine, für die Standsicherheit des Dammes nicht ausschlaggebend ist. Diese Steinbewegungen führen nicht zur Erosion des Einzelsteins. Erst wenn der Abfluss eine gewisse Überströmmenge erreicht, werden die Steine nicht mehr umgelagert, sondern komplett Versagen. Diese Umlagerungen haben mehrere Folgen:

- Die Umströmung des Steins und die dadurch auftretenden Belastungen ändern sich.
- Das Unterbaumaterial kann infolge der auftretenden Vergrößerungen der Steinabstände ausgespült werden. Selbst wenn der Stein wieder in seine Ausgangsposition zurückfällt, kann durch Erosion des Unterbaus die Steinbelastung verändert worden sein.

Drei Autoren haben unterschiedliche Aspekte dieser Problematik erfasst. Im Ansatz von ROBINSON 1997 wird davon ausgegangen, dass die erodierenden Steine weiter unten liegende Steine aus ihrer Position herauslösen und diese ihrerseits weiter unten liegende Steine erfassen und mitreißen. Eine solche Kettenreaktion könnte nicht ausgeschlossen werden. Der Zeitpunkt der ersten Steinerosion wird als Erosionsbeginn bezeichnet.

Anhand einer Momentenbilanz am Einzelstein formuliert HASSINGER 1991 eine Bewegungs gleichung für die Steine, über deren Integration eine kritische Fließgeschwindigkeit ermittelt wird. [18]

LARSEN 1986 hat die Betrachtung gemacht, dass die Erosion bei steilen Neigungen in den sogenannten "Erosionsrinnen" abläuft, während die Erosion bei flachen Neigungen gleichmäßig auf der gesamten Oberfläche erfolgt.

Für die weitere Analyse der Einzelsteinstabilität werden einige Vereinfachungen gemacht:

• Die Sickerlinie im Dammkörper erreicht die Deckschichten nicht;

- Der Abfluss wird als gleichförmig angenommen;
- Der Abstützpunkt für die Drehbewegung des Steins liegt am darunter liegenden Stein;
- Der Einfluss der Lufteinmischung auf die turbulente Steinbelastung wird vernachlässigt;

5.1.2 Abgrenzung der Steinform

5.1.2.1 Steinschüttungen

Steinschüttungen müssen so bemessen werden, dass die einzelnen Teile des gesamten Steinsystems nicht von der Strömung mitgerissen werden. Die Steine werden räumlich aufgetragen und dadurch ist dieses Deckwerksystem sehr flexibel bei der Setzung des Untergrundes. Die einzelnen Teile des Steinwurfs weisen sowohl in Bezug auf ihr Gewicht als auch auf ihre Größe und Form eine größere Zerstreuung auf als die Steine eines Steinsatzes. Je stärker die Schichtdichte des Steinwurfs ist, desto höher ist der Durchfluss.

Die Hohlräume zwischen den großen Steinen müssen mit kleinen Steinen gefüllt werden, damit die Stabilität des Deckwerks verbessert wird (Abb. 5.1). Diese Verbesserung wird durch die gegenseitige Verschiebung der Steine erreicht.



Abbildung 5.1 : Räumliche Steingroßverteilung auf fester (links) und lockerer (rechts) Filterschicht [7]

Die Steinschüttungen werden durch die Kornverteilung der verwendeten Steine (Schüttsteinklasse) und die Schüttstärke d_D ermittelt (siehe Abbildungen 5.2 und 5.3).



Abbildung 5.2 : Definitionsskizze zu den geometrischen Kenngrößen einer Steinschüttung [1]

Die Schüttstärke ist erforderlich, damit sich innerhalb der Steinschüttung ein Korngerüst ausbilden kann. Dabei kann aus dem mittleren Korndurchmesser d_{50} die entsprechende Schüttsteinklasse bestimmt werden.

Der größte Korndurchmesser d_{100} bestimmt die minimale Schüttstärke min $d_D \approx 1,5$. d_{100} . Aus der Kornverteilungskurve der entsprechenden Schüttsteinklasse kann d_{100} bestimmt und dadurch die minimale Schüttstärke d_D ermittelt werden. [1]



Abbildung 5.3: Kornverteilungskurven der Schuttsteinklassen 0 bis V (Bundesanstalt für Wasserbau, 1993) [1]

Die entsprechende Methode zur Ermittlung der Steingröße muss von der Strömungsenergie mit den bestimmten Anwendungen betrachtet werden. Zwar gibt es Ausnahmen, aber die meisten Methoden wurden entweder für einen Hoch- oder für einen Niedrig-Energie-Strömungszustand entwickelt(Abb.5.4).

Table TS14C-1 High-energy vs. low-energy conditions

High energy	Low energy
Supercritical flow	Subcritical flow
Steep slope	Mild slope
High turbulence	Low turbulence
Impinging flow	Parallel flow
Rapidly varied flow	Uniform or gradually varied flow
Unsteady flow	Steady flow

Abbildung 5.4: Hoch- und Niedrig-Energie Bedingungen [11]

ABT/JOHNSON 1991 haben zahlreiche Untersuchungen in einem Modellgerinne durchgeführt, um die Stabilität der Steinschüttung während einer Überströmung festzustellen. Die Neigungen variierten von 2 bis 20 Prozent. Steinschüttung-Designkriterien für Überströmung wurden für zwei Bedingungen entwickelt:

- Steinbewegung;
- Versagen des ganzen Deckwerks;

Einige Kriterien wurden als Funktion der mittleren Steingröße, Abfluss, und Böschungsneigung entwickelt. Die Gleichung lautet:

$$D_{50} = (q_{ab})^{0.56} \cdot S^{0.43} \cdot 5,23$$
 Formel 5.1

, wobei:

- D₅₀ Steinlänge [inches];
- q_{ab} Abfluss [ft³/s/ft];
- S Böschungsneigung [ft/ft] zwischen 0,02 und 0,20 ft/ft;

ist.

$$q_{ab} = \frac{q_{erosion}}{0,74} = 1,35q_{erosion}$$
 Formel 5.2

5.1.2.2 Steinsatz

In diesem Punkt werden nur Steine mit quaderförmiger Geometrie betrachtet, da sich das Bemessungskonzept auf der räumlichen Druckverteilung am Einzelstein stützt. Die Steine werden über ihre längste Kante auf den Unterbau verteilt. In diesem Fall muss das Verhältnis von Steindicke zu Steinlänge $D_S/L_S < 1$ entsprechen (Abb. 5.5).



(entnommen aus: LfU BW)

Abbildung 5.5: Definition der Steinform [15]

Grundsätzlich ist ein hydrodynamisch begründetes Bemessungskonzept auch für unregelmäßige Steinformen gültig. Es sind jedoch starke Abweichungen der von der Steinform abhängigen dynamischen Kräfte zu erwarten. [18]

5.1.3 Turbulente Strömung im Deckwerk

Hier wird die Belastung auf den Einzelstein unter der Wirkung der Strömung ermittelt. Die Schlussfolgerung über die Belastung auf den Steinen wird hier mithilfe von einer Modellvorstellung (Abb. 5.6) abgeleitet. Das Modell besteht aus einem Blocksteindeckwerk, wo Ds die Dicke, ΔD das Versatzmaß und "a" die Fugenbreite ist. Die Rauigkeit des

Deckwerks wird durch das Versatzmaß der Steine und den Abstand zwischen den Steinen, sog. Fugen geprägt. Wenn die Fugenbreiten und das Versatzmaß größer sind, wird eine starke Interaktion zwischen Deckwerk und Strömung beobachtet. Die Belastung auf den Einzelstein wird von dieser starken Interaktion beeinflusst.



Abbildung 5.6: Strömungsvorgänge über und durch das Deckwerk [13]

Der Überdruck entsteht infolge der Unterströmung (a) und könnte gedämpft werden, aber nur nach Änderung der Fugenbreite oder der Unterbaueigenschaften. An der Steinoberkante entsteht eine Ablösezone, die je nach Steinform und Strömungsbedingungen die gesamte Steinoberfläche überdeckt oder von der Oberflächenströmung wieder gegen die Steinoberfläche überdruckt wird. Die Folge hiervon ist ein dynamischer Unterdruck an der Steinoberkante.

Im Jahr 1998 wurde von RATHGEB ein fließender Übergang in der Stabilität der überströmbaren Deckwerke festgestellt. Von ihm wird bemerkt, dass die unterströmige Fuge "a" von Stein 1 der Unterströmung vom Oberflächenanteil der Strömung mitgerissen wird. Dort werden negative Drücke an der Rückseite von Stein 1 und positive dynamische Drücke an der Vorderseite von Stein 2 erwartet.

Für seine Stabilitätsanalyse hat FÜHRBÖTER 1986 ähnliche Überlegungen gemacht, wobei er den Strömungsanteil unter Stein 2 hindurch entgegen der Hauptströmungsrichtung an-setzt.

5.1.4 Zusammenstellung der beteiligten Kräfte

Beim Steindeckwerk ist es sehr kompliziert zu erklären, welcher Stein die geringere Stabilität aufweist. Der wesentliche Unterschied tritt im Betrag der dynamischen Kräfte auf. Wegen der Differenzen der Steinhöhe werden die verschiedenen Belastungen aufgezeichnet. Der flachere Stein wird aufgrund seiner Lage im Strömungsschatten des höheren Steins geringer belastet. Auf der anderen Seite weist ein flacherer Stein ein geringeres Eigengewicht auf.

In Abbildung 5.7 werden am Beispiel eines Steins die maßgeblich wirkenden Kräfte dargestellt.



Abbildung 5.7: Definitionsskizze zu den am Deckwerksstein wirkenden Kräfte [13]

5.1.4.1 Wirkende Kräfte

5.1.4.1.1 Steinsatz

• <u>Gewichtskraft</u> (siehe Abb 5.7)

$$G = \rho_s \cdot g \cdot D_s \cdot B_s \cdot L_s = \rho_s \cdot g \cdot \frac{\pi \cdot d_s^3}{6}$$
 Formel 5.3

sohlparallele Komponente:

$$G = \rho_s \cdot g \cdot D_s \cdot B_s \cdot L_s \cdot \sin \alpha$$
 Formel 5.4

sohlnormale Komponente:

 $G = \rho_s \cdot g \cdot D_s \cdot B_s \cdot L_s \cdot \cos \alpha \qquad \qquad \text{Formel 5.5}$

• <u>Auftrieb A</u>

Mit der Differenz zwischen dem quasi-hydrostatischen Druck auf die Oberseite bzw. Unterseite des Steins wird der Auftrieb bezeichnet.

$$A = \rho_B \cdot g \cdot D_S \cdot B_S \cdot L_S \cdot \cos \alpha$$
 Formel 5.6

,wo: D_s – Höhe des Steins [mm]; Bs – Breite des Steins [mm]; L_s – Länge des Steins [mm]; α – Neigung des Deckwerks [°]; g – Gewichtskraft [m/s²];
Der Steinsatz und die Blocksteinrampe als Deckwerke weisen steile Neigungen auf. In diesem Fall wird die Druckverteilung nach NAUDASCHER 1992 definiert und gemessen (Abb. 5.8).



Abbildung 5.8: Druckhöhenverteilung in einem steil geneigten Gerinne [13]

In der Literatur wird bei der Einzelsteinbetrachtung der Auftrieb auf beide Weisen, lotrecht (z.B. bei LINFORD/SAUNDERS 1967, HARTUNG/SCHEUERLEIN 1970, WHITTAKER/JÄGGI 1986) oder sinngemäß nach Abb. 5.7 und Abb. 5.8 (z.B. ULRICH 1987, HASSINGER 1991) angesetzt. Bei den rein theoretisch entwickelten Gleichungen nach HARTUNG/SCHEUERLEIN führt der lotrechte Ansatz des Auftriebs zu einer Verminderung der errechneten Steingröße. [18]

• Hydrodynamische Kraft in x-Richtung Pdyn,x

Durch die Umströmung der Blocksteine wirkt eine hydrodynamische Kraft $P_{dyn,x}$, die als Strömungswiderstandskraft bezeichnet wird. Der größte Anteil vom Widerstand wird auf den Formwiderstand zurückgeführt. Die Kräfte, die am Stein tangential wirken, werden vernachlässigt. Der Einfluss der turbulenzbedingten Schwankungen wird über einen von der Zeit abhängigen Kraftbeiwert $c_{fx}(t)$ berücksichtigt.

$$P_{dyn,x}(t) = c_{fx}(t) \cdot \frac{\rho_W \cdot v_m^2}{2} \cdot D_S \cdot B_S$$
 Formel 5.7

, wo: $c_{fx}(t) - Dynamischer Kraftbeiwert in x-Richtung/Widerstandsbeiwert ist.$

Um die dynamischen Bewegungsvorgänge des Steins im Deckwerk zu ermitteln und zu beurteilen, ist die zeitliche Auflösung des Kraftbeiwerts und damit der dynamischen Kraft sinnvoll. Hier wird ein vereinfachtes quasistatisches Bemessungskonzept der Kraftbeiwert über statische Parameter beschrieben.

Eine kritische Schubspannung wird durch die Berücksichtigung von turbulenzbedingten Kraftschwankungen an einem Korn definiert. Diese Kraftschwankungen wurden breit von CHEPIL/SIDDOWAY 1956 beschrieben. Die Schubspannung wurde durch den Turbulenzfaktor Tu (Tu $\approx 2,5$) reduziert.

$$Tu = \frac{\overline{p} + \sigma}{\overline{p}}$$
 Formel 5.8

, wo \overline{P} - Mittlerer Lift- und Widerstandsdruck;

 σ - Standartabweichung ist.

Es wurde von HASSINGER 1991 festgestellt, dass ein Teil des Steins wegen des Strömungsschattens des oberliegenden Steins nicht dem gesamten Strömungsangriff ausgesetzt wurde. Er definiert eine effektive angeströmte Fläche, die 33% der senkrecht angeströmten Fläche darstellt. Zum Vergleich haben HARTUNG/SCHEUERLEIN 1970 eine effektive angeströmte Fläche von etwa 50% der Gesamtfläche des Steins berücksichtigt.

• Hydrodynamische Kraft in y-Richtung Pdyn,y

Durch die Umströmung des Steins tritt eine hydrodynamische Liftkraft Pdyn, y auf

$$P_{dyn,y}(t) = c_{fy}(t) \cdot \frac{\rho_W \cdot v_m^2}{2} \cdot D_S \cdot B_S$$
 Formel 5.9

,wo: $c_{fy}(t) - Dynamischer Kraftbeiwert in y-Richtung ist.$

Hier werden die Kraftschwankungen allerdings nicht berücksichtigt. In Anbetracht des Hohlraumanteils, der Porenweiten und eines Verhältnises zwischen Steindicke und Steinlänge von 0,5 cm wird ein Kraftbeiwert von $c_{fy} = 0,5$ ermittelt.

EINSTEIN/EL-SAMNI 1949 definierten den Kraftbeiwert über die Druckdifferenz Δp zwischen Basis und Spitze der beobachteten Halbkugel, mit einem Durchmesser von 6,9 cm, im Abstand von 0,35 x ds.

$$c_{fy} = \frac{\Delta p}{\rho_{W} \cdot \frac{v^{2}}{2}} = 0,178$$
 Formel 5.10

Bei den Messdaten für die Kraftkoeffizienten wird oft das Verhältnis von CHEPIL 1958 c_{fy}/c_{fx} verwendet. Über die Integration der Druckverteilung wurden $c_{fy}/c_{fx} \approx 0,75$ angegeben.

Verschiedene Autoren haben verschiedene Werte von den Kraftkoeffizienten gegeben. Diese Werte umfassen einen Bereich von $c_{fy}/c_{fx} \approx 0.2$ bis $c_{fy}/c_{fx} \approx 0.6$.

• Zwangskräfte Z

Die Zwangskräfte hängen von der Verzahnung des Einzelsteins ab und werden nur beim Deckwerk aus Steinsatz oder Steinblockrampen berücksichtigt. Die Verzahnung ist von der Steinform und den hydraulischen Belastungen auf den Einzelstein abhängig. Die Verzahnung bietet einen stabilisierenden Effekt, da ein instabil gelagerter Stein überschüssige angreifende Kräfte über die Kontaktpunkte zum Nebenstein weiterleiten kann.

• <u>Reibungskraft R</u>

Die Reibungskraft wirkt in der Ebene zwischen Stein und Unterbau und wird aus dem Produkt der resultierenden Normalkraft in der Gleitebene und dem Tangens des Reibungswinkels zwischen Deckwerk und Unterbau gebildet.

 $R = N . \tan \varphi$

Formel 5.11

Formel 5.12

Formel 5.13

Trägheitsreaktionen

Um die auftretenden Bewegungsformen des Einzelsteins zu erklären, müssen wir die Trägheitsreaktionen des Steins und der mitbewegten Wassermasse, der sogenannten "virtuellen Masse" m_{vm} mitberücksichtigen. In Abbildung 5.9 wurde die Definitionsskizze zu der Massenträgheit und die virtuelle Masse dargestellt. Um die Trägheitsreaktionen abzuschätzen, wird davon ausgegangen, dass der Stein sich um einen Abstützpunkt B (oder Punkt C) an dem Nachbarstein aus seiner Ruhelage herausdreht. Die Differenzen bestehen in der veränderten Belastung und in der veänderten Trägheitsreaktion des Steins aufgrund der Verlängerung des Drehpunkts.

Die Beschreibung der Steinbewegung erfolgt über eine Momentenbilanz um den angesetzten Drehpunkt unter Ansetzung einer Winkelbeschleunigung $\ddot{\theta}$ (t) und der Trägheitsmomente von Stein und virtueller Masse. [13]

Stein:

$$M_{s} = I_{s}.\ddot{\theta}(t)$$

 $M_{VM} = I_{VM} \cdot \theta(t)$

Virtuelle Masse:



Abbildung 5.9: Definitionsskizze zu Massenträgheit von Stein und virtueller Masse [13]

Das Trägheitsmoment des Steins wird gebildet aus dem Eigenträgheitsmoment um die Schwereachse S des Steins und dem Steinerschein Anteil zur Berücksichtigung der Rotation um einen außerhalb der Schwerachse des Steins befindlichen Drehpunkt. [13]

$$I_{s} = \frac{m_{s}}{2} \cdot \left(D_{s}^{2} + L_{s}^{2}\right) + m_{s} \cdot e_{s}^{2}$$
 Formel 5.14

,wo:
$$e_s$$
 – Hebelarm des Massenschwerpunkts zum Drehpunkt ist

und

$$e_{s} = \sqrt{\left(\frac{L_{s}}{2}\right)^{2} + \left(\frac{D_{s}}{2} - \Delta D\right)^{2}}$$
 Formel 5.15

Man muss nicht nur die Beschleunigung des Steins, sondern auch die mitbeschleunigte Wassermasse berücksichtigen. Das Volumen der bewegten Wassermenge entspricht einem Anteil m_{VM} des Steinvolumens.

$$m_{VM} = \rho_W \cdot c_{WM} \cdot D_S \cdot L_S \cdot B_S$$
 Formel 5.16

Das Trägheitsmoment der bewegten Wassermasse kann auch analog zu dem Trägheitsmoment des Steins definiert werden.

$$I_{VM} = \frac{m_{VM}}{2} = (D_S^2 + L_S^2) + m_{VM} \cdot e_{VM}^2$$
 Formel 5.17

,wo: $e_{VM} = e_s$;

Das Gesamtträgheitsmoment kann damit bestimmt werden.

$$I_{VM} + I_{S} = \frac{D_{S} + L_{S} + B_{S}}{2} \left(D_{S}^{2} + L_{S}^{2} + 2e_{S}^{2} \right) \cdot \left[\rho_{S} + c_{VM} \cdot \rho_{W} \right]$$
 Formel 5.18

5.1.4.1.2 Steinschüttung

Die Bestimmung von hydrodynamischen Kräften ist bei Deckwerkskonstruktionen (Steinsatz, Steinschüttung) wegen des hochturbulenten schießenden Abflusses relativ schwierig zu schätzen. Denn zwischen Deckwerk und Durchströmung erscheint eine starke hydrodynamische Wechselwirkung. Die Fließgeschwindigkeiten und die Abflusstiefen werden daher bei Lockerdeckwerken lokal großen Schwankungen unterworfen, die im Vergleich zu den Mittelwerten nicht vernachlässigt werden dürfen.

Während die rechnerischen Ansätze nur die mittleren Abflussgrößen berücksichtigen, müssen bei der Quantifizierung der Strömungskräfte die turbulenten Fluktuationen der hydrodynamischen Kräfte – meist ausgedrückt durch einen Erhöhungsfaktor für die stationären Kräfte – berücksichtigt werden. [16]

Durch zahlreiche Untersuchungen hatte RATHGEB 2001 an einem repräsentativen Teststein gezeigt, dass die Effektivwerte der Druckschwankungen bis zu 40 % des mittleren Druckes betragen können. Aus den im Laborexperiment ermittelten Druckschwankungen wurden die Kräfte auf den Einzelstein ermittelt und ein ingenieurmäßiger Ansatz abgeleitet, der die hydrodynamischen Strömungskräfte auf den Einzelstein in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit über dem Deckwerk zum Ausdruck definiert.

Die Strömungsverhältnisse spielen eine sehr große Rolle bei der Auswahl der richtigen Methode, mit der die Steingröße leichter ermittelt werden kann. Es ist schwierig, ein einziges Kriterium auszuwählen. Alle bekannten Methoden, die die Steingröße ermitteln können, erfassen den Unterschied zwischen Hochenergie und Niedrigenergie, die in dieser Entwicklung vorgekommen sind.

Steinschüttungen werden durch die Kornverteilung der verwendeten Steine (Schüttsteinklasse) und die Schüttstarke beschrieben. Um die wirkenden Kräfte auf den Einzelstein zu ermitteln, müssen wir mit den Bemessungen des Strömungsangriffs anfangen. Zuerst wird das Volumen des Einzelsteins durch Formel 5.19 berechnet.



$$D_{ro} = 0,6325. \ \rho M^{1/3}. \ v_s^2$$

Formel 5.21

- ,wo: D_{ro} repräsentative Steingröße [dm];
 - vs sohlen bzw. böschungsnahe Strömungsgeschwindigkeit;
 - ρM Trockenrohdichte [t/m³] ist.



Abbildung 5.12: Belastung und Lagerung eines Steines bei Durchströmung [17]

 D_{ro} ist die "Basisgröße" für eine waagrecht liegende Sohle ($\theta = 0^{\circ}$ und $\lambda = 0^{\circ}$). Die repräsentative Steingröße D_r einer geböschten Sohle- oder Uferbefestigung wird aus der Basisgröße durch Multiplikation mit einem Korrekturfaktor gewonnen.

$$D_r = K_n \cdot D_{ro}$$
 Formel 5.22

, wo: K_n – die Neigung des Deckwerks darstellt.

Korrekturfaktor $k_{n,90}$ für geneigte Sohlenbefestigung und ($\theta \neq 0^{\circ}$ und $\lambda = 90^{\circ}$) wenn der Winkel zwischen Strömungs-und Rollrichtung ($\delta = 0^{\circ}$):

$$k_{n,90} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\theta}\right) \cdot \cos\theta}$$
 Formel 5.23

Korrekturfaktor $k_{n,0}$ für ($\theta \neq 0^\circ$ und $\lambda = 0^\circ$)

$$k_{n,0} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\tan\theta}{\tan\theta}\right)^2 \cdot \cos\theta}$$
 Formel 5.24

Korrekturfaktor $k_{n,\lambda}$ für freie Strömungsrichtung ($\theta \neq 0^{\circ}$ und $0^{\circ} < \lambda < 90^{\circ}$)

Die beiden Korrekturfaktoren $k_{n,90}$ und $k_{n,0}$ sind als Grenzwerte betrachtet, zwischen denen aufgrund der geometrischen Eigenschaften der Steinschüttung als quasi-isotropes

 $k_{n,\lambda} = \sqrt{k_{n,0}^2 \cdot \cos^2 \lambda + k_{n,90}^2 \cdot \sin^2 \lambda}$ Formel 5.25

Haufwerk eine elliptische Verteilung für k_n angenommen werden kann. [18]

Die Abbildung 5.13 stellt die Resultate für $\lambda < 0^{\circ}$ dar. HANSEN 1985 hatte ein weiterer Korrekturfaktor K_t eingeführt, um die fiktive Verringerung der Wichte des Steinmaterials infolge Lasteinwirkung aus der Strömungsbeschleunigung zu berücksichtigen. Dieser Korrekturfaktor führt zu einer Erhöhung der notwendigen Steingröße.



Abbildung 5.13: Das Bemessungsdiagramm basiert auf die Formel von Knieß für den Strömungsangriff bei Steinschüttungen für Geschwindigkeitsvektoren, die senkrecht zur Böschungsneigung stehen. [18]

Wegen der unterschiedlichen Form und Größe der Steine sowohl beim Steinsatz als auch bei der Steinschüttung ist die hydrodynamische Belastung sowie die Belastbarkeit der einzelnen Steine sehr unterschiedlich, so dass für die einzelnen Deckwerksteine bei einer bestimmten spezifischen Belastung unterschiedliche Stabilitäten gegeben sind. Die statistische Variations-

breite der hydrodynamischen Belastung (Strömungskräfte F) sowie der Belastbarkeit (Widerstandskräfte F_R) ist in Abb. 5.14 schematisch dargestellt.



Abbildung 5.14: Hoch-und Niedrig Energie Bedingungen [20]

Beim Gleichgewichtszustand zwischen der Hangabtriebskraft F_H, der Strömungskraft F_S und der Reibungskraft F_R ergibt sich eine kritische Fließgeschwindigkeit v_{krit} , kritische Froudezahl Fr_{krit} bzw. eine kritische Schubspannung τ_{krit} für strömungsexponierte Partikel (SHIELDS, 1936; OLIVIER, 1967; IZBASH & KHALDRE, 1970; STEPHENSON, 1979; SIEBEL, 2006).

5.2 Gesamtsystem

5.2.1 Grundkonzeption

Die Stabilitätsanalyse des Deckwerks als Gesamtsystem stellt das Abgleiten in die maßgebende Gleitfläche dar. Das Abgleiten kann durch die Aktivierung ausreichend großer Reibungskräfte in den potenziellen Gleitfugen zwischen verschiedenen Teilen der Konstruktion geschehen. Diese Gleitfugen befindex sich zwischen:

- Deckwerk und Unterbau;
- Unterbau und Dammkörper;
- An Übergängen zwischen unterschiedlichen Unterbaumaterialien;
- An Zwischenlagen (Geovliesen, Geogittern u.a.);

Nach dem Ansatz von BRAUNS 1986 (Abschnitt 4.6.1) wurde eine Stabilitätsanalyse des Deckwerks als Gesamtsystem dargestellt. Das Problem ist, dass in diesem Ansatz die hydrodynamischen Kräfte nicht berücksichtigt worden sind. Aus diesem Grund wird eine Formulierung für die Gleitsicherheit des Gesamtdeckwerks angestrebt, in der die Hydrodynamik berücksichtigt worden ist.

Um die Stabilitätsanalyse zu berechnen, muss man einige Vereinfachungen annehmen:

- Der Geschwindigkeitsvektor verläuft parallel zu der Sohle. Als maßgebende Größe wird die mittlere Fließgeschwindigkeit angesetzt.
- Die mittlere Deckwerksdicke wird von der Länge und der Breite aufgewiesen.
- Die potenzielle Gleitebene wird von der Ebene zwischen Deckwerk und Unterbau dargestellt. Dort wird der größte Einfluss der hydrodynamischen Kräfte erwartet.
- Der Unterbau wird als stabil betrachtet.





Abbildung 5.15: Zusammenstellung der bei der Überströmung auf das Deckwerk wirkenden Kräfte [16]

Die folgenden wirksamen Kräfte gehen dabei pro laufenden Meter mit einer Einheit [N] in die Betrachtung ein:

• Treibende Kräfte:

• Sohlparallele Komponente der Gewichtskraft:

$$G_x = \rho_s.g.D_s.\Delta L.B.(1-n).\sin\alpha$$

,wo: n – Hohlraumanteil des Deckwerks ist.

• <u>Schubkraft</u>:

 $T = \rho_W.g.y.\Delta L.B.\sin\alpha + T_{dyn}$

Der dynamische Schwankungsanteil T_{dyn} bezeichnet die turbulente Schubkraft infolge Überströmung an der Deckwerkoberfläche und wird in der hydrodynamischen Kraft $F_{dyn,x}$ bei der Durchströmung des Deckwerks berücksichtigt. [18]

• <u>Strömungskraft</u> :	
$F_x = G_{W,x} + F_{dyn,x}$	Formel 5.29
• <u>Druckkraft des Wassers</u> :	
$G_{W,x} = \rho_W \cdot g \cdot y \cdot \Delta L \cdot B \cdot \sin \alpha + T_{dyn}$	Formel 5.30
• <u>Hydrodynamische Kraff</u> :	
$F_{dyn,x} = K_x \cdot \frac{1}{2} \rho_W \cdot v_m^2 \cdot \Delta L \cdot B \cdot (1-n)$	Formel 5.31

Formel 5.27

Formel 5.28

• Haltende Kraft:

Auf der Basis der experimentellen Untersuchungen über die im Deckwerk wirkenden Schubkräfte konnten zuverlässige rechnerische Ansätze zur Bestimmung der Gleitsicherheit des Deckwerkes entwickelt werden, mit denen eine rechnerische Bestimmung der erforderlichen Haltekräfte möglich ist.

• <u>Reibungskräfte</u>:

$$R = N \tan \phi$$
 Formel 5.32

Um die resultierende Normalkraft zu ermitteln, wird zuerst eine Kraftbilanz aufgestellt.

- Eigengewichtskomponente: $G_y = \rho_s.g.D_s.\Delta L.B.(1-n).\cos\alpha$ Formel 5.33
 - Auftrieb:

Diese Kraft entsteht nur bei extrem turbulenten Strömungen.

$$A = \rho_w.g.D_s.\Delta L.B.(1-n)\cos\alpha$$
 Formel 5.34

• Dynamische Kraft:

$$F_{dyn,y} = K_y \cdot \frac{1}{2} \rho_W \cdot v_m^2 \cdot \Delta L \cdot B \cdot (1-n)$$
 Formel 5.35

• Resultierende Normalkraft:

$$N = G_y - A - F_{dyn,y}$$
 Formel 5.36

• Kräftebilanz parallel zur Gleitrichtung:

Durch das Kräftegleichgewicht wurde die resultierende Längskraft Fres ermittelt.

$$F_{res} = F_{x} + T + G_{x} - R = F_{x} + T + G_{x} - (G_{y} - A - F_{dyn,y}) \tan \varphi^{s}$$
 Formel 5.37

Nach dem klassischen Gleitsicherheitsnachweis:

$$\eta_G = \frac{\left(G_y - A - F_{dyn,y}\right) \tan \varphi}{T + F_x + G_x}$$
 Formel 5.38

Nach Einsetzen der Gleichung erhält man:

mart.nr. 1029238

wo:

$$\eta_G = \frac{(1 - K_Y) \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}}{\frac{\rho_W}{(\rho_S - \rho_W) \cdot (1 - n)} \cdot (\frac{y}{D_S} + n) + \frac{\rho_S}{\rho_S - \rho_W} + K_X^*}$$

$$K_{X} = K_{X} \cdot \frac{\rho_{W} \cdot v_{m}^{2}}{2 \cdot g \cdot D_{S} \cdot (\rho_{S} - \rho_{W}) \cdot \sin \alpha}$$

$$K_{Y} = K_{Y} \cdot \frac{\rho_{W} \cdot v_{m}^{2}}{2 \cdot g \cdot D_{S} \cdot (\rho_{S} - \rho_{W}) \cdot \cos \alpha}$$

Formel 5.41

Formel 5.39

Formel 5.40

mit :

 $K_x \approx 0.12; K_y \approx 0.15$ für regelmäßige, plattige Steinformen; $K_x \approx 0.15; K_y \approx 0.23$ für regelmäßige, kompakte Steinformen; $K_x \approx 0.25; K_y \approx 0.40$ für unregelmäßige Steinformen;

5.2.3 Herleitung der dynamischen Kräfte

Die hydrodynamischen Kräfte entstehen infolge turbulenter Über- oder Durchströmung des Deckwerks. Infolge der Ermittlung der dynamischen Kräfte am Einzelstein wurde die Wirkung der Kräfte auf das gesamte System durch gewisse Grundannahmen erklärt:

- Der Abstand ΔD bleibt unverändert zwischen allen Steinen des gesamten Steinsystems;
- Es wird eine mittlere dynamische Belastung des Steinelements angenommen;

Die dynamische Kraft in der y - Richtung, lautet:

$$F_{dyn,y} = c_{fx,m} \cdot \frac{1}{2} \rho_W \cdot v_m^2 \cdot B_S \cdot D_S$$
 Formel 5.42

,wo: $C_{fx,m}$ - Mittlerer dynamischer Kraftbeiwert in der x-Richtung;

$$c_{fx,m} = \overline{c}_{fx,m} + c'_{fx,m}$$
 Formel 5.43

 B_S – Steinbreite [m] ist.

Man muss auch den Hohlraumanteil "n" berücksichtigen. Die am Einzelstein ermittelte Kraft wird über die Abschnittslänge aufsummiert:

$$\Sigma(L_s \cdot B_s) = (1-n) \cdot \Delta L \cdot B$$
 Formel 5.44

Und die Gesamtströmungskraft erhält:

$$T + F_{x} = c_{fx,m} \cdot \frac{1}{2} \rho_{W} \cdot v_{m}^{2} \cdot D_{S} \cdot \frac{\Delta L}{L_{S}} \cdot B \cdot (1 - n)$$
 Formel 5.45

Mittels einer Kombination von Gleichung 5.56 mit der Gleichung 5.38, 5.42 lässt sich eine Beziehung für den dynamischen Vorfaktor K_X zur Ermittlung der Kraft im Gesamtdeckwerk infolge der Interaktion mit der Oberflächenströmung F_{dyn,x} ableiten: [18]

$$K_{x} = \frac{F_{dyn,x}}{\frac{1}{2}\rho_{W}.v_{m}^{2}.\Delta L.B.(1-n)}$$
 Formel 5.46

Analog zu dieser Betrachtung kann die Ermittlung der hydrodynamischen Kraft senkrecht zur Strömungsrichtung vorgenommen werden.

5.2.4 Kräfte im Unterbau

In diesem Punkt werden die zusätzlichen Kräfte berücksichtigt, die durch unterliegende Schichten abgetragen werden müssen. In Abbildung 5.16 sind die Kräfte, die auf den Unterbau wirken, dargestellt. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Dynamik der Oberflächenströmung im Fugensystem des Deckwerks gedämpft wird und demzufolge die dynamischen Kräfte im Unterbau vernachlässigbar klein geworden sind. Die im Fall einer Gleitsicherheitsbetrachtung zwischen Unterbau und bindigen Bodenmaterial wirkende Kohäsion wird ebenfalls nicht berücksichtigt, da diese sich bei Durchströmung des Unterbaus vermindern kann (LfU 1997).





• <u>Resultierende Kräfte aus der oberen Deckwerkslage:</u>

Normalkraft:

$$N = G_{v} - A - F_{dvn,v}$$

Reibungskraft:

77

Formel 5.47

mart.nr. 1029238

 $R = N \tan \varphi'$ Formel 5.48 Kräfte im Unterbau: • Sohlparallele und sohlnormale Komponente der Gewichtskraft: $G_{y,U} = \rho_s g t_U \Delta L B (1 - n_U) \cos \alpha$ Formel 5.49 $G_{x,U} = \rho_s g t_U \Delta L B (1 - n_U) \sin \alpha$ Formel 5.50 , wo: t_U – Dicke des Unterbaus; n_U – Hohlraumanteil des Unterbaus ist. Auftriebskraft: $A_{U} = \rho_{W}.g.t_{U}.\Delta L.B.(1-n_{U})\cos\alpha$ Formel 5.51 Resultierende Kräfte in der potentiellen Gleitfuge • Normalkraft: $N_U = N + G_{v,U} - A_U$ Formel 5.52 Reibungskraft: $R_{II} = N_{II} \cdot \tan \varphi_{II}'$ Formel 5.53 Analog zur Gleitsicherheitsbetrachtung für die obere Deckwerklage: $F_{res,U} = (R + G_{Wx,U} + G_{x,U}) - (N + G_{y,U} - A) \tan \varphi'_{U}$ Formel 5.54

6.1 Allgemeines

Die Versuche wurden im Wasserbaulabor des Instituts für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der TU Wien unter Anleitung von Herr Dipl.-Ing. Ass. Markus Schüll durchgeführt.

Das zu untersuchende Projekt befindet sich aufwärts der Ortschaft Angsüß an einer natürlichen Engstelle. Dort wird ein Hochwasserrückhaltebecken am Pfudabach bei Angsüß in den Gemeinden Diersbach und Enzenkirchen errichtet (Abb. 6.1). Als Hochwasserschutz wurde ein Erddamm mit Dichtkern und Überströmstrecke errichtet, um ein 30-jährliches Hochwasser festzulegen.



Abbildung 6.1: Lageplan Hauptdamm

Das Projekt sieht die Verbesserung des Hochwasserschutzes abwärts des Beckens unter Beibehaltung einer Gewässerdynamik vor.

6.2 Zielsetzung

In einem physikalischen Modellversuch soll untersucht werden, ob das geplante Steindeckwerk der Überströmstrecke als Hochwasserentlastung geeignet ist. Das heißt, dass das Deckwerk bei einem Bemessungshochwasser HQ30 beobachtet wird. Hinsichtlich des gewählten Steindurchmessers des Deckwerks sollen die Versuche Aussagen über die Stabilität der Sicherung erbringen. Weiters sollen die Versuche die hydraulische Abfuhrleistung bei HQ30 nachweisen.

6.3 Aufbau des Versuchsmodells



Abbildung 6.2: Modellstand im Wasserbaulabor an der TU Wien

Für die Untersuchungen wurde in einer 10,24 m langen und 3 m breiten Versuchsrinne mit einer luftseitigen Neigung von 1:5 das 1,60m hohe Modell des überströmbaren Dammes gebaut (Abb. 6.2). Die Bodenhöhe entspricht 345,84 MüA und die Krone 355,5 MüA (Natur). Der Durchfluss im Modell wurde über eine Pumpe reguliert. In der Strecke zwischen dem Pumpenrohr und der wasserseitigen Böschung wurde eine Strömungsberuhigung aus Aluminiumgitter angeordnet. Die ersten 200 cm der wassersseitigen Böschung wurden aus Kies mit einer Holzabdeckung geschüttet. Die rechte Seitenwand des Versuchstands war aus Plexiglas gebaut, um die Strömung zu beobachten. Als erste Lage des Dammmodels wurde eine Drainageschicht aus Kies aufgebracht. Um die Drainageschicht zu sichern, wurde Geovlies vorgesehen. Dann wurde das Dammaterial (sandiger Lehm) mit Hilfe einer Schüttplatte eingebaut. Die Drainagerohre (Ø 80 cm) wurden zweilagig (Abstand 10 cm) angeordnet (Abb. 6.4). Das Deckwerk auf der Krone und der Böschung wurde aus gleichförmigem Bruchsteinmaterial geschüttet und am luftseitigen Böschungsfuß bis zu dem Tosbecken fortgeführt. Dann wurden eine wasserseitige Böschung mit einer Neigung von 1:3, Dammkrone - 85 cm lang und luftseitige Böschung - 1:5 errichtet. Die verwendeten Materialien sind Lehm - als Grundaufbaumaterial (mit Rückplatte verdichtet), Geovlies, Bruchsteine – als Deckwerkmaterial, Splitt(ds= 10mm) – zwischen Geovlies und den Bruchsteine – als Drainageschichtmaterial.



Abbildung 6.3: Modellstand - Meßquerschnitte



Abbildung 6.4: Modellstand – Zweilagige Drainagerohre

6.4 Maßtab

Die in der Natur gemessenen bzw. die für Natur berechneten Werte können nicht direkt auf das Modell übertragen werden. Die Umrechnung zwischen Natur und Modell erfolgt mit Hilfe bestimmter Modellgesetze (Newton`sche, Euler`sche oder Froud`sche Modellgesetze). Die Gültigkeit des Modellgesetzes hängt von dem verwendeten Bereich ab. Die bestimmten Faktoren wie Durchfluss Q, Fließgeschwindigkeit v_D , Zeit t, berechnet man mit Hilfe des Modellmaßstabs λ .

$$\lambda = \frac{L}{l}$$
 Formel 6.1

,wo: λ Länge im Modell[m]

L Länge in der Nautur [m]

In diesem Modell wird das Froud`sche Modellgesetz verwendet. Maßstab ist ($\lambda = 1:6$)

In Tabelle 6.1 werden die Natur-Modell Übertragungsregeln dargestellt.

Physikalische Größe	Maßstabsfaktor	Maßstabsfaktor (M 1:6)
Länge L	MI	6
Fläche A	$M_A = M_1^2$	36
Volumen V	$M_V = M_1^3$	216
Masse M	$M_M = M_1^3$	216
Zeit t	$M_{t} = M_{1}^{1/2}$	210
Geschwindigkeit v	$M_v = M_1^{1/2}$	2,45
Durchfluss Q	$M_Q = M_1^{5/2}$	88,18
Spezifischer Durchfluss q	$M_{q} = M_{1}^{5/2}$	14,70

Tabelle 6.1: Modellübertragungsregeln nach dem Froude`schen Modellgesetz

6.5 Messarten

Am überströmbaren Dammodell wurden folgende hydraulische Größen erfasst:

- Durchfluss Die Bestimmung des Durchflusses im Versuchsstand erfolgte durch eine frequenzgesteuerte Pumpe.
- Fließgeschwindigkeiten für die Beurteilung der Strömungsverhältnisse im Überflutungsbereich erfolgten Geschwindigkeitsmessungen in 4 Meßquerschnitten (Abb. 6.5)entlang der Fließstrecke. Für die Erfassung der Geschwindigkeit des Durchflusses wurde Kaliumpermanganat verwendet.



Abbildung 6.5: Modellstand – Meßquerschnitte

6.6 Versuch

6.6.1 Beschreibung der Versuche

Es wurde sechs Versuche mit verschiedenen Durchflussen durchgeführt, um die hydraulische Belastung des Dammodells zu überprüfen.

Versuch No 1 - $q_{\text{NATUR}} = 0.25 \text{ m/s}^3 - (Q = 51 \text{ l/s im Modell})$

Versuch No 2 - $q_{\text{NATUR}} = 0$, 50 m/s³ – (Q = 102 l/s im Modell)

Versuch No 3 - $q_{\text{NATUR}} = 0$, 75 m/s³ – (Q = 155 l/s im Modell)

Versuch No 4 - $q_{\text{NATUR}} = 1$, 00 m/s³ - (Q = 210 l/s im Modell)

Versuch No 5 - $q_{\text{NATUR}} = 1$, 25 m/s³ – (Q = 260 l/s im Modell)

Versuch No 6 - $q_{\text{NATUR}} = 1$, 50 m/s³ – (Q = 306 l/s im Modell)

Die jeweilige Versuchsdauer betrug ca. 3 Stunden. Nur Versuch N_{2} 6 dauert 5 Stunden und 25 Minuten (\approx 12h in die Natur). Die Lage und Art des Lockerdeckwerks wurden vor und nach dem Versuch im Detail beobachtet.

Die Lage und Art des Lockerdeckwerks ist nachfolgenden Fotos zu entnehmen. Bei diesen Versuchen ist das Deckwerk jeweils stabil (ohne Steinbewegungen) geblieben.

6.5.1.1Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch \mathfrak{N} 1



Abbildung 6.6: Modellstand – Versuch №1

Abbildung 6.7: Modellstand – Versuch №1



Die Abflusstiefe im Tosbecken betrug 20,5 cm (Abb.6.10).



Abbildung 6.11: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №2)

6.5.1.3Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch N_{2} 3







Abbildung 6.13: Modellstand – Versuch №3

Die Abflusstiefe im Tosbecken betrug 25 cm (Abb.6.13).



Abbildung 6.14: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №3)

6.5.1.4 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch Nº 4





Abbildung 6.15: Modellstand – Versuch №4

Abbildung 6.16: Modellstand – Versuch №4

Die Abflusstiefe im Tosbecken betrug 26,5 cm (Abb.6.16).



Abbildung 6.17: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №4)

6.5.1.5 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch N_{2} 5





Abbildung 6.18: Modellstand – Versuch №5

Abbildung 6.19: Modellstand – Versuch №5

Die Abflusstiefe im Tosbecken betrug 28,5 cm (Abb.6.19).



Abbildung 6.20: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №5)

6.5.1.6 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos Versuch N_{2} 6



Abbildung 6.21: Modellstand – Versuch №6



Abbildung 6.22: Modellstand – Versuch N_{26}

Die Abflusstiefe im Tosbecken betrug 31 cm (Abb.6.22).



Abbildung 6.23: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №6)

7.1 Festlegung des Freibords

Der Freibord ist als Abstand zwischen dem Bemessungswasserstand und der Oberkante des Bauwerkes definiert, berücksichtigt die hydraulischen Unsicherheiten. Somit ist der Wellenschlag infolge des turbulenten Fließverhaltens, der Wellenauflauf, der Windstau, der Eisstau und konstruktiv bedingte Zuschläge, zu berücksichtigen (siehe DVWK Merkblatt 209,1989).

7.1.1 Windstau

Der Windstau ist die nach oben gerichtete vertikale Auslenkung h_{wi} des Wasserspiegels vor der Dammböschung aufgrund der windverursachten Neigung des Wasserspiegels definiert. Dabei wird der Windstau h_{wi} vom höchsten Stauziel ausgemessen. Der Windstau kann mithilfe der Zuider-Zee-Formel abgeschätzt werden:

$$h_{wi} = \frac{(U_{10})^2 * L_{ii}}{63000 * h}$$

,wo U10 Windgeschwindigkeit (km/h) mit 10-jährlicher Auftrittswahrscheinlichkeit;

H Wassertiefe (m);

Lü Überstreichungslänge (km);

7.1.2 Wellenauflauf

Der Wellenauflauf h_{Au} ist ein vertikales Maß für das Auflaufen von Wellen an der geneigten Dammböschung und kann mithilfe eines Diagramms (Siehe Abb. 7.2) ermittelt werden.



Abbildung 7. 1 : Pfudabach-Abflussplan [24]

Matr.-Nr. 1029238

7.1.3 Berechnung der Wellenparameter nach DVWK Merkblatt 246/1997

$W_{10} \ [m/s]=30$

Sektor	θ (Grad)	ai*	ai	Si (m)	di,mittel (m)	hwei	ai*hwei^2
	0	0,0000					
1			0,0450	70	7,00	0,16	0,0012
	36	0,0450					
2			0,2920	380	6,50	0,34	0,0338
	73	0,3370					
3			0,3764	310	6,00	0,31	0,0362
	110	0,7134					
4			0,1656	470	5,00	0,38	0,0239
	130	0,8790					
5			0,0922	400	4,00	0,35	0,0113
	150	0,9712					
6			0,0288	70	5,50	0,16	0,0007
	180	1,0000					
						Σ=	0,1071

 Tabelle 7.1: Berechnungen der Wellenparameter nach DVWK Merkblatt 246/1997 [25]

 $k_D * k_R = 0,8$ $k_x = 2,4$ $\tan \alpha = 0,33$ $h_{we}[m] = 0,33$ $T_{we}[s] = 1,77$ $I_{we}[m] = 4,89$

 $h_{au} = 0.80, \, h_{wi} = 0.05$

Das Freibordmaß f zur Bereitstellung einer Sicherheit gegen ungünstige Windeinflüsse setzt sich also wie folgt zusammen: $f = h_{wi} + h_{Au} = 0.85$.

Nachweis BHQ		Nachweis SHQ	
Sicherheitskote [müA]	357,60	Wü,SHQ [müA]	356,30
Wü,BHQ [müA]	356,22	Wmax,bez [müA]	356,75
Freibordreserve [m]	0,53	Freibordreserve [m]	0,45

 Tabelle 7.2: Berechnungen des Kronenparameters HRB Angsüß – Projektdaten [24]

7.2 Grundablass - Dimensionierung

7.2.1 Technische Daten

Vorgaben:	
HQ30	28 m3/s
HQ100	50 m3/s
RHHQ	95 m3/s

8,5 m
45,0 m
4,0 m
306,0 m
65,2 m
148,22 m
175.000 m3
11,0 m (357.60 m.u.A.)

4,20m

2,50m

gewählte Abmessung Grundablass: Breite Hohe

7.2.1.1. Bestimmung der charakteristischen Höhen.

$$\nabla FB_{oben} = 349.35m$$

$$\nabla FB_{unten} = 348.80m$$

gewählte Abmessungen des Grundablasses: Hohe = 1,5m

Breite = 1, 6m

$$D_T = \sqrt{\frac{4.F}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.2,4}{\pi}} = 1,75 \, m$$

Annahme: D = 1,80 m, wo D – Durchmesser [m]

$$\nabla AAGA = \nabla FB_{oben} + a_1 + \frac{D}{2} = 349.35 + 0.1 + \frac{1.8}{2} = 350.35 \, m$$

$$\nabla AEGA = \nabla FB_{unten} + a_2 + \frac{D}{2} = 348.80 + 0.05 + \frac{1.80}{2} = 349.75 \, m$$

,wo a_1 – Differenz vor und nach Umlegung bei dem Eingang;

a₂ – Differenz vor und nach Umlegung bei dem Ausgang;

$$\nabla Ausgang_{Ende} = \nabla AEGA + \frac{D}{2} = 349.75 + 0,9 = 350.65 m$$

 $Q_{Angen} = 11m^3 / s$ natürliche Tiefe des Flusses $\rightarrow h_e = 0, 6m$ (Abbildung 7.7 Schlüsselkurve)

$$\nabla UWH = \nabla FB + h_e = 348.80 + 0,60 = 349,40 \, m$$

$$\nabla DachEGA = \nabla AchEGA + \frac{D}{2} = 349.75 + \frac{1.8}{2} = 350.65m$$

Kontrolle 1:

 $\nabla UWH = 349.40m < \nabla DachEGA = 350.65 m \Rightarrow$ Freier Freispiegelabfluss

d.h. dass Beckenwassertiefe "h" größer als die 1,2 bis 1,5 fache Durchlasshöhe D_h , bei sonst gleichen Bedingungen ist. Der Abfluss ist am Boden geführt, wegen der vordringten Luft vom Unterwasser bis zum Einlaufbauwerk.

7.2.2 Einlaufbauwerk

Das Einlaufbauwerk kann grundsätzlich aus Betonwänden oder Grobsteinschlichtungen erfolgen. Beton zeichnet sich durch die hydraulisch glatte Oberfläche aus, welche eine verlustarme Anströmung ermöglicht. Ein klarer Nachteil ist die Beeinträchtigung von Landschaftsbild (weit sichtbare Betonflächen) und Ökologie.

Beim Einlaufbauwerk wird die Betonschwelle mit zwei 10 cm breiten Schlitzen für bessere Passierbarkeit von bodengebundenen Gewässerorganismen versehen. Die möglichen Ausführungsformen der Sohle eines Einlaufbauwerks. Auch hier kommen vorwiegend Beton und Wasserbausteine zum Einsatz. Durchgehende Betonsohlen sind zu vermeiden. Sie verursachen unnatürlich schnelle Fließgeschwindigkeiten. Es wird eine fugenoffene Grobsteinschlichtung in Beton empfohlen.

7.2.3 Einlaufrechen

Die erforderliche Rechenfläche ergibt sich aus der zulässigen Anströmgeschwindigkeit, welche im Bereich von 0.8 bis 1.2 m/s liegen sollte. Diese Fläche ist im Einlauf unterzubringen, wobei vor allem die Rechenreinigung einige Randbedingungen stellt:

- Ebene Rechenfläche (im Gegensatz zu den früher öfters verwendeten Korbrechen);

 Vertikal angeordnete Stäbe, damit sie von oben her gereinigt werden können; bei kleinen Rechenfeldern für Seitenentnahmen werden auch Horizontalstäbe oder Siebrechentrommeln eingesetzt;

Rechenneigung von 0° bis ca. 40° im Längsschnitt, Optimum bei 15°; bei Neigungen über etwa 40° vermag die Harke das Rechengut nicht mehr richtig zu fassen;

Verschiedene Rechenstabprofile wurden schon untersucht und verwendet. Heute wird aber zumeist ein kostengünstiges Flachprofil eingebaut. [26]

7.2.3.1 Gestaltung und Bemessung - Rechenanlagen

Die Gestaltung und Bemessung der Rechenanlage muss in Abhängigkeit von der Eigenheit des Einzugsgebiets durchgeführt werden. Bei bewaldeten Einzugsgebieten und Wildbächen ist ein massiver Stahlrechen einzubauen.

Die maßgeblichen Hochwasserwerte für den Pfudabach wurden wie folgt angenommen:

- Einzugsgebiet von 33,4 ha;
- 45% Wald;
- 54% landwirtschaftliche Nutzung;

Die Hauptgestaltung der Rechenanlage wird mit der Hilfe von der Gleichung berechnet:

$$F_R = \frac{Q_{\text{max}}}{v_R} = \frac{13,18}{1,2} = 10,98 \, m^2$$

, wo Q_{max} wird bei H_{max} festgestellt.

5.3.3.2 Stabständen

$$F_{R} = \frac{F_{R}}{k_{F}} = \frac{10,98}{0,895} = 12,27 \, m^{2}$$

, wo k_F – Stabformbeiwert - $k_F = \frac{a}{a+d} = \frac{30}{30+3.5} = 0,895$

7.2.3.2 Rechenkonstruktionen

Abbildung 7.7 zeigt mögliche Rechenformen:



Abbildung 7.2: Rostformen und Statisches System (Bergmeister et.al., 2008) [2]

Für den Grundablass wird einen Schrägrechen auf I-Träger (A) vorgenommen. In diesem Projekt werden 2 verschiede Rechens eingebaut. Der erste Einlaufrechen und der zweiten oberen Rechen, der nur in den Hochwasserereignissen benutzt wird. Der erste Einlaufrechen wird mit einer Neigung von 40°, um das Geschiebe leicht aufzuschwimmen. Die Differenz zwischen dem unteren

Teil des Rechens und der Bestandsohle ist 30 cm. Rechen sollten grundsätzlich im Sohlenbereich nach unten offen sein und einen ausreichenden Abstand zur Gewässersohle aufweisen ("Schlupf"), damit Feingeschiebe und schadloses Schwemmholz durch den Durchlass geführt werden. Es ist eine, im Vergleich zum kleinen Durchflussquerschnitt des Grundablasses möglichst breite, bis zur Überlaufkrone reichende Rechenfläche anzustreben, um auch bei einer Teilverklausung möglichst lange den Drosselabfluss zu gewährleisten. Der Zweite beträgt eine Neigung von 1:3. Die Rechenelemente werden verschweißt zwischen einander.

7.2.4 Durchlass - Hydraulische Grundlagen

7.2.4.1 Gestaltung des Durchlasses

Hier werden bei der Sohlgestaltung alternierende Sohlschwellen verwendet, um eine pendelnde Wasserströmung zu erzeugen. Die Fließgeschwindigkeit wird durch Reduktion des Gefälles herabgesetzt, die Wassertiefe angehoben und die Gefahr von Austragen des Sohlsubstrats bei Hochwasser.



Abbildung 7.3: Plan - Grundablass, Sohle mit alternierenden Querriegeln [2]

7.2.4.2 Berücksichtigung von örtlichen Verlusten

Bei der Bemessung des Grundablasses sind prinzipiell folgende Verluste zu berücksichtigen:

- Einlaufverluste - $\xi_{Eingang}$

- Rechenverluste - ξ_{Rechen}

- Verluste durch Drosseleinbauten (Verschlüsse) $\xi_{verschl.Organe}$

- Verluste durch Querschnittsänderungen (plötzliche Erweiterung, Verengung)
- Auslaufverluste $\xi_{Auslauf}$

- Verluste durch Gerinneeinbauten (Sohlstrukturierungselemente, etc.) - ζ_{Seite}

Einlaufverluste

Anhand der Formgebung der Einlaufbauwerke werden folgende Verlustbeiwerte bei offenem Gerinnen berücksichtigt. In diesem Fall wird $\xi_{Eingang} = 0,50$ angenommen

Rechenverluste

Die Verlustbeiwerte für Rechen können mit folgender Formel ermittelt werden:

$$\zeta_R = \beta . \sin \alpha \left(\frac{d}{a}\right)^{3/4}$$







Von Abbildung 7.6 wurde ein Wert von $\delta = 0,61$ ausgelesen.

7.2.5 Dimensionierung der Durchflussquerschnitte

$$Q = \mu F \sqrt{2gH}$$
,wo: Q - Abfluss [m³/s];
 $\mu - \text{Verlustbeivert [-];}$
F - Formbeiwert [m];

$$H = \nabla OWN - \nabla AEGA = H_a + Li$$
,wo i - Neigung;
L - Länge;
 $\nabla OWN - \text{Obere Wasser Niveau;}$
 $\nabla AEGA - \text{Achse Ende Grundablass;}$
 $\nabla OWN = NWN - \Delta z$
 $z = (\zeta_{Rechea} + \zeta_{Elligong} + \zeta_{verachl.Orgone} + \zeta_{Selic}) \frac{V_o^2}{2g}$
 $z = (\zeta_{Rechea} + \zeta_{Offnung} + \zeta_{verachl.Orgone} + \zeta_{Selic}) \frac{V_o^2}{2g} = (0,325 + 0,05 + 0,61 + 1) \frac{1,2^2}{2*9,81} = 0,09$
 $\nabla OWN = NWN - \Delta z = 355.25 - 0,09 = 355.16$
 $H = \nabla OWN - \nabla AEGA = 355.16 - 349,75 = 5,41m$
 $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\xi_m} + \frac{\lambda I}{D}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,86 + \frac{0,025.48}{1.8}}} = 0,533$
,wo: $\mu - \text{Widerstandsbeiwert des ganzen System;}$
 $\lambda - \text{Beiwert der Längswiederstand (für Rohre aus Stahl - 0,02; Beton - 0,025);}$
 $\lambda = 0,025 - \text{Beiwert der Längswiederstand (für Rohre aus Stahl - 0,02; Beton - 0,025);}$
 $P = \mu F \sqrt{2gH} = 0,533.2,4\sqrt{2.9,81.5,41} = 13,18m^3 / s$

$$D_{r} = \sqrt{\frac{4.F}{\pi}} = \sqrt{\frac{42.4}{\pi}} = 1.75 m$$
Annahme: $D = 1,80m$, wo D – Durchmesser [m]

$$F = \frac{Q_{max}}{v_{Reclore}} = \frac{13.93}{1.2} = 11.61m^{2}$$

$$V_{stradoblech} = \frac{Q}{F^{+}} = \frac{13.93}{11.61} = 1.199m/s$$

$$L = 48m$$

$$i = \frac{\nabla AchAGA - \nabla AchEGA}{L} = \frac{350.35 - 349.75}{48} = 0.0125 = 1.3\%$$

$$H_{o} = \left(\sum \xi_{M} + \frac{\lambda L_{r}}{D_{r}}\right) \cdot \frac{V_{r}^{2}}{2.g} - L_{r} \cdot i_{r} = \left(1.86 + \frac{0.025.48}{1.8}\right) \cdot \frac{1.2^{2}}{2.9.81} - 48.0,0125 = 0.42m$$
Kontrolle 1:

$$H_{o} = \frac{D}{2} > \frac{V_{r}^{2}}{2.g} (1 + \xi_{m})$$

$$H_{v}^{-2} (1 + \xi_{m}) \frac{V_{r}^{2}}{2.g} + \frac{D_{r}}{2} = \frac{1.2^{2}}{2.9.81} (1 + 0.05) + \frac{1.8}{2} = 6,029m$$

$$H_{v} = 0.42m < 6,029m \Rightarrow \underline{\text{Freispiegelabfluss}}$$

$$D_{v} = \frac{13.93}{40} = \frac{1.2}{2.9.81} + \frac{1.2}$$

Matr.-Nr. 1029238

60

7.2.6 Verschlussbereich

Der Verschlussbereich ist jener Abschnitt, in dem der aktuelle Abfluss auf den Bemessungsabfluss reduziert wird. Nach DIN 19700-12, Nummer 8.2 werden die Anordnung der Verschlüsse im Bereich der Wasserseite oder in der Dichtzone empfohlen.

Hier wird einen manuellen veränderbaren mittig angeordnete Verschluss – eingeschobenen Drossel-Blende mit einer Öffnung von $0,65 \ge 0,65$ m vorgenommen. Die Blende ist aus einem rostfreien Stahl mit einer Größe von $1,4 \ge 1,4$ m hergestellt. Er wird im normalen Betriebsfall nicht unter Strömung geschlossen.

Die Vorteile sind:

- einfache Bauweise;
- kostengünstig;
- nachträgliche Änderung der Durchflussmenge möglich;
- leichtes Entfernen für Wartungszwecke;

7.2.6.1 Freier Ausfluss aus Schützenöffnung

Der freie Ausfluss aus einer Schützenöffnung liegt dann vor, wenn der erzeugte Schussstrahl vom Unterwasser noch nicht überstaut wird (Abbildung 7.6). Bei einem rückgestauten Ausfluss überdeckt das Unterwasser die Schützöffnung, wodurch eine Beeinflussung des Ausflusses durch den Unterwasserstand erfolgt (vgl. Bollrich, 2000). Der Ausfluss Q berechnet sich nach

$$Q = \mu.A.\sqrt{2.g.h_o}$$

, wo

μ - Ausflussbeiwert, errechnet nach
$$\mu = \frac{\psi}{\sqrt{1 + \frac{\psi \cdot a}{h_o}}}$$
;

ψ – Kontraktionsbeiwert; a –Öffnungshöhe [m];

ho -Wasserspiegelhöhe über Unterkante Schützenöffnung [m];



Abbildung 7.7: freier Ausfluss unter Schützen [27]

Der Kontraktionsbeiwert ψ lässt sich für senkrechte, scharfkantige Schützen in Abhängigkeit des Verhältnisses a / h₀, wie folgt berechnen:

$$\psi_{90^{\circ}} = \frac{1}{1+0,64.\sqrt{1-(a/h_0)^2}} = \frac{1}{1+0,64.\sqrt{1-(0,65/6,24)^2}} = 0,616$$
$$\mu = \frac{\psi}{\sqrt{1+\frac{\psi.a}{h_o}}} = \frac{0,616}{\sqrt{1+\frac{0,616.0,65}{6,24}}} = 0,6$$
$$Q_{max} = \mu.A.\sqrt{2.g.h_o} = 0,6.0,423.\sqrt{2.9.81.6,24} = 2,81m^3/s$$

Durch diese Stützenöffnung wird bei Vollstau maximal bis 2,81 m³/s abgelassen.

7.2.7 Auslaufbauwerk mit Energieumwandlung (Tosbecken)



Abbildung 7.8: Auslaufbauwerk mit Störsteine

7.2.7.1 Bemessungen des Tosbeckens

Tosbecken dienen der kontrollierten Energieumwandlung des Hochwasserabflusses. Die Energieumsetzung aus Grundablass und Hochwasserentlastungsanlage als getrennt (zwei Tosbecken) erfolgen. Die dafür vorgesehenen Ausführungsformen sind vielfältig. Hier zum Einsatz kommt das Anbringen von Störsteinen (Wasserbausteine). Dabei gilt es ein Optimum zwischen hydraulischer Funktionsfähigkeit (gute Energieumwandlung, ruhiger Unterwasserabfluss) und ökologisch verträglicher Bauweise zu finden. Ebenso muss die Wirkung als Geschiebefalle weitestgehend vermieden werden, um den Feststofftransport aufrechtzuerhalten.

Am Hauptwehr als eines Entlastungsbauwerks soll ein Grundablass errichtet werden, über welche der geforderte Mindestabfluss von $Q=1,00 \text{ m}^3/\text{s}$ abzuführen ist. Der Ablass soll einer Gefälle von

I = 0,0125 erhalten und eine Wassertiefe von $h_2 = 0,25$ m aufweisen. Die Sohlgestaltung ist strukturiert und mit Flusssteinen geschüttet, mit $k_s = 0,08$ m. Hier kommen vorwiegend Beton und Wasserbausteine zum Einsatz. Mit Störsteinen von $d_s = 0,5$ m Kantenlänge soll die Geschwindigkeit vermindert und Fischunterstände geschaffen werden. Gewählt wird für das Tosbecken Trapezquerschnitt mit folgenden Parametern:

Gängige hydraulische Näherungsformeln stehen zur Bemessung des Tosbeckens zur Verfügung:

Fliessfläche A = 4,8.0,25+2.0,2² = 2,48 m² Umfang $l_u = 4,8+2.0, 2\sqrt{1+2^2} = 4,69$ m Hydraulischer Radius: $r_{hy} = \frac{A}{l_u} = 0,53$ m

Die Störsteine sollen mit einem mittleren Achsabstand von $a_x = a_y = 0,3$ m gemäß verlegt werden. Hier wird es angenommen $a_y = 0,3$ m , L = 5 m , $d_s = 0,5$ m und eine Wassertiefe von $h_2 = 0,52$ m. die einzelne Störsteinfläche besitzt eine angeströmte Fläche von:

$$A_s = \frac{\pi . D^2}{4} = \frac{3,14.0,5^2}{4} = 0,196 \, m^2$$

Die Berechnung wird für einen L = 5 m langen Abschnitt durchgeführt, so dass sich für die Volumen- und Flächenverhältnisse ergibt:

$$\epsilon_{v} = \frac{75\frac{\pi}{4}d_{s}^{2}h}{LA} = \frac{75\frac{\pi}{4}0,5^{2}0,25}{5.2,4} = 0,16$$
$$\epsilon_{o} = \frac{75\frac{\pi}{4}d_{s}^{2}}{Ll_{u}} = \frac{75\frac{\pi}{4}0,5^{2}}{15.4,7} = 0,4$$

Mit
$$\sum A_s = 5.0, 05 = 0, 25 m^2$$

Und $A_{o,ges} = L.l^u = 5.4, 8 = 24 m^2$

Der Widerstandsbeiwert der Störsteine wird wie folgt berechnet:

$$\lambda s = 4.Cw \frac{\sum As}{Ao, ges} = 4.1, 5 \frac{0, 25}{24} = 0,06$$

Nach dieser Gleichung folgt der Widerstandsbeiwertgleichung, infolge der Sohlenrauheit: $\frac{1}{\sqrt{\lambda_o}} = -2.\log \frac{0.08/0.13}{14.84} = 2,76 \rightarrow \lambda_o = 0,128$

Und damit für den Gesamtwiderstandsbeiwert bekommen wir:

Matr.-Nr. 1029238
$$\lambda ges = \frac{\lambda s + \lambda o(1 - \epsilon o)}{1 - \epsilon v} = \frac{0, 2 + 0, 128(1 - 0, 4)}{1 - 0, 16} = 0,34$$

Die mittlere Fließgeschwindigkeit ergibt sich nach der Gleichung:

$$v_m = \sqrt{\frac{8gr_{hy}I}{\lambda ges}} = \sqrt{\frac{8.9,81.0,53.0,0125}{0,34}} = 1,14 \ m/s$$

Die maximale Fließgeschwindigkeit wird in den Hochwassererreigniss aufgetreten, die mit 1 Störstein verbaut sind. Nach Gleichung ergibt sich dann:

$$v_{\max} = \frac{v_m}{1 - \frac{\sum As}{Ages}} = \frac{1,14}{1 - \frac{0,25}{24}} = 1,15 \ m/s < 1,2 \ m/s = v_{zul}$$

Für den Nachweis, welcher Abflußzustand auf dem Grundablass (im unverbauten Querschnitt) vorliegt, wird die Froudezahl ermittelt:

$$Fr = \sqrt{\frac{v_m b_{sp}}{g.Ages}} = \sqrt{\frac{1,15.4,6}{9,81.24}} = 0,15$$

Wegen Fr < 1 liegt strömender Abfluss vor. Im am stärksten eingeengten Querschnitt tritt mit:

$$b_{e} = b_{sp} - 1.d_{s} = 1,6-0,7 = 0,9 m$$

$$Ae = Ages - \sum As = 2,4-0,75 = 1,65 m^{2}$$

$$Fr_{e} = \sqrt{\frac{v_{\max}^{2} b_{e}}{g.Ae}} = \sqrt{\frac{1,17^{2}0.9}{9,81.1,65}} = 1,03$$

Der Abfluss ist schließend. Wegen $Fr_e < 1,7$ bildet sich kein ausgeprägter Wechselsprung aus. Die

Energieumwandlung muss dadurch erreicht werden, dass der Schussstrahl unterhalb der Einengung auf den nächsten Störstein tritt.

Konjugierte Wassertiefe h₂ Beim Tosbeckens mit Ausweitung, die Gleichung lautet:

$$h_{2} = \frac{h_{1}}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^{2}} - 1 \right) \cdot \sqrt{\beta}$$

, wobei

$$\beta = \frac{b}{B}$$

b - Durchlassbeite vor der Aufweitung;
B - Breite der Aufweitung;
h_{1} - Wassertiefe im Zuflussquerschnitt;
h_{2} - Wassertiefe im Abflussquerschnitt;
h_{2} = \frac{0, 4}{2} \left(\sqrt{1 + 8.1, 03^{2}} - 1 \right) \cdot \sqrt{0, 34} = 0, 25 m => \text{korrekt}





_	Kornbreite		$b_k = 0,40m$
_	Höhe der Mauer		$h_i = 6,90 m$
_	Höhe bis Füge		h = 7,05 m
_	Fundamenthöhe		$d_{F} = 1,00 m$
			$d = d_F + 0,15 =$
_	Einbindetiefe		=1,15 m
			$h_0 = h_i + d_F =$
_	Höhe bis 0-0		= 8,05 m
_	Neigung der Vorderwand		$n_v = \frac{1}{2}$
_	Projektion der Schrägen		$b_{s} = 0,35 m$
			$b_I = b_K + b_S =$
-	Mauerstärke in Fuge I-I		= 0, 4 + 0, 35 =
	Naigung dar Hintarwand		=0,75m
_	Neigung der Timterwand		α .– 10.07αα kN
_	Beton der Stützmauer:	Wichte des Betons	$\gamma_b = 23.5 \frac{m^3}{m^3}$
			$\gamma = 19 \frac{kN}{3}$
-	Boden: Hinterfüllung:	Sand mitteldicht	m^3
		Böschungswinkel	$\varphi \coloneqq 30. Grad$
			$\delta = \frac{2}{2}$
		Reibungswinkel Wand-Hinterfüllung	$v_a = \frac{1}{3} \cdot \varphi$
		Böschungsneigung	$\beta \coloneqq 20 Grad$
1			

Funktion des Erddruckbeiwertes (1 - 1)

$$G_{H} = 0, 5.b_{1}.\gamma.H = 0, 5.0, 8.19.7 = 53, 2\frac{kN}{m}$$



7.2.8.2 Einwirkungen bezüglich der Sohlfuge:

a. Eigenlasten der Mauer:

$$G_1 = \gamma_b . h_l . b_k \qquad \qquad G_1 = 67, 39 \frac{kN}{m}$$

$$G_s = \gamma . h_i . b_s . 0,5$$
 $G_3 = 23,44 \frac{kN}{m}$

$$G_1 = G_1 + G_2 \qquad \qquad G_1 = 96,87\frac{kN}{m}$$

$$G_0 = G_I + G_S \qquad \qquad G_0 = 120,31\frac{kN}{m}$$

- b. Verkehrslast $p = 0,00 \frac{kN}{m^2}$
- c. Erddruck bezgl. der Sohlfuge 0 0 $p = 19 \frac{kN}{m^3}$
 - $e_{agh0} = \gamma . h_0 . \lambda_{agh} \qquad \qquad e_{agh0} = 62,82 \frac{kN}{m^2}$

Horizontalkomponente

Gerichtete Erddruckkraft

$$=E_{agh0}\frac{1}{\cos(\delta_a)}$$

$$E_{ag0}=255,02\frac{kN}{m}$$

Vertikalkomponente

$$E_{agv0} = E_{agh0}.\sin(\delta_a)$$

106

Kontrolle:

 E_{ag0}

 $E_{agh0} = \frac{1}{2} \cdot (e_{agh0} \cdot h_0)$

$$\sqrt{E_{agh0}^{2} + E_{agv0}^{2}} = 255,02\frac{kN}{m}$$

1 1 7

 $E_{agh0} = 219,16\frac{kN}{m}$

 $E_{agv0} = 81,90\frac{kN}{m}$

d. Erddruck bezgl. der Sohlfuge 1 - 1
$$p = 19 \frac{kN}{m^3}; \lambda_{agh} = 0,176$$

 $e_{agh1} = \gamma . h_i . \lambda_{agh}$ $E_{agh1} = \frac{1}{2} . (e_{agh1} . h_1)$ $e_{agh0} = 26, 79 \frac{kN}{m^2}$ $E_{agh0} = 183, 76 \frac{kN}{m}$

Matr.-Nr. 1029238

Horizontalkomponente

Gerichtete Erddruckkraft
$$E_{ag1} = E_{agh1} \frac{1}{\cos(\delta_a)}$$
 $E_{ag0} = 195, 53 \frac{kN}{m}$ Vertikalkomponente $E_{agv1} = E_{agh1}.\sin(\delta_a)$ $E_{agv0} = 62, 85 \frac{kN}{m}$ Kontrolle: $\sqrt{E_{agh0}^2 + E_{agv0}^2} = 195, 53 \frac{kN}{m}$ e. Hydrostatischer Druck $p_w = \frac{2(E_a - E_{a1})}{h_2} - p_{ai}$ $p_w = \gamma.z.k_a = 26.79 \ kPa$

7.2.8.3 Äußere Gleichgewicht bezüglich der Sohlfuge

a.
$$\Sigma V = 0$$
 $R_{V0} = G_1 + G_2 + G_5 + E_{agv0}$ $R_{V0} = 202, 21 \frac{kN}{m}$
a. $\Sigma H = 0$ $R_{H0} = E_{agh0}$ $R_{H0} = 219, 16 \frac{kN}{m}$
 $\sqrt{R_{v0}^2 + R_{H0}^2} = 313, 42 \frac{kN}{m}$
c. $\Sigma Mo = 0$ Lage der Resultierende in der Fuge $0 - 0$
Hebelarme: $a_{g10} = b_s + b_V + \frac{b_k}{2}$ $a_{g10} = 0, 85m$
 $a_{g20} = \frac{2}{3} \cdot b_s + b_V$ $a_{g20} = 0, 53m$
 $a_{gF0} = \frac{b_F}{2}$ $\frac{h_0}{3} = 2, 68m$ $a_{gF0} = 1, 85m$
Aus Summe $M_{B0} = 0$

$$c_{R0} = \frac{1}{R_{V0}} \cdot \left(G_1 \cdot a_{g10} + G_2 \cdot a_{g20} + G_s \cdot a_{gF0} - E_{agh0} \cdot \frac{h_0}{3} + E_{agv0} \cdot b_F \right) \qquad c_{R0} = 0,373 \, m$$

Matr.-Nr. 1029238

$$7.2.8.4 \text{ Nachweise gegen Kippen}$$
Standmonnent: $M_{sr0} = G_1 a_{g10} + G_2 a_{g20} + G_2 a_{gF0}$
 $M_{sr0} = 216.27 \frac{kN}{m} m$
Kippmonnent: $M_{K0} = \left(-E_{agk0}, \frac{h_0}{3} + E_{agr0}, b_r\right)$
 $M_{K0} = -185,04 \frac{kN}{m} m$
Kippsicherheit: $\eta_{K0} = \frac{M_{s0}}{|M_{K0}|}$
 $\eta_{K0} = 1.26$
7.3.8.5 Sohlnormalspannungen in der Sohlfuge
Lage der Resultierende im Querschnitt bezüglich $b_F/6$
 $\frac{b_F}{6} = 0,616m$
Hebelarm des Versatzmoments $e_0 = \left(\frac{b_F}{2} - c_{K0}\right)$
 $e_0 = 0,47 < \frac{b_F}{6} = 0,616m$
Resultierende liegt im Kern!
Querschnittsfläche $0 - 0$
 $A_0 = b_F.1,0$
 $A_0 = 3,70m^2$
Widerstandsmoment $0 - 0$
 $W_0 = \frac{1.0mb_F^2}{6}$
 $W_0 = 2.28m^3$
 $R_{v0} = 202,21\frac{kN}{m}$
 $\sigma_{01} = \frac{R_{v0}}{A_0} + \frac{R_{v0}c_0}{W_0}$
 $\sigma_{02} = 18,73\frac{kN}{m^2}, \frac{1}{m}$
 $e_0 = 0,405 \text{ m} < \frac{2h_F}{6} = 0.616m$
Wenn die Resultierende nicht im inneren Kern liegt, muss die mit versagender Zugzone berechnen werden!
versagende Zugzone
 $\sigma_{1max} = \frac{2.R_{v0}}{3.c_{R0}}$
 $\sigma_{1max} = 95,56\frac{kN}{m^2}, \frac{1}{m}$

7.3 Ausweisung und Ausführung von Überströmstrecken

7.3.1 Kriterien für die räumliche Situierung von Überströmstrecken Die Situierung von Überströmstrecken hängt von

- Hydrologischen;
- Topografischen;
- Nutzungsbezogenen Eigenschaften;
- Ökologischen Gesichtspunkten;

ab.

7.3.2 Dimensionierung von Überströmstrecken

Dimensionierungsgrößen sind die Länge, die Neigung und bei der technischen Ausführung ist noch der Erosionsschutz des Deiches und des Böschungsfußes wichtig. Alle diese Größen hängen von der Abflusscharakteristik, der Häufigkeit und Dauer der Beanspruchung und der Höhe der Spiegellage über dem Gelände ab.

Bei der Abflusscharakteristik sind der Länge der Überflutungsstrecke, die Rauigkeit der Dammoberfläche, die luftseitigen Böschungsneigungen (Neigung der Energielinie) sowie die maximal mögliche spezifische Beaufschlagung maßgebend.

Aus der von bautechnischen Gesichtspunkten abhängigen zulässigen spezifischen Beaufschlagung ergibt sich die Länge der jeweiligen Überströmstrecke.

7.3.2.1 Ausbildung des Überlaufbereichs an der Dammkrone

Der Überlaufbereich eines überströmbaren Damms legt das Stauziel eines Hochwasserrückhaltebeckens fest und bildet gleichzeitig die Abflusskontrolle, in dem ein Flieswechsel vom strömenden zum schießenden Abfluss stattfindet.



7.3.2.2 Ausbildung der Fusssicherung gegen rückschreitende Erosion

Am Ende eines überströmbaren Dammbereichs muss eine Fusssicherung angeordnet werden. Das Gelände im Auslaufbereich des Damms sollte strömungsgünstig modelliert sein, sodass der Abfluss nicht behindert wird und möglichst wenig Erosion auftritt.

Am Dammfuss wird eine Fußsicherung (Flussbausteine Klasse V bis auf die anstehende Kiessicht im Einkornbeton) verlegt.

7.3.3 Förderfähigkeit von Überströmstrecken

Die Förderfähigkeit von Überströmstrecken kann demnach mithilfe der Formel von Poleni zur Berechnung der sekundlichen Überfallmenge QStr von Streichwehren mit einer mittleren Überfallhöhe Hü erfolgen. Der Überfallbeiwert μ liegt für breitkronige Wehre zwischen 0,4 und 0,55.

$$q = \frac{Q}{b}$$
$$y_{ii} = \left(\frac{3.Q}{2.\mu . b . \sqrt{2.g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{3.q}{2.\mu . \sqrt{2.g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{3.1, 33}{2.0, 6 . \sqrt{2.9, 81}}\right)^{2/3} = 0,828 \, m$$

mit:

- Q Abfluss [m3/s];
- M Überfallbeiwert [-];
- b Breite des überströmbaren Dammbereichs (ohne seitliche Böschungen)[m];

g Erdbeschleunigung = 9,81 m/s2;

q spezifischer Abfluss [m3/cm];

$$Q_{Str} = v.\frac{2}{3}.\mu.L.H_{ii}^{2/3}.\sqrt{2g}$$
$$H_{ii} = \left(\frac{h_{ii} + h_o}{2}\right) = \left(\frac{0.828 + 0.018}{2}\right) = 0.45$$
,wo:

L Wehrkronenlänge [m];

- v Abminderungsfaktor v = 0.95;
- μ Überfallbeiwert $\mu = 0,40$ bei H_ü = 0,6m und $\mu = 0,55$ bei Hü = 0,45m;

$$Q_{Str} = 0.95.\frac{2}{3}.0.55.127, 5.0, 45^{2/3}.\sqrt{2.9.81} = 116,00 \, m^3 \, / \, s$$

< als BHQ =170m3/s

Die notwendige Länge L einer Überstromstrecke errechnet sich somit aus demjenigen über das Bemessungshochwasser hinausgehenden Abfluss HQ_x, welcher schadlos abgeführt werden soll.

$$v_{gr} = \frac{L}{h_{ii}} = \frac{0,40}{0,828} = 0,48 \, m/s$$

,wo $q_{Str} = 2,805.\mu H_{ii}^{2/3} = 2,805.0,55.0,45^{2/3} = 0,905[m^3/s*m^{-1}]$



7.3.4 Konstruktive Ausführung von Überströmstrecken

Die konstruktive Ausführung einer Überströmstrecke hängt von den gegebenen Randbedingungen und von den an die Überströmstrecke gestellten hydraulischen Anforderungen ab.

7.3.4.1 Ermittlung der Abflusstiefe y und der Fließgeschwindigkeit $v_{\text{D}},\,v_{\text{M}}$

Zuerst muss der vernachlässigende Durchströmanteil q_D am Gesamtabfluss q bestimmt werden. Dies geschieht mithilfe einer modifizierten Darcy-Weisbach-Gleichung wie folgt:

$$q_{D} = n.d_{D}.v_{D} = n.d_{D}.\zeta \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda_{D}}} \cdot \sqrt{8.g.r_{hyD}} \cdot \tan \alpha = 0, 4.0, 9.2, 61 \cdot \frac{1}{\sqrt{11,7}} \cdot \sqrt{8.9, 81.0, 06.0, 26} = 0,303$$

,wo:

$$\zeta = \frac{d_{D}^{2}}{2,8.\tan \alpha} + 1,5 = 2,61$$

$$\lambda_{D} = \frac{(1-n)}{n} \cdot \frac{U^{0.52}}{K^{2}} = 11,71$$

$$r_{hyD} = \frac{n.d_{D}.d_{50}}{4.(1-n).d_{D} + d_{50}} = 0,062$$

dabei sind:

sinu.	
n	Porenanteil des Deckwerks(für die Schuttsteinklassen 0 – V nach TLW n=0,4÷0,45);
d _D	Deckwerksstärke [m];
v_D	Fliesgeschwindigkeit im Deckwerk [m/s];
ζ	Korrekturfaktor [-];
$\lambda_{\rm D}$	Reibungsbeiwert im Deckwerk [-];
r _{hy,D}	ideeller hydraulischer Radius im Deckwerk [m];
U	Ungleichförmigkeitszahl [-] (U = $d60/d10$);
Κ	Formfaktor der Steine [-] (für kantige Steine: $K = 0,56$);
d ₁₀	Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang [m];
d50	Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang [m];
d ₆₀	Korndurchmesser bei 60% Siebdurchgang [m];

Bei der Berechnung der Abflusstiefe y und der Überstromgeschwindigkeit vm ist, anstatt den gesamten spezifischen Abfluss q in Rechnung zu stellen, lediglich der Anteil aus Überströmung qu anzusetzen.

$$y = \frac{q_{\ddot{U}}}{\sigma . v_m} = \frac{q - q_D}{\sigma . v_m}$$

wo:

q_u Überströmanteil am gesamten spezifischen Abfluss q [m3/cm];
 δ Luftgehaltsparameter [-];
 v_m mittlere Fliesgeschwindigkeit oberhalb des Deckwerks [m/s];

Der Luftgehaltsparameter 6 kann wie beim Steinsatz folgendermasen berechnet werden:

$$\sigma = \frac{\rho_{wa}}{\rho_{w}} = 1 - 1, 3.\sin \alpha + 0, 08. \frac{y}{k} \le 1, 0$$

wo:

 ρ_{wa} Dichte des Wasser-Luft-Gemischs [kg/m³];

 ρ_w Dichte des Wassers [kg/m³];

y Abflusstiefe auf der Überströmstrecke [m];

k hydraulische Rauheit [m] ($k = 0,33.d_{50}$);

Die mittlere Überströmgeschwindigkeit v_m wird wie folgt berechnet:

$$v_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} . \sqrt{8.g.y.\tan\alpha}$$

Auch hier wird der Reibungsbeiwert $1/\sqrt{\lambda}$ folgendermaßen abgeschätzt:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3, 2.\log\left(\frac{1}{\sigma.(0, 425 + 2, 025.\Phi.\sin\alpha)}, \frac{r_{hy}}{k}\right)$$
, wo:
$$\Phi = k_{max} \cdot \sqrt{R}$$
112
Matr.-Nr. 1029238

wobei:

 Φ Rauheitsparameter;

k_{max} Abstand der Steinspitzenebene zur Ebene des geringsten Hohlraumanteils [m];
 R Anzahl der Steine in der oberen Steinlage je m² Deckfläche;

7.3.5 Nachweis der Erosionssicherheit des Einzelsteins

Der Nachweis der Erosionssicherheit der Schüttsteine wird analog dem entsprechenden Nachweis für Deckwerke aus Steinsatz geführt. Bei der Bestimmung der Auftriebssicherheit ηA wird anstatt der Dicke des Steinsatzes D_S der Wert d₅₀ der verwendeten Steine angesetzt:

$$\eta_{A} = \frac{1}{\frac{\rho w}{\rho s} \cdot \left(1 + c_{fy} \cdot \frac{\eta_{Ds} \cdot v_{m}^{2}}{2.g.k.d_{50}.\cos\alpha}\right)} \ge 1,0$$

wo:

- η_A Auftriebssicherheitsbeiwert [-];
- ρ s Dichte der Deckwerkssteine [kg/m³];
- c_{fy} dynamischer Kraftbeiwert [-] (hier: $c_{fy} = 2,5$);
- η_{Ds} Sicherheitsbeiwert Deckwerk [-] (hier: $\eta_{Ds} = 1,6$);
- k Formfaktor [-] (hier: $k = 0.5 \div 0.7$);

Gewählt Ds	ds	k	gewählt v	$1/\sqrt{\lambda}$	vm	q	ηΑ
0,30	0,90	0,11	0,44	2,47	7,41	5,38	0,12
0,28	0,88	0,11	0,40	2,39	6,83	4,51	0,13
0,24	0,86	0,11	0,41	2,41	6,98	4,72	0,11
0,22	0,84	0,10	0,38	2,43	6,76	4,24	0,1

 Tabelle 7.3: Der Rechnengang der Parameter

Für die endgültig festgelegten Steinabmessungen ergeben sich nach iterativer Berechnung für die Abflusstiefe und die Fließgeschwindigkeit

y = 0,38 m $v_m = 6,76 m / s$

7.3.6 Nachweis der Gleitsicherheit des Deckwerks

Bei den Steinschüttungen sind die Fließgeschwindigkeiten deutlich geringer als beim glatteren Steinsatz. Die hydrodynamischen Kraftanteile H_{dyn} und N_{dyn} können aus diesem Grund bei den Steinschüttungen vernachlässigt werden. Eine größere Schubkraft wird jedoch über die höhere Abflusstiefe "y" erzielt.

Deckwerk:	Mittlere Dicke: Ds	=	0,85 m
	Reibungswinkel: $\phi`$	=	30°
MatrNr. 102	9238		113

$$\begin{split} \eta_{c} &= \frac{(1-K_{y}^{*}) \frac{\tan \varphi^{2}}{\tan \alpha}}{\frac{\rho_{w}}{(\rho_{y}-\rho_{w}).(1-n)} \cdot (n+\frac{y}{D_{y}}) + \frac{\rho_{y}}{\rho_{y}-\rho_{w}} + K_{x}^{*}} \end{split}$$
Die hydrodynamischen Vorfaktoren werden wie folgt berechnet:

$$\begin{split} K_{x} &= K_{x} \cdot \frac{\rho_{w} \cdot v_{w}^{2}}{2.g.D_{y}.(\rho_{y}-\rho_{w}).\sin \alpha} = 1.64 \\ K_{x}^{*} &= K_{y} \cdot \frac{\rho_{w} \cdot v_{w}^{2}}{2.g.D_{y}.(\rho_{x}-\rho_{w}).\cos \alpha} = 8.08 \\ \text{mit:} \\ K_{x} &= 0.12; K_{y} \approx 0.15 \text{ für regelmäßige, plattige Steinformen;} \\ K_{x} &= 0.15; K_{y} \approx 0.23 \text{ für regelmäßige, kompakte Steinformen;} \\ K_{x} &= 0.15; K_{y} \approx 0.40 \text{ für unregelmäßige Steinformen;} \\ K_{x} &= 0.25; K_{y} \approx 0.40 \text{ für unregelmäßige Steinformen;} \\ \varphi^{0} - \text{Gelitsicherheitsbeiwert [-];} \\ \rho^{2}_{D} - \text{Dichte des Deckwerks unter Auftrieb [kg/m^{3}];} \\ \varphi^{0} - \text{Reibungswinkel zwischen Deckwerk und Unterbau [°];} \\ \eta_{o} &= \frac{(1-8,08) \frac{\tan 33^{\circ}}{\tan 18^{\circ}}}{\frac{10000}{(2650-1000).(1-0.35)} \cdot (0.35 + \frac{0.38}{0.22}) + \frac{2650}{2650-1000} + 1.64} = -0.23 < 1.3 \\ \text{Ermittlung der beteiligten Kräfte:} \\ x-Richtung \\ G_{x} &= \rho_{x}.g.D_{y}.(1-n).\sin \alpha \\ &= 2650.9.81.0, 22.(1-0.35).\sin 18^{\circ} = 1148N/m^{2} \\ T &= \rho_{w}.g.y.\sin \alpha \\ &= 1000.9.81.0, 38.\sin 18^{\circ} = 1151N/m^{2} \\ G_{wy} &= \rho_{w}.g.D_{y}.n.sin \alpha \\ &= 1000.9.81.0, 22.\sin 18^{\circ} = 667N/m^{2} \\ \end{array}$$

$$F_{dyn,x} = K_x \cdot 1/2 \cdot \rho_w \cdot (1-n) \cdot v_m^2$$

= 0,25.0,5.1000.(1-0.35).6,76^2=3712N/m²
$$F_x = G_{Wx} + F_{dyn,x}$$

= 667 + 3603 = 4270 N/m²
y-Richtung
$$G_y = \rho_s \cdot g \cdot D_s \cdot (1-n) \cdot \cos \alpha$$

= 2650.9,81.0,22.(1-0.35).cos18°=3521N/m²

$$A = \rho_w \cdot g \cdot D_s \cdot (1-n) \cdot \cos \alpha$$

= 1000.9,81.0,22.(1-0.35).cos18°=1328N / m²
$$F_{dyn,y} = K_y \cdot 1/2 \cdot \rho_w \cdot (1-n) \cdot v_m^2$$

= 0,40.0,5.1000.(1-0.35).6,76=5939,2N / m²

Für den Fall, wenn das Deckwerk auf einer Filterschicht liegt, ist der Gleitsicherheitsnachweis zusätzlich für die Gleitfuge zwischen Filterschicht und Unterbau zu führen:

Der Reibungswinkel ϕ der Steinschüttung kann mit ca. 33°abgeschätzt werden. Er ist jedoch in Einzelfall zu prüfen. Auf die Querriegel wirkt somit die folgende Kraft [N/m]:

$$F = \eta_G \cdot (F_x + T + G_x) - (G_y - A - F_{dyn,y}) \cdot \tan \varphi$$

= 1, 3.(4270+1151+1148) - (3521-1328-5939).0, 65 = 1527 N / m²

7.4 Ökologische Gesichtspunkte

7.4.1 Ökologische Ziele und Grundsätze

Mit dem Bau von Hochwasserrückhaltebecken sind verändernde, häufig störende und in manchen Fällen zerstörende Eingriffe in den Naturhaushalt, das Landschaftsbild eines Talraumes und seines Fließgewässers verbunden. Auch Maßnahmen des konventionellen Wasserbaus für den Hochwasserschutz als technische Alternativen, beispielsweise Bedeichungen oder Gewässerverbreiterungen, können erhebliche Eingriffe in vorhandene ökologische Strukturen bedeuten. Grundsätzlich besteht die Verpflichtung, solche Eingriffe möglichst zu vermeiden. Sofern sie jedoch unvermeidlich sind, sind umweltverträgliche Lösungen zu sichern, die in einer landschaftspflegerischen Planung (landschaftspflegerischer Begleitplan) festzulegen sind.

7.5 Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken Angsüß

Hochwasserrückhaltebecken sind Stauanlagen, die nur an wenigen Tagen eines Jahres oder entsprechend der Leistungsfähigkeit des Gewässers im Unterland nur im Abstand von mehreren Jahren eingestaut werden. Die vollständige Inanspruchnahme des Hochwasserrückhalteraumes wird mit einem mittleren Zeitabstand von mehreren Jahren erwartet, der der zugrunde gelegten Wiederholungszeitspanne entspricht. Da im Allgemeinen des Zeitpunktes des Einstaues und vor allem die Größe des Hochwasserereignisses im Voraus nicht bekannt sind, muss der Betrieb sorgfältig geplant und auch festgeschrieben sein, damit gewährleistet ist, dass das Hochwasserrückhaltebecken jederzeit seiner Zweckbestimmung in vollem Umfang gerecht werden kann. Der Betrieb umfasst alle Maßnahmen und Regelungen sowohl für die hochwasserfreien Zeiten, die für die Durchführung der wasserwirtschaftlichen Aufgabe des Hochwasserrückhaltebeckens erforderlich sind.

7.5.1 Bestandteile des Betriebes

Der Betrieb eines Hochwasserrückhaltebeckens umfasst:

- Die Inbetriebnahme;
- Die Nutzung im Hochwasserfall;
- Die Instandhaltung;

Inbetriebnahme: Bevor ein Hochwasserrückhaltebecken in Betrieb genommen wird, ist sicherzustellen, dass sämtliche Einrichtungen der Stauanlage voll funktionsfähig sind. Hierzu ist ein Probestau durchzuführen.

Nutzung im Hochwasserfall: Im Verläufe eines Hochwasserereignisses muss das Hochwasserrückhaltebecken so bewirtschaftet werden, dass es seiner geplanten Zweckbestimmung entsprechend dem Betriebsplan gerecht wird. Nach zuvor festgelegten Regeln ist bei Hochwasserereignissen der planmäßige Einstau des Beckens vorzunehmen, während des Hochwassers die Abgabe zu kontrollieren und gegeben falls an die aktuelle Abflusssituation anzupassen.

Während eines Hochwassers können zwei Betribsfälle auftreten:

- Planmäßiger Betrieb;
- Überplanmäßiger Betrieb;

Der planmäßige Betrieb umfasst den Einstau und das Entleeren des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraumes.

7.5.2 Steuerung

Die Steuerung dient der Umsetzung der wasserwirtschaftlichen Aufgaben des Hochwasserrückhaltebeckens. Hierzu gehören die Steuerungen der Abgaben aus dem Hochwasserrückhaltebecken, die durch die Entnahmeeinrichtungen an dem Unterlauf abgeführt werden können und die darauf abgestimmte Einstellung der erforderlichen Regelarmaturen.

7.5.2.1 Steuerung der Beckenabgaben

Die Steuerung der Beckenabgaben während eines Hochwassers hat nach dem Regelen des Betriebsplanes zu erfolgen. Dies gilt sowohl für planmäßigen Betrieb als auch den überplanmäßigen Betrieb.

7.5.2.2 Steuerung der Verschlüsse

Im Betriebsplan sind folgende Regelungen festzuschreiben:

Planmäßiger Betrieb: Drosselung des Hochwasserabflusses auf eine den örtlichen Verhältnissen angepasste, bei der hydrologischen Bemessung festgeigte Regelabgabe an den Unterlauf durch entsprechende Steuerung des Grundablasses.

Überplanmäβiger Betrieb: Im überplanmäßigen Betrieb werden die Beckenabgaben durch die Hochwasserentlastung über eine feste Schwelle geführt wird, bedarf es keines Steuerungseingriffes. In der Regel werden jedoch bei einem gemeinsamen Tosbecken von Hochwasserentlastungsanlage und Betriebsauslass die Betriebsauslässe geschlossen, sodass keine hydrodynamische Rückwirkung auf die teilgeöffnete Regelarmatur erfolgen kann. Bei beweglichen Verschlüssen an der Hochwasserentlastungsanlage sind Betriebsregeln für den überplanmäßigen Betreib aufzustellen.

8. Zusammenfassung:

Die Notwendigkeit zum Aufbau von überströmbaren Dämmen mit erforderlichen Deckwerkkonstruktionen ergibt sich aus unterschiedlichen Anforderungen. Die Überströmstrecken sind bei Notentlastung an Fließgewässern und bei Flutungsbauwerken für Polderräume eine kostengünstige Alternative zu konventionellen Einlaufbauwerken dar. Dieser neue Bereich entwickelt sich sehr schnell in de Voraussetzung sich größer Sicherheit zu der Menschheit zu überlassen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden Lockerdeckwerke aus Bruchsteinen, die im Überflutungsbereich überströmbarer Staudämme und Hochwasserrückhaltebecken als Erosionsschutz zum Einsatz kommen, behandelt. Ziel dabei ist, die vorgegebenen Retentionspotenziale möglichst umweltschonend zu aktivieren.

Überströmbare Deckwerke werden vor allem bei kleineren Stauanlagen als kostengünstige Alternative zu Entlastungsbauwerken aus Beton für die Hochwasserabführung verwendet.

Um Deckwerke zu dimensionieren, stehen verschieden Bemessungsformeln zur Verfügung, die nur zum Teil durch hydraulische und mechanische Modellversuche belegt sind. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden alle diese Untersuchungen und Bemessungsformeln an Deckwerken umgefasst. Anhand von umfangreichen Modellversuchen mit zahlreichen Parametervariationen sind maßgebende Mechanismen der hydrodynamischen Belastung der Deckwerkssteine und die daraus resultierenden Erosionsvorgänge ermittelt.

9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Historische Talsperre – Alyzeia/Griechenland [6]1
Abbildung 1.2: Polder Grietherbush mit geplanten Überströmstrecke[6]
Abbildung 1.3: Notentlastung an Fließgewässer an der Schelde/Niederlande [6]
Abbildung 2.1 : Steinsatzkonstruktion [2]5
Abbildung 2.2 : Prinzipskizze Steinsatz [1]6
Abbildung 2.3 : Geometrische Kenngröße eines Steinsatzes (Definitionsskizze) [1]7
Abbildung 2.4 : Filterkriterien zur Bestimmung der Kornverteilung der Filterschicht [1]10
Abbildung 2.5 : Steinschüttung (Prinzipskizze) [6]11
Abbildung 2.6 : Steinschüttung [20]11
Abbildung 2.7: Kornverteilungskurve der bei den Untersuchungen an der Universität Stutt-gart verwendeten Steine (fette Kurve) und Klasseneinteilung in Steinklassen nach TLW [16]12
Abbildung 2.8 : Deckwerk aus Steinpflaster (BOSSHARD 1991) [10]13
Abbildung 2.9 : Steinpflaster am HRB Waldwimmerbach/Mannbach[6]13
Abbildung 2.10 : Geogittermatratzen (Prinzipskizze)[16]14
Abbildung 2.11 : Mit Grasbewuchs gesicherte Oberfläche. Der Kronenbereich ist zusätzlich mit Grobsteinen gesichert [4] 15
Abbildung 2.12 : Bohrkerm eines Deckwerks aus Mastix-Schotter[6]16
Abbildung 2.13: Verlegung von verbundenen Rasengittersteine(vorfertigtes Deckwerksystem) [1]
Abbildung 2.14 : Geogewebeschläuche – Kern Anordnung[aus HASELSTEINER 2007]18
Abbildung 2.15 : Geogewebeschläuche - Prinziskizze [1]18
Abbildung 2.16 : Schaufenlösung - Prinziskizze [1]18
Abbildung 3.1:Diagramm zur Bestimmung des äquivalenten Steindurchmesser d _S . (RATHGEB 2001) [7]
Abbildung 3.2: Volumetrische Bestimmung der Rauheit (nach Platzer 1983, Hassinger 1991)[14]23
Abbildung 3.3: Strömungsbereiche der Überströmstrecke [10]
Abbildung 3.4: Abflussentwicklung einer überströmten Dammstrecke [13]25
Abbildung 3.5: Rauhgerinneabfluß [14]

Abbildung 4.1 : HRB Kohlbach mit Deckwerk als Steinsatz und Querriegeln [7]
Abbildung 4.2: Versagenmechanismen [1]
Abbildung 4.3: Vergleich der Sätze von Robinson, Abt und Johnson und Abt [12]46
Abbildung 4.4 : Lageplan und Längsschnitt der Versuchsrinne mit überströmbarem Dammmodell[14] 47
Abbildung 4.5 : Kritische steinbezogene Froude-Zahlen beim Versagen des Deckwerks[14]48
Abbildung 4.6: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse $Fr_{s,cr} = f(\tan \alpha)$ für Steinwurf [13]51
Abbildung 4.7: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse $Fr_{s,cr} = f(\tan \alpha)$ für Steinsatz [14]51
Abbildung 4.8: Erosionskritische steinbezogene Froudezahl für Steinsatz [13]
Abbildung 4.9 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für Steinsatz[14]
Abbildung 4.10 Vergleich der Bemessungsansätze für einen Steinsatz in Funktion der Neigung J der Überflutungsstrecke nach verschiedenen Autoren (aus Kobus 1987) [10]
Abbildung 4.11 Kräfte und geometrische Größen Steinsatz [1]55
Abbildung 4.12 Kräfte und geometrische Größen für Steinschüttung [1]58
Abbildung 5.1 : Räumlicher Steingrößverteilung auf fester (links) und lockerer (rechts) Filterschicht
[7]61
Abbildung 5.2 : Definitionsskizze zu den geometrischen Kenngrößen einer Steinschüttung [1]61
Abbildung 5.3: Kornverteilungskurven der Schuttsteinklassen 0 bis V (Bundesanstalt für Wasserbau, 1993) [1]
Abbildung 5.4: Hoch-und Niedrig Energie Bedingungen [11]62
Abbildung 5.5: Definition der Steinform [15]
Abbildung 5.6: Strömungsvorgänge über und durch das Deckwerk [13]64
Abbildung 5.7: Deffinitionsskizze zu den am Deckwerksstein wirkenden Kräften [13]65
Abbildung 5.8: Druckhöhenverteilung in einem steil geneigten Gerinne [13]
Abbildung 5.9: Definitionsskizze zu Massenträgheit von Stein und virtueller Masse [13]68
Abbildung 5.10: Steinlänge
Abbildung 5.11: Belastung und Lagerung eines Steines unter Strömungsangriff [17]70
Abbildung 5.12: Belastung und Lagerung eines Steines bei Durchströmung [17]71
Abbildung 5 13: Romossungsdiggramm basiart auf der Formal von Kniggs für Strömungsangriff bai

Abbildung 5.13: Bemessungsdiagramm basiert auf der Formel von Kniess für Strömungsangriff bei Steinschüttungen für Geschwindigkeitsvektoren, die rechtwinkelig die Böschungsneigung stehen [18] ..72

120

Mart.nummer 1029238

Abbildung 5.14: Hoch-und Nidrig Energie Bendingungen [20]73
Abbildung 5.15: Zusammenstellung der bei der Überströmung auf das Deckwerk wirkenden Kräfte [16]
Abbildung 5.16: Deffinitionsskizze zur resultierenden Längskraft im Unterbau [13]
Abbildung 6.1: Lageplan Hauptdamm
Abbildung 6.2: Modellstand im Wasserbaulabor an der TU Wien80
Abbildung 6.3: Modellstand – Meßquerschnitte
Abbildung 6.4: Modellstand – Zweilagige Drainagerohre
Abbildung 6.5: Modellstand – Meßquerschnitte
Abbildung 6.6: Modellstand – Versuch №1
Abbildung 6.7: Modellstand – Versuch №1
Abbildung 6.8: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №1)
Abbildung 6.9: Modellstand – Versuch №2
Abbildung 6.10: Modellstand – Versuch №2
Abbildung 6.11: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №2)86
Abbildung 6.12: Modellstand – Versuch №3
Abbildung 6.13: Modellstand – Versuch №3
Abbildung 6.14: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №3)
Abbildung 6.15: Modellstand – Versuch №4
Abbildung 6.16: Modellstand – Versuch №4
Abbildung 6.17: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №4)
Abbildung 6.18: Modellstand – Versuch №5
Abbildung 6.19: Modellstand – Versuch №5
Abbildung 6.20: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №5)
Abbildung 6.21: Modellstand – Versuch №6
Abbildung 6.22: Modellstand – Versuch №6

Mart.nummer 1029238

Abbildung 6.23: Tosbecken – Ablusstiefe (Versuch №6)
Abbildung 7.1 : Pfudabah-Abflussplan [24]91
Abbildung 7.2: Rostformen und Statisches System (Bergmeister et.al., 2008) [2]94
Abbildung 7.3: Plan - Grundablass, Sohle mit alternierenden Querriegeln [2]
Abbildung 7.4: Formbeiwerte für Rechenstäbe (Patt, 2001) [27]96
Abbildung 7.5 : Diagramm zur Bestimmung von δ (scharfe Schneide) [27]
Abbildung 7.6: Schlüsselkurve
Abbildung 7.7: freier Ausfluss unter Schützen [27]99
Abbildung 7.8: Auslaufbauwerk mit Störsteine100
Abbildung 7.9: Schnitt D-D des Grundablasses103
Abbildung 7.10: Geometrie der Stützmauer103
Abbildung 7.11: Aktiver Erddruckberechnung nach Culmann105
Abbildung 7.12: Prinzipskizze einer befahrbaren Dammscharte[4]109
Abbildung 7.13: Überstauhöhe in Abhängigkeit vom Abfluss für unterschiedliche Überströmlängen 111

10. Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1 : Standart-Steinklassen der TLW 2003 und TLW 1997 [15]
Tabelle 2.2 : Anforderungen an Wasserbausteine [15] 8
Tabelle 2.3 : Wasserbausteine Önorm [21] 8
Tabelle 2.4 : Anforderungen an Wasserbausteine Önorm [21]
Tabelle 2.5 : Sohlneigugn und Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Grasart [18] 15
Tabelle 2.6 : Vergleich die verschiedene Böschungsschutzsystem [19]
Tabelle 2.7 : Ungefähre Richtpreise für verschiedene Konstruktive Ausführungen der Oberflächesicherung von Überströmstreken [4]
Tabelle 3.1: Kenngrößen zur Beschreibung der Lagerungsparameter aus unregelmäßigen Steinen nach verschiedenen Autoren [13]
Tabelle 3.2: Ansätze zur Bestimmung der Reibungsbeiwert λ nach verschiedenen Autoren [13]28
Tabelle 3.3: Ansätze zur Berechnung des Strickler-Beiwerts in Abhängigkeit von der Steingröße [13]30
Tabelle 3.4: Ansätze zur Berechnung für die Durchströmung von Deckwerken [13]
Tabelle 4.1 : Zusammenfassung der Daten der bei der Betrachtung von Bruchsteinen [12]
Tabelle 4.2 : Zusammenfassung der Daten der bei der Betrachtung von Bruchsteinen [12]45
Tabelle 4.3 : Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für Überströmbare Deckwerke [13]49
Tabelle 4.4 : Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für überströmter Deckwerk[14]50
Tabelle 4.5 Vergleich des Testdatens [12] 54
Tabelle 6.1 Modellübertragungsregeln nach dem Froude`schen Modellgesetz
Tabelle 7.1: Berechnungen der Wellenparameter nach DVWK Merkblatt 246/1997 [25]91
Tabelle 7.2: Berechnungen des Kronenparameters HRB Angsüß – Projektdaten [24]91

11. Literaturverzeichnis

[1] Überströmbare Dämmen- Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen – Technische Universität Dresden/Institut für Wasserbau und Technische Hidromechanik, Stefan Dornack, 2001

[2] Schutzbauwerke gegen Wildbachgedahren. In: Bergmeister, K., W;rner, J.-D (Hrsg.), BetonKalender 2008 Bd. 1 II, 89-289; Ernst & Sohn Verlag, Berlin

[3] Überströmbare Dämmen und Dammscharten/Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg/, Karlsruhe 2004

[4] Freibord Überströmstrecken, Leitfaden zur Festlegung des erforderlichen Freibordes anhand projektspezifischer Rahmenbedingungen einschießlich der Kriterien für die Anordnung von Überströmstrecken, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft Sektion Wasser, Konzeption und Text O.Univ. Prof. Dipl.-Ing Dr.techn. Hans-Peter Nachtnebel, Fassung 2006

[5] Möglichkeiten zur Optimierung von Sanierungsmaßnahmen an Flußdeichen/Technische Universität Darmstadt/, Dissertation von Dipl.-Ing Jesper Steuernagel, Darmstadt 2008

[6] Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für übershtrömbare Dämme/ Universität Karlsruhe/, Jan Queißer – Heft 233, 2006

[7] Neue naturnahe Bauweisen für Überstömbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen / Universität Stuttgart – Institut Wasserbau, April 2003

[8] 41.IWASA - Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2011 - Kleine und Große Steine

[9] Steinsatz für überströmbare Dämme - Tiefbauamt Kt. Graubünden, Abteilung Wasserbau, April 2012

[10] Überflutbarkeit kleiner Dämme - Max Bosshard, 1981

[11] Stabilization of Angular-Shaped Riprap under Overtopping Flows Dilavar Khan and Z. Ahmad, World Academy of Science, Engineering and Technology, 2011

[12] Technical Supplement 14C Stone Sizing Criteria - Part 654 National Engineering Handbook, 210-VI-NEH, August 2007

[13] Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämme. Disertation – Dr. -Ing. Andreas Rathgeb, 2001 / Universität Stuttgart/Institut Wasserbau

[14] Überströmbare Dämmen- Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen – Technische Universität Dresden/Institut für Wasserbau und Technische Hidromechanik, Stefan Dornach, 2001

[15] Wasserbausteine Einsatz und Anforderungen im Flussbau, SKI GmbH + Co.KG – Beratende Ingenieure für Bauwesen, Wasserwirtschaft, Wasserbau, Grundbau - Harald Wildner 31. Januar 2012;

[16] Überströmungssicherung von Deichen und Böschungen - Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer - Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, Technische Universität Clausthal, 2009;

124

[17] Schutzwasserbau Skriptum – Institut Wasserbau TU Wien, Prof. Dr. Tschernutter und Dilp.-Ing Honsowitz, 2008-2009

[18] Prof. Dr. techn. Tschernutter und Dipl.-Ing Pucher, Skriptum Dammbau, Institut Wasserbau TU Wien, 2008-2009

[19]Wasserbausteine im Deckwerkausbau Bemessung und Konstruktion – Uwe Hansen, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens, 1985

[20] CIRIA REPORT 116: Design of reinforced grass waterways; Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London 1987

[21] Önorm EN 13383-1/2

[22] Mastix-Schotter – Deckwerk für überströmbare Dämme und Deich – Universität Karlsruhe (TH), Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, A. Bieberstein & H. Wörsching 2004

[23] Leistungsbeschreibung für den Flussbau, Österreich / Bundesministerium für Land- Fortswirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft. Mitglieder des Arbeitskreises, Version 2.2002

[24] Hochwasserrückhaltebecken "Angsüß" – Landschaftsökologische Begleitplanung

[25] DVWK Merkblatt 209,1989

[26] Wasserbau Fassung 2004, EIDG. TECHN. Hochschule Zürich Prof. Dr. H.-E Minor

[27] Hochwasser-Handbuch / Auswirking und Schutz. Springer Verlag Berlin, Hedelberg, 593 S. H. Patt, 2001

12. Formelverzeichnis:

Formel 3.1	. 21
Formel 3.2	. 21
Formel 3.3	. 21
Formel 3.4	. 22
Formel 3.5	. 22
Formel 3.6	. 23
Formel 3.7	. 25
Formel 3.8	. 25
Formel 3.9	. 25
Formel 3.10	. 26
Formel 3.11	. 26
Formel 3.12	. 27
Formel 3.13	. 27
Formel 3.14	. 27
Formel 3.15	. 27
Formel 3.16	. 28
Formel 3.17	. 28
Formel 3.18	. 29
Formel 3.19	. 29
Formel 3.20	. 30
Formel 3.21	. 31
Formel 3.22	. 31
Formel 4.1	. 37
Formel 4.2	. 37
Formel 4.3	. 38
Formel 4.4	. 38
Formel 4.5	. 39
Formel 4.6	. 39
Formel 4.7	. 39
Formel 4.8	. 39
Formel 4.9	. 40
Formel 4.10	. 40
Formel 4.11	. 40

Formel 4.12		
Formel 4.13		
Formel 4.14		
Formel 4.15		
Formel 4.16		
Formel 4.17		
Formel 4.18		
Formel 4.19		
Formel 4.20		47
Formel 4.21		47
Formel 4.22		49
Formel 4.23		55
Formel 4.24		56
Formel 4.25		56
Formel 4.26		56
Formel 4.27		56
Formel 4.28		56
Formel 4.29		56
Formel 4.30		56
Formel 4.31		57
Formel 4.32		57
Formel 4.33		57
Formel 4.34		57
Formel 4.35		57
Formel 4.36		
Formel 4.37		
Formel 4.38		59
Formel 4.39		59
Formel 4.40		59
Formel 5.1		
Formel 5.2		
Formel 5.3		65
Formel 5.4		65
Formel 5.5		65
Formel 5.6		65
	127	Mart.nummer 1029238

Formel 5.7		66
Formel 5.8		66
Formel 5.9		
Formel 5.10		67
Formel 5.11		
Formel 5.12		
Formel 5.13		
Formel 5.14		
Formel 5.15		
Formel 5.16		
Formel 5.17		
Formel 5.18		
Formel 5.19		
Formel 5.20		
Formel 5.21		
Formel 5.22		
Formel 5.23		
Formel 5.24		
Formel 5.25		
Formel 5.26		
Formel 5.27		
Formel 5.28		
Formel 5.29		
Formel 5.30		
Formel 5.31		
Formel 5.32		
Formel 5.33		
Formel 5.34		
Formel 5.35		
Formel 5.36		
Formel 5.37		
Formel 5.38		
Formel 5.39		
Formel 5.40		
Formel 5.41		
	128	Mart.nummer 1029238

Formel 5.42	
Formel 5.43	
Formel 5.44	
Formel 5.45	
Formel 5.46	
Formel 5.47	
Formel 5.48	
Formel 5.49	
Formel 5.50	
Formel 5.51	
Formel 5.52	
Formel 5.53	
Formel 5.54	
Formel 6.1	

13. Anlage

	BAUFORMEN							
	1. STEINSCHÜTTUNG	2. BEROLLUNG	3. STEINWURF					
ANWENDUNG:	Dammkörper, Gegengewichtsschüttungen, Bodenauswechslungen, Entwässerungskörper, Verfüllung von Sohlkolken und Uferbrüchen, Buhnen und Leitwerke	Ufer- und Sohlensicherung bei Gerinnen mit kleiner Schleppkraft, Flächenhafte Sicherung von Böschungen gegen Erosion.	Fußsicherung von Böschungen, Buhnen und Leitwerken, Sohlgurte, -schwellen, -rampen, Sicherung von Gerinnesohlen, Verfüllung von Sohlkolken und Uferbrüchen.					
STEINMATERIAL FORM:	Bruchstein belebiger Form.	Kubischer Bruchstein, eventuell auch Rundsteine.	unbearbeiteter Bruchstein (Wurfstein), keine ausgeprägte Lagerläche erforderlich.					
GRÖSSE:	Abhängig vom Ausmaß des Schuttkörpers und Verwendungszweck, jedoch Mindestgröße 70mm, Gewichtsbereich 1-6.	Je nach Dicke der Berollung (max. 50 cm) und Beanspru- chung, Gewichtsbereich 1 - 2.	Abhängig vom Verwendungs- zweck, in Gerinnen von der Schleppkraft des Gerinnes, Gewichtsbereich 2-6.					
QUALITÄT:	Auswahl des Gesteins- materials, sodass die erforderliche Eigenschaft des daraus hergestellten Schütt- körpers auf Dauer erhalten bleibt, wenn gefordert, hochfrostbeständig.	Die geforderte Frostbestän- digkeit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123.	Die geforderte Frostbeständig- keit is: abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123.					
HERSTELLUNGSVORGANG: Einbringung:	Profigerechtes Schütten, wenn nötig Verteilen durch Geräte.	Mit Geräten auf vorbereitetes Planum.	Durch Abkippen oder Werfen der Einzelsteine.					
NACHBEARBEITUNG: Erforderlichen/alls Verdichtung durch Stampfen, Walzen, Rütteln.		Maschinelles Profilieren, eventuell Humuslerung und Besämung auf Böschungen.	Geringfügiges Nachrichten mit Gerät oder von Hand aus, Profilisierung nur begrenzt möglich in Sonderfällen Verfüllen mit Kies, Guss- oder Pumpbeton.					
NERKMALE: Material- und einbringungs- bedingter regelloser Aufbau mit guter innerer Verzahnung.		Rauhe Oberfläche.	Rauhe Oberfläche, regelloser, jedoch verzahnler Aufbau.					
ANMERKUNGEN:	Geeignet für Schüttung von Dammböschungen bis zirka 1:1.	Bei schlechtem Untergrund gegebenenfalls Schotter- bettung (Filteraufbau).	Wirkung durch Gewicht des Einzelsteines, besondere Anpassungefähigkeit bei Bewegungen.					

Anlage -1: Typische Merkmale von Berollungen, Steinwurf und Steinschüttung [23]

4. STEINSCHLICHTUNG	5. STEINSATZ	6. PFLASTERUNG					
Ufersicherungen, Stützkörper, Entwässerungsrippen, seltener: Buhnen und Leitwerke, Sohlgurte, -schwellen, -rampen.	Stützkörper und -rippen, Überfallskörper, Rampen, seltener: Uferdeckwerke, Sohlenbefestigungen, Buhnen und Leitwerke.	Ufer- und Sohlensicherung bei Gerinnen mit mittlerer bis hoher Schleppkraft, Flächenhafte Sicherung von Böschungen gegen erhöhte Erosion.					
Unbearbeiteter, möglichst kubisch geformter Bruchstein.	Roher oder bearbeiteter Bruchstein mit mindestens einer Lagerfläche.	Zumeist plattig, eventuell auch würfel- und quader- förmig mit mindestens einer Lagerfläche, gespalten oder unbearbeitet.					
Abhängig von Verwendlungs- zweck, Gewichtsbereich 2-6.	Abhäingig von den Abmes- sungen des zu errichtenden Baukörpers und seiner Beanspruchung, Gewichtsbereich 2-6.	Die Seitenlängen der Sichtfläche sollen min- destens gleich der 1,5 bis 2-fachen Pflaster- dicke sein (bei gespal- tenen Steinen), Angabe der Pflasterdicke in cm.					
Die geforderte Frostbeständig- keit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123.	Die geforderte Forstbe- ständigkeit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123. Druckfest, wenn gefordert, erhöhte Abriebfestigkeit.	Die geforderte Frostbe- ständigkeit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ONORM B 3123.					
Schlichten, händisch oder nit Geräten und gegeben- alls händisches Nach- ichten, Möglichst enge Fugen. Stoßfugen versetzt, viel Handarbeit.		Mit Gerät oder von Hand aus, so dass ein geschlossener Verband mit möglichst engen, nicht durchgehenden Fugen entsteht je nach Untergrund und Bean- spruchung ohne Bettung, in Sand-Kies oder Beton verlegt.					
Vereinzelt Verfüllen der Fugen mit Humus, Rasenziegel oder Beton, bei besonderer Beanspruchung Verfüllen der Hohlräume mit Guß- oder Pumpbeton.	Nach Bedarf Verfüllen der Fugen mit Humus, Rasen- ziegeln oder Zementmörtel.	Verfüllen der Fugen mit Sand, Humus, Rasen- ziegeln, Zementmörtel.					
Rauhe Oberfläche, geregelter, lockerer Steinverband, mit gegenseitiger Berührung, Einbindung der Decksteine erforderlich, Oberfläche rauh.	gig von Verwendungs- gig von Verwendungs- htsbereich 2-6. Abhängig von den Abmes- sungen des zu errichtenden Baukörpers und seiner Beanspruchung, Gewichtsbereich 2-6. Die geforderte Forstbe- ständigkeit ist abhängig des verbauten Steines semäß M B 3123. Die geforderte Forstbe- ständigkeit ist abhängig des verbauten Steines gemäß ONORM B 3123. Druckfest, wenn gemäß ONORM B 3123. Druckfest, wenn gefordert, erhöhte Abriebfestigkeit. Mit Geri aus, so geschlung des verbauten Steines semäß M B 3123. Die geforderte Forstbe- ständigkeit ist abhängig des verbauten Steines gemäß ONORM B 3123. Druckfest, wenn gefordert, erhöhte Abriebfestigkeit. Mit Geri aus, so geschlung hirdunge softwercht zur Kraftrichtung, Stoßfugen versetzt, viel Handarbeit. Dichter, geschlossener Verband, genaue prochlung verfüllen hiraume mit Guß- umpbeton. Dichter, geschlossener Verband, genaue Profilherstellung, gute Ebenflächigkeit möglich, trockenmauer- mit Humus, Rasenziegel toth, bei besonderer pruchung Verfüllen hiräume mit Guß- umpbeton. Dichter, geschlossener Verband, genaue Profilherstellung, gute Ebenflächigkeit möglich, trockenmauer- mit, hoberfläche rauh. Hohe Steinqualität und sorgfällige Verarbeitung erforderlich, da das Versagen eines Einzelsteines zur Zerstörung des Bauwerkes führt, Starre Form des Steinbaus. Die forder facher steinbaus. Die forderlich da das Versagen eines Einzelsteines zur Zerstörung des Bauwerkes führt, Starre Form des Steinbaus. Dienter						
Verbandwirkung, dadurch starrer als Steinwurf.	Hohe Steinqualität und sorgfältige Verarbeitung erforderlich, da das Versagen eines Einzelsteines zur Zerstörung des Bauwerkes führt, Starre Form des Steinbaus.	Starrer Verband, bei Ausbrechen von Einzelsteinen Gefährdung der ganzen Konstruktion, daher sorgfältige Ausführung erforderlich.					

Anlage – 2: Typische Merkmale von Steinsatz, Steinschlichtungen und Pflasterungen [23]







aynaitbrow mmabiquaH				- 3 -	6 7.72	- 00.726 -		Unterschrift:	teindeckwerke ke	becken		Datum: 20.11.2014	Unterschrift:
Issmmoul2				8 29 30 31	281 2.7 3.3 7.	- 326.00 - - 356.00 - - 366.00 -		er: .Tschern utter	harbeit: suchung von Si cherung einer überströmstecl	t: vasserrückhalte süß´	halt: ängsprofil	ä	srvaser: Kolev
				- 12 -	6.5 2.78	- 363.00 -		Betreue Prof. P	Diplom Unters zur Si	Projek Hochv Ang	Planin 7.1 - L	Maßta 1:500	Planve Lozko
DOK 357.60				- 8 -	28.2 8	- 361.00							
ទ.។ ចូលាក់១៩០៨ ដូ				- ~ -	7.5	- 360.00 -							
Ř				- 5 -	5	- 349.20 -							
				- 8 -	ŧ	- 349.00							
					13.20								
				- 8 -		- 348.40 -							
		altes Flussbett			12.94								
				2122	2 2 2 36.1	- 348.80 - 348.00 - 348.60	181.80 m						
		<u> </u>		- 8 -	8	- 360.00	Gerade						
				- º -	ũ	- 360.20 -							
ی 22 ہو					18.25								
stung 1: 50 muA site 148,	0.355.40 ermaterial D _i > 97%			- º -		- 96.98 -							
HW. Entla Sohle 355 Uberfallbr	HW 30 Stürzkörg ks<1x10°	Gelände			20.92								
266 00 mm				-=-		- 320.40							
					23.45								
				- º -		- 07.036 -							
					11.18								
				-÷-	2.52	- 09.136 -							
				- 4		- 08.136 -	ſ						
355 50 355					8.42								
3:1 gnufazða		347.24		- º -	27.8	- 362.00							
DOK 357.60				-	10.50		F						
				- 2 -		- 362.20	ks 80,60 n						
				==-	950	- 362.40 -	ümung lin						
art rait				- ⁶⁶	800	001696	2						
füllung alt rinnstelle					7.50	05-700							
Pri Q Pri	A			3 4 5 6 7 3	1.3	- 323'00 - 322'00 - 322'00 - 322'00 - 322'00 - 320'00							
				- 17	61	- 08.736 -							
					18.00								
skaftaus manstaush						- 328.00							
0.00	20.00		30.00) Punkte	(m) bne	M.ü.A	links rechts						
× ×	A.0. بې	М әлöн	r 88	kteristische	zontal Abst	ande Höhe N	- Bunu						

