



Diplomarbeit

Master`s Thesis

Überströmbare Dämme

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. Michael PUCHER

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

Ali Khazei

Matrikelnummer 0125279

Döblinger Gürtel 12/19

1190 Wien

Wien , im Mai 2010

.....

Danksagung :

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

Besonderer Dank gebührt Herrn Univ.-Prof. Dr. techn. Peter Tschernutter und Herrn Dipl.-Ing. Michael Pucher für die Betreuung meiner Diplomarbeit und den zahlreichen wissenschaftlichen Ratschlägen, welche stets zur Verbesserung der Arbeit beigetragen haben.

Ebenfalls bedanke ich mich bei Herrn Dipl.-Ing Farzaneh für seine fachlich orientierte Sprachunterstützung.

Acknowledgement:

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

Special thanks to Univ.-Prof. Dr. Peter Tschernutter and Dipl.-Ing. Michael Pucher for the supervision of my thesis and the numerous scientific advice, which were always to improve the work contributed. Also I am grateful to Mr. Dipl.-Ing Farzaneh for his technically oriented language support.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung :.....	2
Acknowledgement:	2
Inhaltsverzeichnis	3
1 Einführung:	7
1.1 Allgemein	7
1.2 Problematik:.....	8
1.3 Vorgehensweise	8
2 Bauweise von Dämmen	9
2.1 Allgemein:	9
2.2 Einteilung nach dem Dammaufbau:.....	9
2.2.1 Homogene Dämme :.....	9
2.2.2 Gegliederte Dämme (Zonendämme):	11
2.2.2.1 Stützkörper :	11
2.2.2.2 Dichtkern :	11
2.2.3 Dammdichtung :	12
2.2.3.1 Innendichtung :.....	12
2.2.3.2 Außendichtung :	13
3 Deckwerksysteme:.....	15
3.1. Allgemein :	15
3.2 Systematik von Deckwerken :.....	15
3.3 Spezielle Bauteile :	17
3.3.1 Kronen :.....	17
3.3.2 Böschungsfuss :.....	18
3.3.3 Dammböschung :	20
3.3.4 Filter :	21
3.3.4.1 Allgemein:.....	21

3.3.4.2 Filterkriterien:.....	23
3.4 Bautypen von Deckwerkssystemen :.....	27
3.4.1 Allgemein :.....	27
3.4.1.1 Anforderungen an überströmbare Dämme und an Deckwerke :.....	27
3.4.2 Steinsatz/ Steinschüttung :.....	29
3.4.3 Rassengittersteine :.....	29
3.4.4 Grasbewuchs :.....	30
3.4.4.1 Überströmversuche:.....	32
3.4.5 Mastix-Schotter :.....	35
3.4.6 Geogitter –oder Steinmatratzen :.....	38
3.4.6.1 Auflegen der Geogittermatratze auf die Dammböschung:.....	39
3.4.7 Verbundlösungen :.....	40
3.4.7.1 Geogewebeschläuche:.....	42
3.4.7.2 Schlaufenlösung :.....	42
3.4.8 Bodenverfestigung :.....	43
3.5 Beanspruchung und Tragfähigkeit von Deckwerkssystemen:	45
3.5.1 Hydraulische Beanspruchung :.....	45
3.5.2 Standsicherheit der Deckwerke :.....	52
3.5.3 Zusammenstellung der wirkenden Kräfte :.....	54
3.5.3.1 Einzelstein :.....	54
3.5.3.2 Betrachtung des Deckwerks als Gesamtsystem:.....	59
4 Rampen:	62
4.1 Allgemein:.....	62
4.2 Versuche, Ausführung :	63
4.3 Rampendimensionierung :.....	65
4.3.1 Einsinken der Rampensteine in den Untergrund:	66

5 Steinschüttung:.....	70
5.1 Allgemein :.....	70
5.2 Eigenschaften :.....	70
5.3 Wirkende Kräfte :.....	71
5.3.1 Bemessung auf Strömungsangriff :.....	71
5.4 Standsicherheit :.....	76
5.5 Vorhandene Formeln :.....	83
5.6 Vergleich der Formeln :.....	86
5.7 Praktische Anwendung :.....	94
5.7.1 Variation der Böschungsneigung :.....	94
5.7.2 Variation der Durchflüsse :.....	98
5.8 Zusammenfassung :.....	100
6 Steinsatz :.....	101
6.1 Allgemein :.....	101
6.2 Eigenschaften :.....	101
6.3 Standsicherheit :.....	102
6.4 Bemessungsformel :.....	103
6.5 Vergleich der Formeln :.....	117
6.6 Praktische Anwendung :.....	122
6.6.1 Variation der Böschungsneigung :.....	122
6.6.2 Variation Durchfluss :.....	126
7 Zusammenfassung :.....	128
8 Vergleich Steinsatz und Steinschüttung:.....	129
9 Zusammenfassung :.....	130
10 Abbildungsverzeichnis	131
11 Tabellenverzeichnis	135
12 Literaturverzeichnis:.....	136

13 Formelverzeichnis:.....	138
14 Anlage:.....	141

1 Einführung:

1.1 Allgemein :

Jeder Mensch braucht unbedingt Wasser zum Leben. Um dieses Ziel erfüllen zu können, muss man irgendwie das Wasser speichern. In manchen Ländern wie Ägypten, wo es nicht genug regnet, sind die Menschen bereits vor 1000 Jahren auf diese Idee gekommen.

Einer der ältesten Dämme der Welt ist der Sattel – Kafara in Ägypten. Der 14 m hohe Steinschüttdamm mit Erdkern wurde zum Hochwasserschutz gebaut. Heute gibt es weltweit etwa 35.000 Staudämme. Einer der höchsten Dämme ist derzeit der Nurek Damm, er befindet sich in Tadjikistan und hat etwa 300 m Höhe. Es handelt sich um einen Erdkern/Felsschüttdamm.

Das Speichern des Wassers kann aber vor allem bei Hochwasserereignissen ein Risiko bedeuten.

Daher müssen bestimmte Sicherheitsmaßnahmen beim Bau eines Dammes unbedingt beachtet werden z.B. beim Entlastungsbauwerk. Eine Hochwasserentlastungsanlage aus Beton kann eine komplizierte und teure Baukonstruktion sein. Bei kleineren Dämmen und Talsperren mit relativ geringen Höhen bis zu etwa 10 m stellen überströmbare Dämmen ein wirtschaftliches Entlastungsbauwerk dar.

In den vergangenen Jahren wurden beim Bau von Hochwasserrückhaltebecken wegen ökologischer Aspekte und aus Gründen der Landschaftverträglichkeit vermehrt überströmbare Dämme zur Hochwasserentlastung angestrebt. Überströmbare Ausbildung von Dämmen kann insbesondere bei kleineren Talsperren, bei Vorsperren und Hochwasserrückhaltebecken eine wirtschaftliche Alternative zu massiven Entlastungsbauwerken darstellen. Aus diesen Gründen ergibt sich die Notwendigkeit, technische Sicherungselemente für den Schutz von Überströmstrecken verfügbar zu machen.

Die Konstruktion von Dämmen mit voller oder teilweiser Überströmung hat bereits eine lange Geschichte und die Zahl ihrer Anwendung steigt ständig. Sie sind technisch einfacher, billiger und leichter zu bauen als Hochwasserentlastungsanlagen aus Beton, haben allerdings auch technische Anwendungsgrenzen.

1.2 Problematik :

Falls bei einem Hochwasser das Wasser über die Dammkrone steigt, kommt es zu einem Abfließen auf der luftseitigen Dammböschung. Die äußere Erosion kann sehr rasch zu einem Versagen der Standsicherheit und damit zu einem Dambruch führen. Falls diese Problematik nicht rechtzeitig erkannt wird kann dies zu Naturkatastrophen führen. In diesem Zusammenhang wird auf die Naturkatastrophe im Jahr 2006 in Österreich und Deutschland hingewiesen. Im Deutschland wurden zufolge von Dambrüchen 15 Tote und 26 Vermisste (Morgenpost 20.08.2002)".) registriert.



Abbildung 1.1: Bruch eines Dammes durch Überströmung [CCRS/CCT1996)

1.3 Vorgehensweise :

Nachfolgend werde ich mich nach einer allgemeinen Betrachtung hinsichtlich Dämmen mit der allgemeinen Tragfähigkeit von Deckwerken für die zwei wichtigsten flexiblen Deckwerke „Steinschüttung und Steinsatz“, beschäftigen. Diese beiden vielfach verwendeten flexiblen Deckwerke aus Bruchsteinmaterial haben sich als Erosionsschutz im Überflutungsbereich - neben der einfachen und kostengünstigen Herstellung- durch ihre Anpassungsfähigkeiten an die Setzungen des Untergrundes auszeichnet. Sie sind auch für landschaftsgestalterischen Gesichtspunkte vorteilhaft.

2 Bauweise von Dämmen

2.1 Allgemein :

Entsprechend den Anforderungen zur Übertragung der Belastung als Absperrbauwerk für einen Stauraum müssen die Dämme eine entsprechende Form und einen Aufbau aufweisen. Der Aufbau eines Damms kann aufgrund der Bodenverhältnisse (geologisch, Schichtaufbau), der Beanspruchung, der Wirtschaftlichkeit und den Fertigungstechnologien als homogener oder gegliederter Damm unterschieden, geplant und ausgeführt werden.

2.2 Einteilung nach dem Dammaufbau :

2.2.1 Homogene Dämme :

Die homogenen Dämme stellen die einfachste Bauform dar. Ihre Stützkörper übernimmt gleichzeitig statische und Dichtfunktion. Sie werden aus leicht bindigem oder bis zur Wasserundurchlässigkeit verdichtbarem Schüttmaterial (feinkörnige Erdstoffe), welche eine geringe Durchlässigkeit und einen relativ geringen Reibungswinkel besitzen, hergestellt. Oft stehen die feinkörnigen Erdstoffe nicht uneingeschränkt zur Verfügung. Daher ist die Errichtung der "Homogenen Dämme" wegen deren Verformung durch Eigengewicht eher bei niedrigeren (ca.15M) Höhen wirtschaftlich. Sie sind nur für kleinere Stauhöhen geeignet.

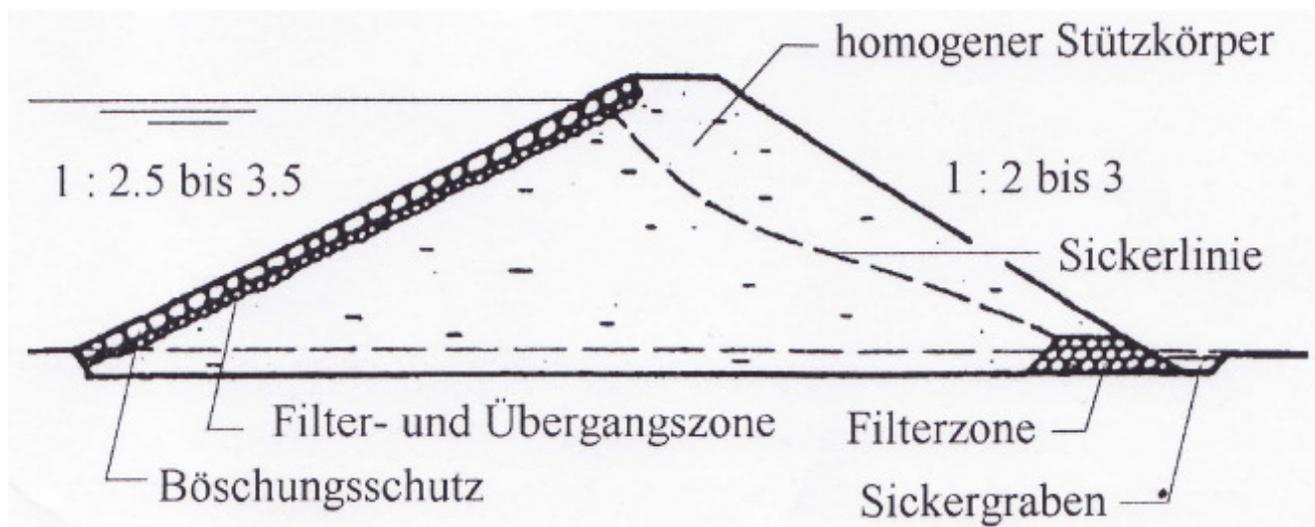


Abbildung 2.1: Beispiel für die- Ausbildung der Sickerlinie [22]

Die Funktion des Dicht- bzw. Stützkörpers kann nur dann gewährleistet sein, wenn der Porenwasserdruck verlässlich abgebaut wird bzw. die Sickerlinie deutlich innerhalb des Stützkörpers liegt. Die Sickerlinie muss unterhalb der luftseitigen Dammoberfläche liegen bzw bis unter den Dammfuß abgesenkt werden.

Das kann im Extremfall zur Erosion oder lokalem Böschungsversagen führen. Daher sind Entwässerungsdrainagen (horizontal bzw. vertikal) unerlässlich [22].

Sie müssen folgende zwei Hauptaufgaben erfüllen:

- Einen hohen Porenwasserdruck im luftseitigen Dammkörper bzw. am Dammfuß zu vermindern und so die Sicherheit gegen Böschungsbruch zu vergrößern (Drainagewirkung).
- Zu verhindern, dass das durchtretende Sickerwasser Bodenteilchen mitnimmt und so einen hydraulischen Grundbruch bzw. Erosionsgrundbruch einleitet (Filterwirkung).

Nachfolgend eine Kurzfassung der Vor- und Nachteile.

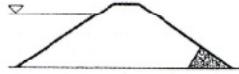
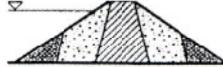
Staudammtyp	homogener Damm 	gegliederter Damm (Zonendamm) 
Dammbaustoff	<ul style="list-style-type: none"> • Einheitliche, feinkörnige Lockergesteinsböden mit $k_f < 10^{-6} \text{ m/s}$ • Durchlässigkeit in vertikaler und horizontaler Richtung gleich • Dammbaustoffe mit geringer Scherfestigkeit erfordern flache Böschungen • Stützkörper = Dichtungskörper 	<ul style="list-style-type: none"> • Verwendung sämtlicher nicht wasserlöslicher Fels- und Lockergesteine beim Einbau nach Filterprinzip • Geneigtes oder zentrales undurchlässiges Dichtungselement von unterschiedlich durchlässigen Zonen umgeben • Die Durchlässigkeit wird von der undurchlässigen Zone zu den Böschungen hin immer größer
Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> • Einfache Technologie der Dammerstellung, einheitliche Bedingungen beim Einbau • Besonders bei geringen Dammhöhen geeignet • Nachträgliche Erhöhung ohne große Schwierigkeiten möglich • Vereinfachte Gütekontrolle bei Einbau und Verdichtung 	<ul style="list-style-type: none"> • Steinschüttungen oder grobkörniger Erdstoff an der luftseitigen Böschung erlaubt steilere Böschungen und damit geringere Dammkubaturen • Durch die Zonen unterschiedlicher Durchlässigkeit ist eine weitgehende Absenkung der Sickerlinie möglich
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> • Hochliegende Sickerlinie – großer Dammkörper unter Auftrieb – Notwendigkeit einer Drainage • Grobkörnige Erdstoffe $k_f > 10^{-6} \text{ m/s}$ verursachen hohe Sickerverluste • Bei feinkörnigen Erdstoffen treten infolge von Witterungseinflüssen (Hitze, Niederschläge und Frost) Einbauschwierigkeiten und daher Zeitverluste auf • Flache Böschungen – Dammkubaturen nehmen zu 	<ul style="list-style-type: none"> • Erschwerte Bauausführung durch unterschiedliche Fels- und Lockergesteinszonen • Je stärker die Dammgliederung um so größer der technologische Nachteil

Tabelle 2.1: Vor- und Nachteile von Dammtypen [22]

2.2.2 Gegliederte Dämme (Zonendämme):

Diese Dämme werden auch als inhomogene sowie Zonendämme bezeichnet und werden aus verschiedenen Dammbaustoffen (feinkörnige und grobkörnige Erdstoffe bzw. Fels – und Lockergestein) bzw. Zonen errichtet.

Sie werden im Allgemeinen unterteilt in:

- Stützkörper (luft- und wasserseitig),
- Dichtkern (Dichtungszone),
- Filter- und Drainagezonen
- Übergangszonen.

2.2.2.1 Stützkörper :

Die Aufgabe des Stützkörpers besteht darin, den durch das Dichtungselement übertragenen Wasserdruck ohne zulässige Verformung auf den Baugrund zu übertragen und in einer wesentlichen Entspannung der Sickerwasserströmung. Die Dammbaustoffe müssen witterungsbeständig sein und nach dem Einbau eine geringere Zusammendruckbarkeit besitzen. Die Herstellung des Stützkörpers umfasst dabei den maximalen Masseneinbau und den größten Bauzeitanteil.

2.2.2.2 Dichtkern :

Die Kerndicke (Breite des Dichtkernes) ist von bodenmechanischen Eigenschaften des verfügbaren Kernmaterials, die Dammhöhe sowie die Einbindung in den Untergrund abhängig.

Je höher der Damm ist, desto empfehlenswerter ist eine Vorbemessung der Kerndicke nach konservativeren Kriterien ($B_{Kern} = 0,3 \text{ bis } 0,5 H_{Damm}$) Durch die Verwendung von Filterzonen im lüftseitigen Stützkörper wird die Sickerlinie abgesenkt. Damit werden höhere Standsicherheit und weniger Dammbaukosten erreicht. Die Abbildung 2.2 zeigt das Konstruktionsprinzip der Zonendämme mit einem geringdurchlässigen Dichtkern aus feinkörnigen Erdbaustoffen.

Dieses Konstruktionsprinzip wurde weltweit am häufigsten auch für große Höhen (über 300m) ausgeführt. Der Vorteil (Voraussetzung) ist, dass die geeigneten Materialien für die Hauptzonen (Dichtkern und Stützkörper) in ausreichender Menge vor Ort verfügbar sind.

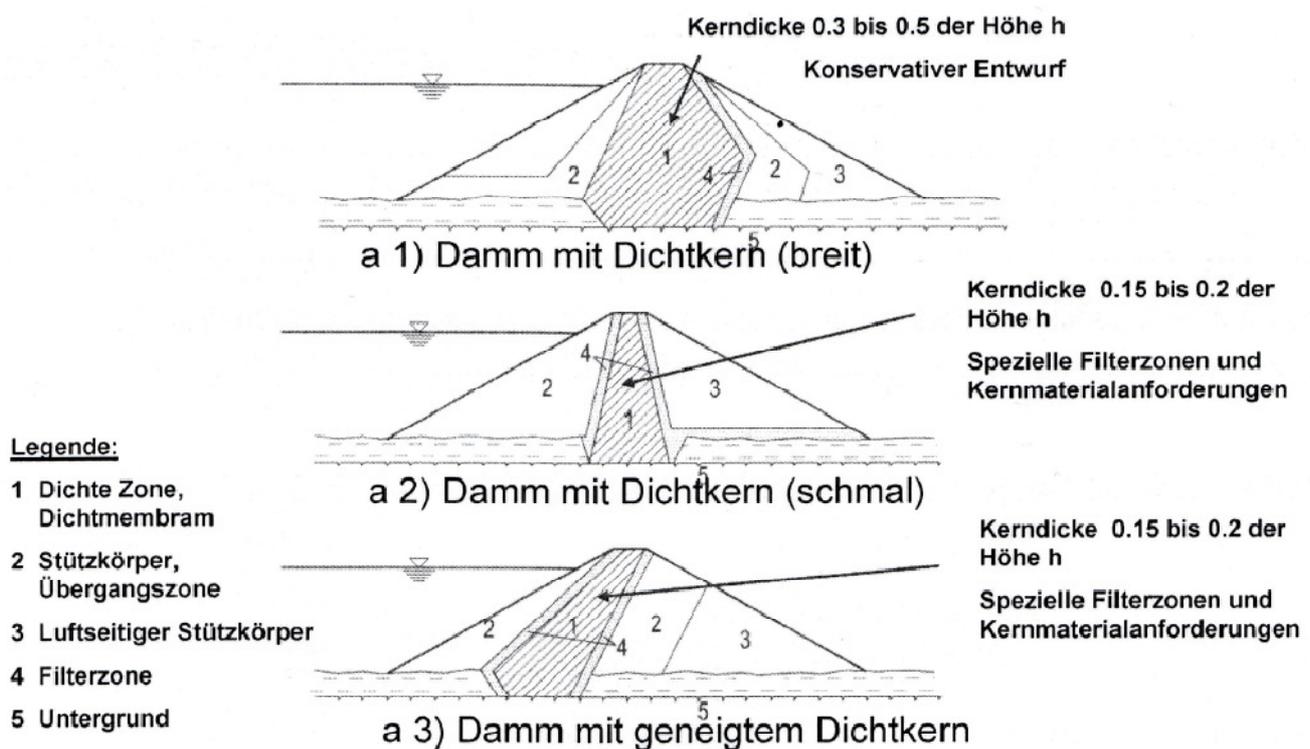


Abbildung 2.2: Prinzipieller Aufbau von Zonendämmen [8]

2.2.3 Dammdichtung :

Um richtige Dichtungsstoffe mit entsprechenden Anforderungen an die Dichtungsqualität wählen zu können, muss man den Aufbau eines Stützkörpers, die Verfügbarkeit der natürlichen Erddichtungsstoffe in wirtschaftlicher Entfernung und die klimatischen Einbaubedingungen berücksichtigen.

2.2.3.1 Innendichtung :

Die Innendichtung kann als nicht mehr zugänglicher zentraler (Dichtungskern) oder als geneigte Innendichtung ausgebildet werden [22]. Asphalt- oder Zementbeton und aufbereitete Erddichtungsstoffe werden für die Innendichtung verwendet. Hohe Staudämme mit zentraler Innendichtung besitzen meist einen symmetrischen Dammquerschnitt und weisen im Hinblick auf die größere Beanspruchung und damit verbundenen Verformungen Vorteile gegenüber Außendichtungen auf.

Die Vorteile der Innendichtungen [22].

Mit wachsender Dammhöhe ist der Einstau möglich

- a. Schutz des Dichtungselementes gegen gewaltsamen Einfluss
- b. Kürzere Kontrollstollen und Injektionsschirm
- c. Unabhängig bei ungünstigen Witterungsverhältnissen
- d. Weniger empfindlich gegenüber unregelmäßigen Setzungen

Als Nachteil von den Innendichtungen können erwähnt werden:

- a. Die Innendichtung ist nicht für optische Kontrollen und schwer für Reparaturen geeignet.
- b. Dammerhöhungen sind schwierig aus zu führen.
- c. Das Dichtelement muss gleichzeitig mit dem Stützkörper ausgeführt werden.

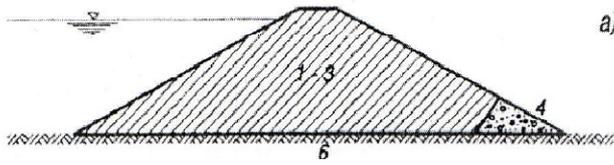
2.2.3.2 **Außendichtung** :

Das Außendichtungsprinzip wird dann verwendet wenn keine oder nicht genügend gute gering durchlässige Erdbaustoffe nahe der Baustelle zur Verfügung stehen. Die Außendichtung kann als Betonoberflächendichtungen (CFRD) für kleine bis hohe Dämme (200 m), Asphaltbetonoberflächendichtungen (AFRD) für kleine bis mittlere Höhen (100 m) oder als Fo-liendichtung ausgeführt werden. Asphaltbetonoberflächendichtungen (AFRD) sind im Vergleich zur Betonoberflächendichtungen (CFRD) setzungsunempfindlicher, da sie bei den Verformungen des Unterbaues mitmachen.

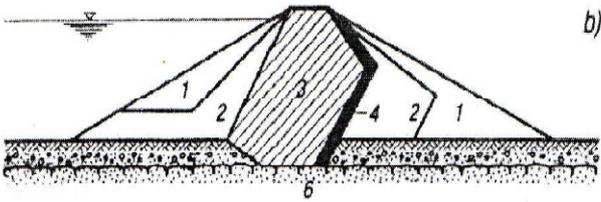
Die Außendichtung liegt unmittelbar auf der wasserseitigen Oberfläche des Dammes und besitzt gegenüber der Innendichtung folgende Vorteile (Abbildung 2.3) [22].

- Der Stützkörper steht in der Regel nicht unter Auftrieb, wodurch meist der Stützkörper kleiner und somit billiger wird.
- Volle Wirksamkeit des gesamten Stützkörpers bei der Standsicherheitsberechnung
- Einfache technologische Herstellung und Überwachung während der Bauausführung
- Geringe erforderliche Dicke des Dichtungselements

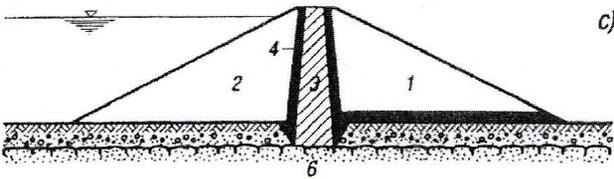
Bei den Oberflächendichtungen ist das Dichtelement den äußeren Einwirkungen wie Eis, Schnee und Temperaturwechsel direkt ausgesetzt, was als Nachteil erwähnt werden kann.



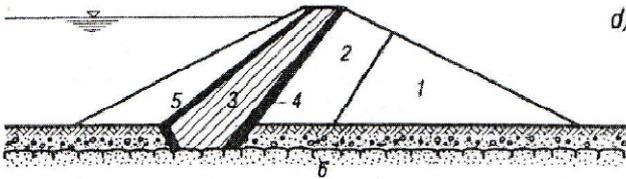
a) Homogener Damm aus natürlichen Dichtungsstoffen



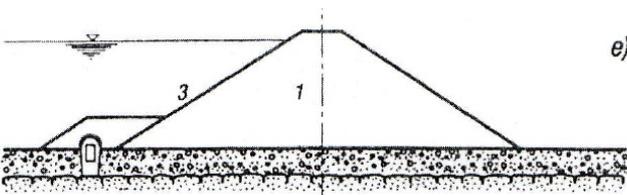
b) Zentrale Innendichtung aus natürlichen Dichtungsstoffen (breitem Kern)



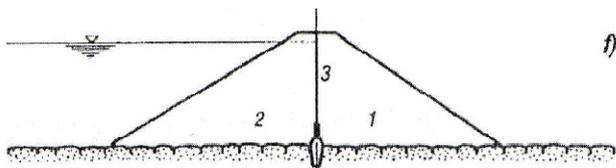
c) Zentrale Innendichtung aus natürlichen Dichtungsstoffen (schmaler Kern)



d) Geneigte Innendichtung- Zonendamm



e) Außen- oder Oberflächendichtung



f) Innendichtung oder Kerndichtung

Abbildung 2.3: Typische Dammquerschnitte [22]

Legende (Abbildung 2.3):

1. Stützkörper
2. Füllkörper
3. Dichtungskörper
4. Filterschichten
5. Deckenschichtenden
6. Baugrund- Dammaufstandsfläche

In dieser Diplomarbeit werden nur die luftseitige Böschung und die damit verbundenen Merkmale, angreifende Kräfte sowie die äußere Erosion betrachtet.

3 Deckwerksysteme:

3.1 Allgemein :

Beim Überströmen sollte die landseitige Böschung gegen die Erosion gesichert werden. Dies ist allerdings auf der gesamten Dammstrecke aus wirtschaftlichen Gründen oft nicht durchführbar. Somit sollten günstig gelegene Überstromabschnitte als Überlaufstreckeneine etwas geringere Kronenhöhe haben und Deckwerke Anwendung finden.

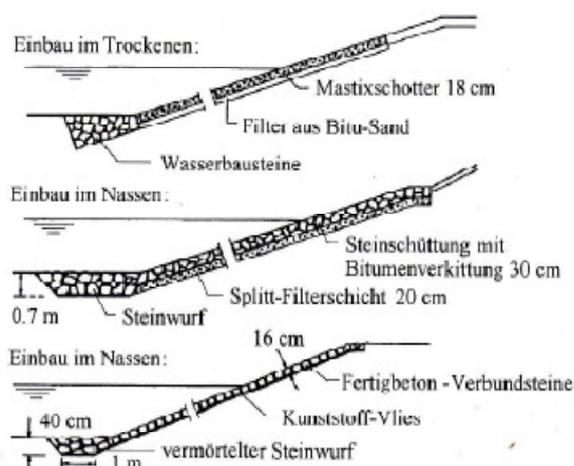
Das Deckwerk hat die Aufgabe den Erddamm gegen die angreifenden Kräfte infolge Überströmung zu schützen. Es kommt den Baustoffen und Bauweisen große Bedeutung zu. Um die richtige Wahl der verwendeten Materialien und Bauweisen treffen zu können, müssen die konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkte beachtet werden.

3.2 Systematik von Deckwerken :

Es wird zwischen offenen und geschlossenen Deckwerke unterschieden. Je nach Anordnung der Dichtungsschicht ergeben sich unterschiedliche Außensicherungsböschungen.

Bei den dichten Deckwerken mit Drainage- oder Frostsicht im Aufbau kann eine höhere Standsicherheit erreicht werden.

Durchlässiges Deckwerk



Dichtes Deckwerk

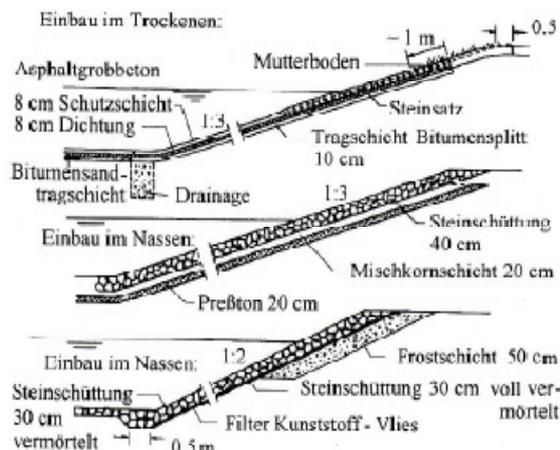


Abbildung 3.1: Typische Böschungssicherung bei Flussdämmen [8]

Selbsttragende Deckwerke haben eine flachere Böschungsneigung im Vergleich zum nicht selbsttragenden Deckwerken. Die Reibungskraft genügt hier um die abtreibenden Kräfte aufgrund von Strömung, Eigengewicht und Sickerströmung in den Untergrund aufzunehmen und abzuleiten. Durch die Überschreitung der aufgenommenen Kräfte, die innerhalb des Deckwerks weitergeleitet werden, wird eine hangabwärts Bewegung auftreten (KOBUS 1987). Die erforderlichen Sicherungsmaßnahmen gegen diese Kraft, die mit der Böschungslänge zunimmt, müssen am Böschungsfuß oder entlang der Böschung durchgeführt werden.

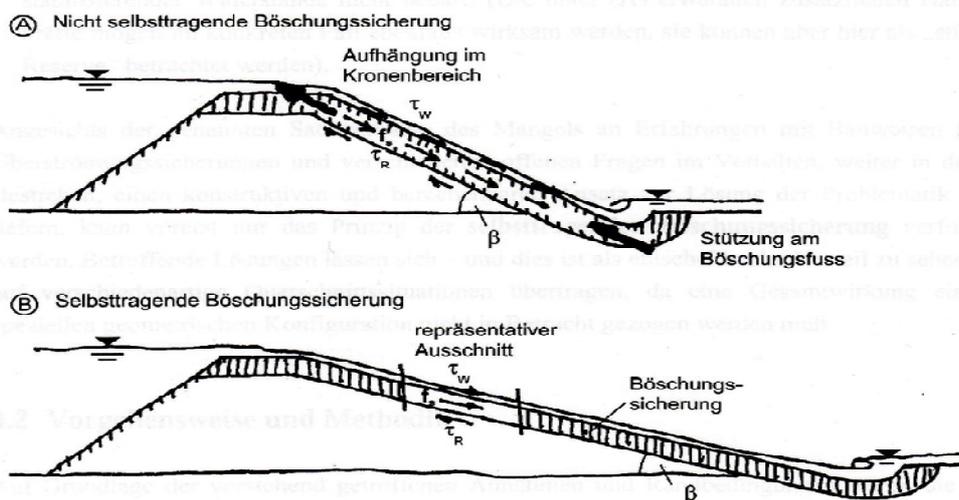


Abbildung 3.2: Nicht selbsttragende und selbsttragende Sicherung für überströmte Böschungen [1] [7]

Die Einwirkung der Überströmung mit Wasser: (Durchströmung (τ_w), Sickerwasser (f_s), Reibungskraft (τ_R), und Böschungsneigung (β)) auf die Böschung werden in Abbildung 3.2 gezeigt.

3.3 Spezielle Bauteile :

3.3.1 Kronen :

Die Dammkrone wird bei den überströmbaren Dämmen nicht gleich wie der Dammfuß hydraulisch belastet. Die Befahrbarkeit der Dammkrone dient dem Damm als Bindeglied zwischen den beiden Talflanken und diese Befahrbarkeit kann durch einen gewöhnlichen Straßenaufbau erreicht werden. Die Dammkrone muss bis auf die Beckenseite geschützt werden. Im Fall von überströmbaren Dämmen treten wie bei den meisten Dammbauwerken Setzung auf. An der Luftseite der Dammkrone wird zum Ausgleichen der Setzung ein Betonfundament angeordnet, in die Bordsteine versetzt werden (Abbildung 3.3) können.

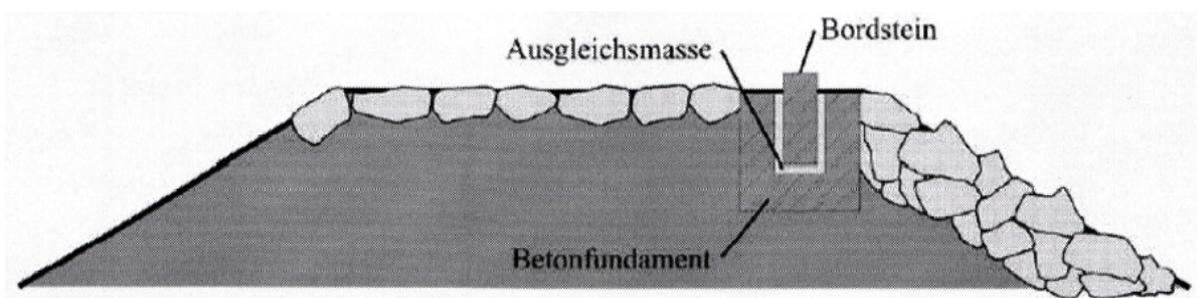


Abbildung 3.3: Prinzipskizze zur Konstruktion der Überlaufschwelle [9]

Durch eine gezielte Eintiefung der Überfallkante wird eine Abflusskonzentration erzeugt und daher wird bei schwacher Überströmung nicht der gesamte überströmbare Dammbereich zur Abfuhr des Hochwassers herangezogen.

3.3.2 Böschungsfuss :

Das überströmende Wasser wird je nach Rauheit des Deckwerks den Dammfuß mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten treffen. Aufgrund eines Gefällewechsels und des weniger rauen Deckwerkes entstehen am Dammfuß große Erosionskräfte, die eine rückschreitende Erosion zur Folge haben können und deshalb muss der Dammfuß ausreichend gesichert werden. (Abbildung 3.4) Grabenform, Grabengröße, Fließrichtung sowie die Größe der Fließgeschwindigkeit sind wichtige Faktoren, die bei der Planung eines Abflussgrabens berücksichtigt werden müssen.

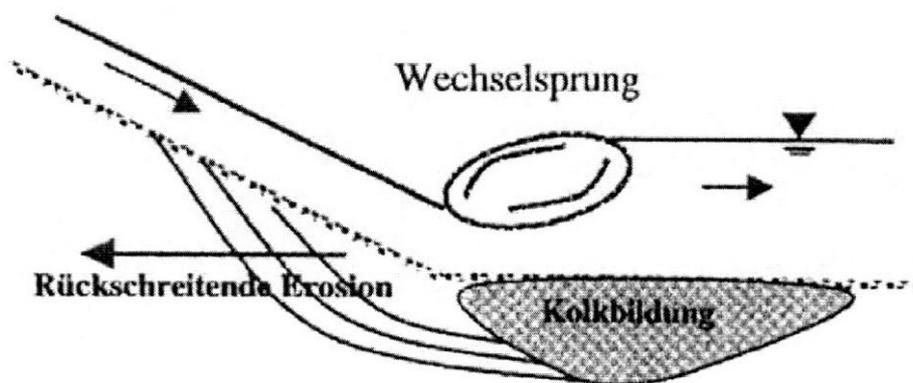


Abbildung 3.4: Erosionsformen am Böschungsfuß [1].

Ist der Böschungsfuß ungesichert, kann es zu Kolkbildung und/ oder durch rückschreitender Erosion zu einem Versagen des Dammes können.

Während eine rückschreitende Erosion unter allen Umständen verhindert werden muß, gibt es zur Kolksicherung am Böschungsfuß prinzipiell verschiedene Möglichkeiten, die man berücksichtigen muß.

Anordnung eines Tosbeckens das die Energieumwandlung, örtlich begrenzt, auf einer gesicherten Sohle ermöglicht. Kolkschutz durch Weiterführung der luftseitigen Böschungssicherung in Richtung Unterwasser [1].

Kolksee: Durch zugelassene Kolkbildung bildet sich ein natürliches Tosbecken aus. Die Strömungsenergie wird folglich in einem „Wasserpulster“ umgewandelt.

Vorfüllung im Unterwasser: Durch eine Vorfüllung des Polders wird ein Großteil der kinetischen Energie in dem Wasserpulster oberhalb der Sohle dissipiert. Der Angriff auf den Böschungsfuß wird dadurch entsprechend geringer [1].

Spundwand:

Eine Spundwand oder ein vergleichbares Stützbauwerk kann bei steiler Damrneigung und der damit verbundenen, hohen, hydrodynamischen Belastung des Dammfußes einen zusätzlichen Schutz gegen rückschreitende Erosion bieten (Abbildung 3.5). Unter Einsetzung einer Spundwand am Übergang von der Dammfäche zum Graben wird der Abflussgraben kontinuierlich und ohne Ablöseanten ausgeführt.

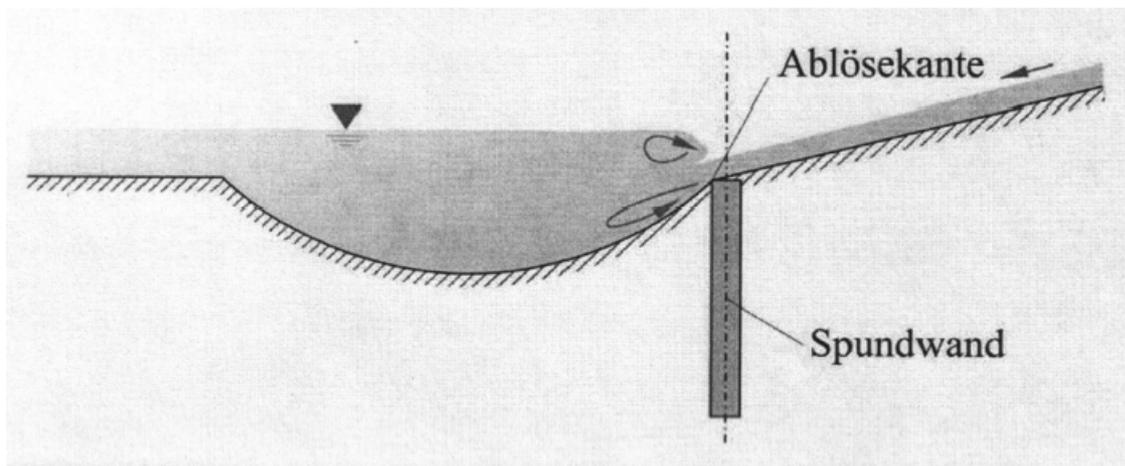


Abbildung 3.5: Abflussgrabe mit Trapezquerschnitt und Spundwand [9]

Um ein Ausspülen des Bodens zu vermeiden wird ein Geotextil oder ein Kiesfilter zwischen Wasserbausteinen und dem Untergrund empfohlen (Abbildung 3.6).

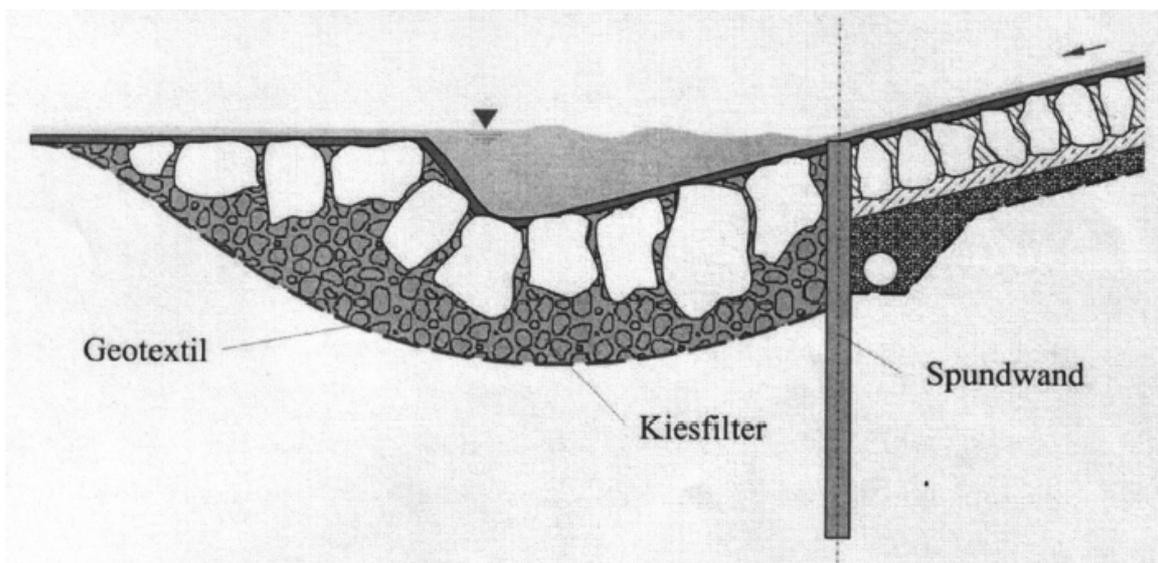


Abbildung 3.6: Sicherung des Abflussgrabens mit großen Wasserbausteinen [9]

3.3.3 Dammböschung :

Der Gestaltung und Neigung der Böschungen im Dammschnitts- und Einschnittsbereich ist besondere Beachtung zu schenken. Die Dammböschungen werden auf Grund der unterschiedlichen Nutzung von Dämmen in unterschiedlicher Art beansprucht. Die Dammböschungen müssen wasser- und landseitig gegen mögliche Angriffe wie Wellen und Strömung, Überströmung und Klima (Hitze, Frost) geschützt werden. Die Böschungsneigung hängt vom Dammbaustoff, der Einbauweise, der Dammhöhe und den stationären, gleichförmigen Abflussverhältnisse ab (siehe folgende Kapitel für weitere Details).

3.3.4 Filter :

3.3.4.1 Allgemein:

Drainagezonen sind bei jedem Staudamm (auch bei den homogenen) unerlässlich. Die Durchsickerung durch den Damm wird durch diese Drainagezone kontrolliert und unter Auftrieb stehende Dammbereiche verringert wodurch die Stabilität erhöht wird.

Um Auswaschen von Kernmaterial in die Drainagezonen zu verhindern (Gefahr der inneren Erosion), müssen beim Übergang vom Kernmaterial zur Drainagezone gewisse Filterregel eingehalten werden, wodurch die Dränagen auch Filter genannt werden (Abbildung 3.7) [8]. Die Filterzonen müssen verformungsbeständig sein, um die hydraulische Sicherheit der Staudämme zu gewährleisten. Die wichtige Aufgabe der Zone ist das vorhandene Sickerwasser ohne Erosion durch die Dichtung vom Boden wegzuführen.

Allgemeine (Setzung, Fließbewegung) und örtliche (Erosion, Suffosion) Verformungen der Lockergesteine werden infolge Durchsickerung eintreten. Unter Suffusion ist die Umlagerung und der Transport der Skelettfüllung ungleichförmiger nichtbindiger Erdstoffe im Porenraum der Festsubstanz durch die Sickerwasserströmung zu verstehen. Im Vergleich zur Suffusion erfolgt bei der Erosion eine Umlagerung und Transport der Teilchen an der freien Oberfläche oder in größeren vorhandenen oder röhrenförmigen Hohlräumen durch das strömende Wasser [22].

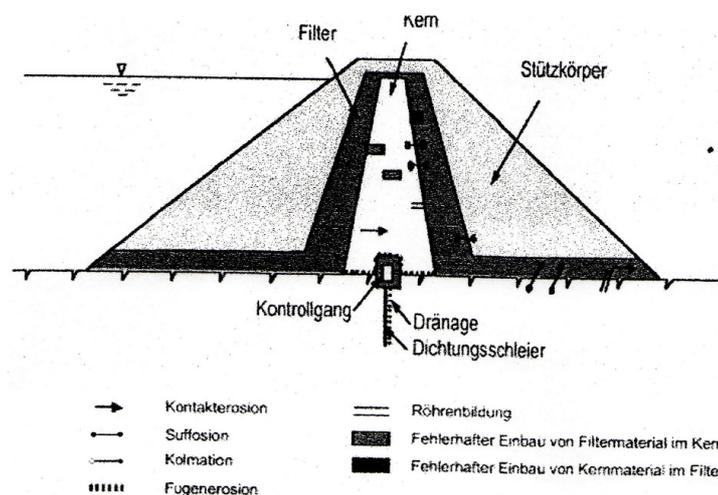


Abbildung 3.7: Hydrodynamische Bodenumlagerungen in einem Damm [22].

Ein Filter auf der Luftseite eines Dammes ist auch bei einer Innendichtung aus Beton erforderlich. Die angeordnete Filterzone an der luftseitigen des Kerns spielt für den Bestand eines Dammes sehr große Rolle. Damit wird eine Erosion des Dichtkernes Lehmvorlage auf der Wasserseite durch Risse in der Dichtung verhindert. Als Filter werden im Dammbau Schichten, synthetisches oder künstlich körniges Material, bezeichnet, die geeignet sind, einen Erdstoff von Ausspülung und Deformation durch ein aus ihm austretendes Grund- oder Sickerwasser zu schützen. Als Filtermaterial können rollige Erdstoff (Kiessand), Steinpackungen (Gerölle), Porenbeton, Kunststoffe, Geotextilien verwendet werden. Der Filter soll unter sehr ungünstigen Verhältnissen funktionsfähig sein und das Filtermaterial muss folgende Anforderungen erfüllen [22]:

1. Ausreichende Durchlässigkeit des Filters und schnelle Abführung des Wassers.
2. Zurückhaltung der Erdstoffteilchen aus dem Korngerüst des wasserabgebenden Erdstoffes, Beständigkeit des Filters gegen Suffusion und Erosion .

Der Filter wird auf den Böschungen als Unterlage des Deckwerks verwendet. Die Art des Filters ist vom Schüttmaterial des Dammkörpers abhängig und somit sind verschiedene Varianten für den Übergang zwischen Deckwerk und Damm möglich. Der dynamische Druck auf die Innenseite des Steins wird sich bei einem Deckwerk ohne Filter oder Unterbau erhöhen. Für die Variante mit Unterbau ist der Druckabbau erheblich gedämpft, während die turbulenten Schwankungen ohne Unterbau sehr viel stärker ausgeprägt sind [7].

Die verschiedenen Arten für Aufbau von Deckwerken mit Filter sind (Abbildung 3.8):

- Mineralischer Filter (ein –oder mehrstufig), geotextiler Filter
- Kombination von mineralischem und geotextilem Filter.

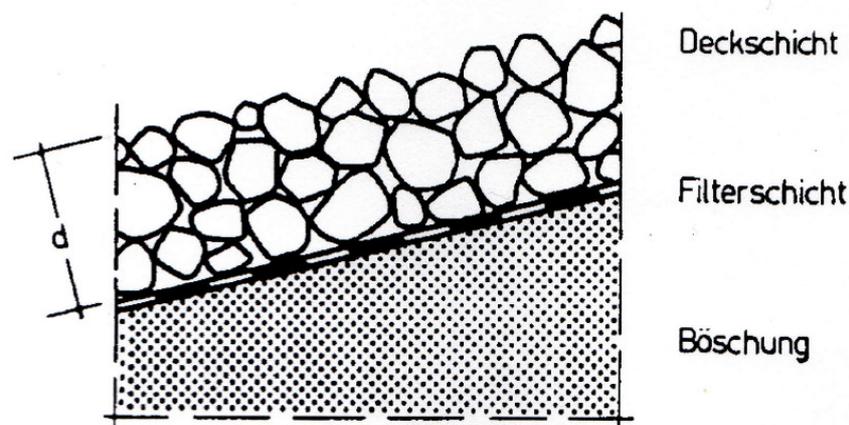


Abbildung 3.8: Schematischer Aufbau eines losen Steinschüttdeckwerkes mit Unterbau [8]

Filter können ein- oder mehrlagig sein. Sie müssen genügend leistungsfähig sein. Eine feste Filterschicht (Kunststofffilter) ist nicht notwendig wenn ein Kornfilter in ungebundener Form vorliegt. Die Beschaffenheit des Unterbaus ist für die Stabilität des Deckwerks von Bedeutung und deshalb müssen die Filter mit ausreichender Dicke ausgeführt werden. Mit Filter als Unterbau des Deckwerks erreicht man eine bessere Platzierung der Steine (bautechnisch Gründe) sowie Reduzierung der dynamischen Kräfte.

3.3.4.2 **Filterkriterien:**

- Filterregel nach TERZAGHI :

Nach Filterkriterien von TERZAGHI und PECK (1961,1967) ist der Filter von der Ungleichförmigkeit $U = d_{60}/d_{10}$ und der Krümmungszahl

$$C_C = d_{30}^2 / (d_{10} \cdot d_{30}) \quad \text{Formel 3.1}$$

des Basiserdstoffes (B) und des Filtermaterials (F) abhängig [22]. Die Filterregeln von TERZAGHI gelten nur für gleichförmige Böden ($U_B \gg U_F < 2$) und wurden empirisch ermittelt.

$$D_{15F} < 4 \cdot D_{85B} \quad \text{Formel 3.2}$$

$$D_{15F} \text{ und } D_{85B}$$

D_{15} = Korndurchmesser des Filtermaterials bei Siebdurchgang 15%

D_{85} = Korndurchmesser des Filtermaterials bei Siebdurchgang 85%

Aus den praktischen Erfahrungen weiß man, dass die Filterregel nach TERZAGHI brauchbare Werte liefert, wobei die Größe des Ungleichförmigkeitsgrades, die absolute Korngröße und die Strömungsrichtung nicht berücksichtigt werden.

- Filterregel von (CISTIN81967) ZIEMS (1969) :

CISTIN /ZIEMS (1969) definiert einen zulässigen Abstand (Azul) der Kornverteilungskurven des Filtermaterials. Er ist abhängig von der Ungleichförmigkeit des Bodens:

$$A_{50,zul} = d_{50F} / D_{50B} \quad \text{Formel 3.3}$$

In den Filterkriterien von (CISTIN81967) ZIEMS (1969) wird der Einfluss der Ungleichförmigkeit genauer erfasst.

Mit D_{50F} Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang des Filtermaterials

D_{50B} Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang des Basiserdstoffes

Das zulässige Abstandsverhältnis der Kornverteilungskurven :

$$A_{50,zul} = f(U_F, U_B) \quad \text{Formel 3.4}$$

Folgt aus Diagrammen und Versuchsergebnissen (Abbildung 3.9), die unter den Bedingungen:

$$U_F < 20 ; U_B < 20 \quad \text{und}$$

hydraulischer Gradient im Basiserdstoff $i_B < 9$, sowie eine Durchsickerung von oben nach unten

$$0,1 \text{ mm} < D_B < 30 \text{ mm}$$

$$4 \text{ mm} < D_B < 100 \text{ mm}$$

genommen werden können.

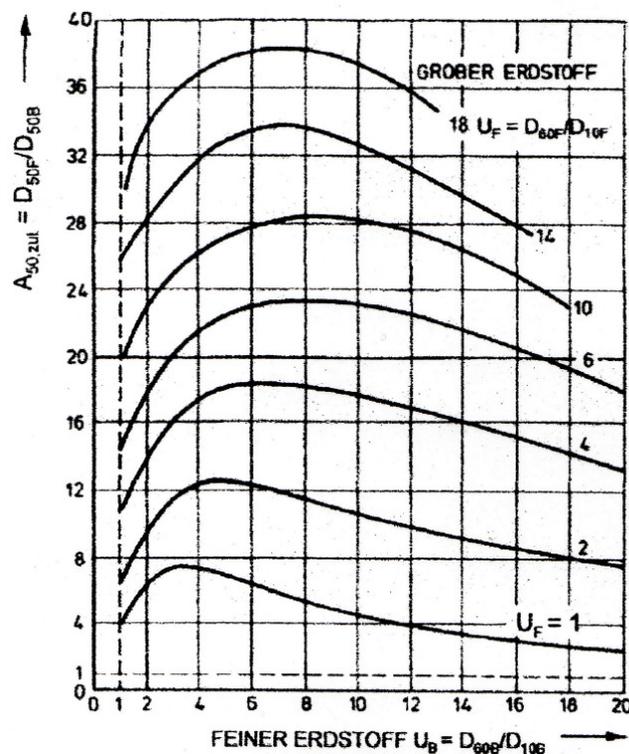


Abbildung 3.9: Entwurfsdiagramm zur Filterbemessung (aus ATV-DVWK M502)

Die Filterfestigkeit beliebiger Kombinationen kann durch das geometrische Filterkriterium von CISTIN/ZIMES beurteilt werden. Eine Kontakterosion und Kontaktsuffosion wurde von CITIN (1967) experimentell abgeleitet und von ZIEMS (1969) erweitert.

- Filterregeln des US-BUREAU OF RECLAMATION:

geben den Unterschied zwischen zwei Korngrößenbereichen vor.

Für ungleichförmige weitgestufte Feinsande und Schluffe gelten:

$$(U_B > 4,1 < C_C < 3) \quad \text{Formel 3.5}$$

$$12 \leq \frac{D_{SDF}}{D_{SDBB}} \leq 10 \quad \text{Formel 3.6}$$

Für enggestufte Filtermaterialien, gleichförmige Sande ($3 < U_B < 4 < C_C = \text{beliebig}$). Deswegen sollte der Filter für die feinere Hälfte des Kernmaterial entworfen werden.

- Filterregeln von SHERAD & DUNNIGAN:

Die von SHERAD & DUNNIGAN (1985-1989) durchgeführten Laborversuche basieren auf verschiedenen Basiserdstoffen, deren Korngrößenverteilungen vor Versuchsdurchführung auf einen maximalen Korndurchmesser des Basiserdstoffs von $d_{100B_{MAX}} \leq 4,75 \text{ mm}$ modifiziert wurden.

SHERAD & DUNNIGAN (1985-1989) stellten Filterbemessungskriterien für vier Bodenklassen auf.

$$\text{Feinkörnige : } (D_{15F} / d_{85B} \leq 7 \text{ bis } \leq 12) \quad \text{Formel 3.7}$$

$$\text{Schluffige / tonige Sande : } (D_{15F} \leq 0,7 \text{ mm bis } \leq 1,5 \text{ mm})$$

$$\text{Grobkörnige : } (D_{15F} / d_{85B} \leq 7 \text{ bis } \leq 10)$$

Bodenklasse 4: zwischen Bodenklassen 1 und 2

Basierend D_1 den Porenabmessungen in Haufwerken von Kugeln gleicher Größe (Durchmesser d) des Basiserdstoffes (Index B) und der Filterschicht (Index F) und eignet sich als Faustformel für engfraktionierte Stufenfilter.

$$(d_{50F} / d_{50B} \leq 4) \quad \text{Formel 3.8}$$

- Filterregeln für geotextile Filter:

Mit dem Geotextil als Filterelement soll bei einer Durchströmung eine Kornumlagerung vom feinen zum groben Erdstoff verhindert werden, so dass keine Veränderung der bodenmechanischen Eigenschaften eintritt.

Das Filterelement aus Geotextil soll folgende Anforderungen erfüllen [22]:

- Genügende Wasserdurchlässigkeit
- Mechanische und hydraulische Filterstabilität
- Verhinderung der Suffusion
- Mechanische Mindestfestigkeit

Das Geotextil kann als Dränelement in einem oder zwischen zwei Erdstoffen oder als Trennelement zwischen zwei Erdstoffe dienen.

3.4 Bautypen von Deckwerkssystemen :

3.4.1 Allgemein :

3.4.1.1 Anforderungen an überströmbare Dämme und an Deckwerke :

Bei der Konzeption von überströmbaren Dämmen sind folgende prinzipielle Überlegungen zu Grunde zu legen.

- Es bedarf eines ingenieurtechnischen Bemessungskonzeptes für den statischen Nachweis von Überströmstrecken.
- Es sind preiswerte und großflächig herstellbare Sicherungselemente aus technischen Baustoffen sog. Deckwerke – einzusetzen.
- Da die luftseitige Böschungsoberfläche das Sicherungselement für derartige Erdbauwerke ist, sind unbedingt Maßnahmen gegen zufällige Umstände- wie beispielsweise Weidewirtschaft oder Vandalismus - zu ergreifen.
- Möglicherweise ergeben sich angepasste Sicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit des Schadenspotentials.

Aus dammbautechnischen, hydraulischen und ökologischen Gründen lassen sich folgende Faktoren definieren [24].

- Ausreichende Dauerhaftigkeit / Langzeitstabilität
- Zuverlässig hohe Wasserdurchlässigkeit
- Erosionsstabilität
- Plastizität (wegen möglicher Setzungsdifferenzen)
- Fugenlosigkeit
- Mäßig rau (hydraulische Forderung)
- Möglichkeit zur Begrünung

Nachfolgend wird eine Übersicht der gängigen Bauweisen genannt. Sie unterscheiden sich nach ihrem Aufbau aufgrund unterschiedlicher Verwendung.

- Grasbewuchs
- Steinschüttung
- Steinsatz
- Pflasterung
- Drahtsenkwalzen
- Betondecken, Bodenverfestigung

	Rasengittersteine (verbunden)	Dränbeton	Dränasphalt/Mastix-Schotter	Bodenverfestigung mit Zement oder Kalk	Einfräsen von Schaumbitumen	Geogitter- oder Drahtgittermatratzen (ggf. rückverhängt)
Langzeitstabilität	+	+	+	0	-	+
Hohe Wasserdurchlässigkeit	+	++	++	--	--	++
Erosionsstabilität	++	++	++	0	-	0
Plastizität	0	--	++	0	0	++
Fugenlosigkeit	+	++	++	++	++	++
Rauhigkeit	+	+	+	-	-	+
Fertigungstechnik	+	+	+	++	++	-
Bepflanzbarkeit	++	+	+	0	0	+
Variabilität der Dicke	--	++	++	++	++	0
Qualitätssicherung	+	+	+	+	--	0
Kosten	-	0	0	++	+	--
Bewertung	7	11	15	6	0	6

Tabelle 3.1: Bewertungsmatrix zur Auswahl des Deckwerks [24]

	Dä	Be	En	Ko	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, 0...neutral, +...positiv, ++...sehr positiv

Tabelle 3.2: Vergleich das verschiedene Böschungsschutzsystem Bosshard (1991) [21]

Durch Vergleich der Tabelle 3.1 ist leicht ersichtlich, dass die Steinschüttung und Mastix-Schotter als Deckwerk unter Berücksichtigung der wirtschaftlichen Gesichtspunkte sehr viele Vorteile bieten. Steinschüttung und Steinsatz eignen sich besonders für Dämme, große Energieumwandlung und lange Überflutungsdauer. Im Vergleich zu den Steinkörpern erreichen beide eine hohe Erosionsstabilität.

3.4.2 Steinsatz/ Steinschüttung :

Lockerdeckwerke bestehen im Gegenteil zu den kohärenten Deckwerken aus lose angeordneten Steinen. Bei den Deckwerken in Lockerbauweise ist zwischen dem Steinsatz und dem Steinwurf unterscheiden. Die Steinschüttungen kommen im Dammkörper für Gegengewichtsschüttungen, Bodenauswechslungen, Entwässerungskörper, Verfüllungen von Kolken und Uferanbrüchen zum Einsatz. Die Steinsätze werden im Stützkörper und –rippen, Überfallkörper, Rampen, Uferdeckwerke, Sohlenbefestigungen, Bühnen und Leitwerke angewendet. Der Steinsatz ist dichter, geschlossener Verband und verfügt über einer genauere Profilherstellung als die Steinschüttung. Die Ebenflächigkeit ist beim bei der Steinschüttung geringer als beim Steinsatz [3].

(Ausführliche Informationen dazu in Abschnitten 5 und 6)

3.4.3 Rasengittersteine :

Sie werden aufgrund der einfachen Verlegtechnik, Begrünbarkeit vereinzelt auch als Deckwerk eingesetzt. Die Anwendung bei den überströmbaren Dämmen ist durch die relativ geringe Rauheit wegen der unzureichenden Energieumwandlung fraglich. Die Erosionsstabilität hängt von der sorgfältigen Ausführung des Unterbaus ab (Abbildung 3.10).

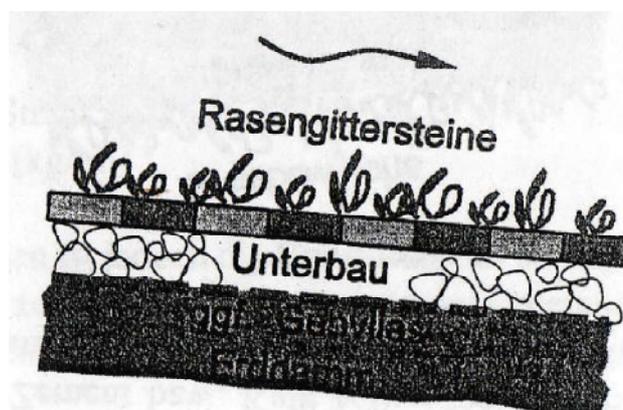


Abbildung 3.10: Rasengittersteine (Prinzipskizze) [7]

Es sind bis jetzt allerdings wenige Untersuchungen zu diesem Deckwerkstyp bekannt (Larsen 1986, Kadereit 1975). Die kohärente Wirkung des Deckwerks aus Rassengittersteinen wird durch eine Verklammerung der Einzelemente mittels Stahlklammern oder durchlaufender Stahlseile erreicht. Diese müssen nachweislich qualitätsgesichert und langzeitbeständig sein, um ihre Funktion auch nach langjährigen Witterungseinflüssen gewährleisten zu können. Abweichend zum Mastix-Schotter Deckwerk ist bei den verbundenen Rassengittersteinen eine Anpassung der Deckwerkstärke in der Regel nicht möglich, diese ist durch die Wahl der Rassengittersteine festgelegt und geht so in den Gleitsicherheitsnachweis ein. Insgesamt ist darauf hinzuweisen, dass eine Böschungsneigungssicherung aus Rassengittersteinen hinsichtlich der herstellbaren Geometrie weniger flexibel handhabbar ist als beispielsweise ein Mastix-Schotter-Deckwerk.

Neigung der luftseitigen Dammböschung	$1:m \leq 1:6$
Maximaler spezifischer Abfluss	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{s},\text{m}$

3.4.4 Grasbewuchs :

Aus den Untersuchungen in Großbritannien resultiert, dass eine begrenzte Belastbarkeit für Grasbewuchs gegeben ist. Die Belastbarkeit richtet sich nach der Grassorte und Überflutungsdauer (HELWETT 1987). Um die Standfestigkeit des Grasbewuchses gegen einen möglichen Strömungsangriff aufrechterhalten zu können, muss das Gras auf den Böschungen ständig geschnitten, bewässert und kontrolliert werden (BOSSHARD 1991). Unregelmäßigkeiten und Vertiefungen sollen immer wieder ausgebessert werden, um der Erosion keinen Angriffspunkt bieten. Deckwerke sind von der eingesäten Grassorte und der Überflutungsdauer abhängig (Abbildung 3.11). Nach HEWLETT –(1987) ist die Versagenswahrscheinlichkeit bei einer Sicherung mit Grasbewuchs höher als bei technischen Lösungen.

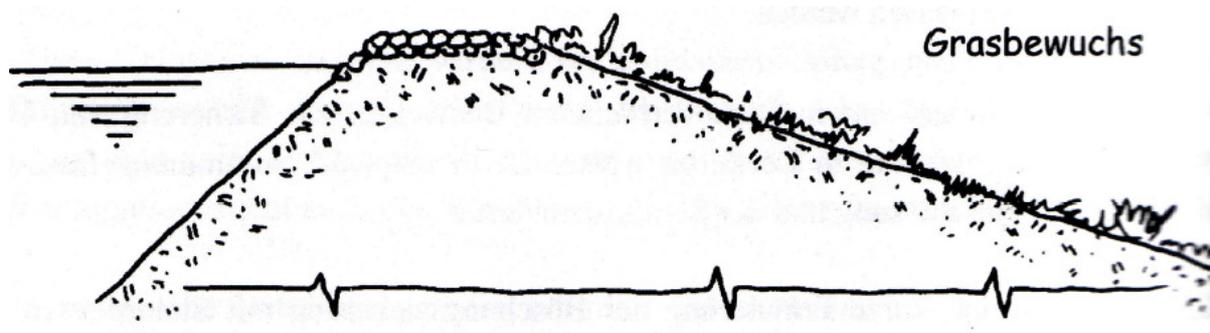


Abbildung 3.11: Mit Grasbewuchs (gesicherte) Dammoberfläche [6]

Mit einer guten, dauerhaften, geschlossenen und dichten Grasnarbe kann ein wirtschaftlicher, natürlicher und nützlicher Schutz für Dammkörper erreicht werden.

Am besten gedeiht die Rasendecke auf einem bindigen Boden in der Regel mit ca. 10 bis 20 cm starken Oberbodenauftrag. Auch bei einem schwächeren Bodenauftrag aus schluffigem bis bindigem Material kann sich die gewünschte Grasnarbe einstellen, wobei die Verwurzelung des belebten Bodens mit dem Dammkörper gleichzeitig die Standsicherheit erhöht. Die Saatgutauswahl spielt bei der Herstellung einer Grasnarbe mit ausreichender Schutzfunktion eine große Rolle. Außerdem sind die klimatischen und meteorologischen Randbedingungen bei der Gestaltung einer Grasdecke zu berücksichtigen. Durch die Anordnung von Bermen und Drainagen kann die mögliche Angriffsfläche für Erosion durch sich sammelndes Niederschlagswasser verringert werden (Tabelle 3.3). Saatmatten und Fertiggrasen schützen die Dammoberfläche sehr rasch gegen Auswaschung.

Fertigrasen ist nur begrenzt lagerfähig. Die Saatmatten, falls sie vor Feuchtigkeit geschützt werden, können lange gelagert werden.

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 3.3: Maximal mögliche Sohlneigungen und Geschwindigkeiten in Abhängigkeit der Grasart [8]

3.4.4.1 Überströmversuche:

Dieser Versuch wurde im April 2001 von Herr KRONER im Badeseesee durchgeführt.

- Kurzbeschreibung der eingebauten Versuchsfelder :

Die Aufzählung erfolgt vom Dammfuß aus gesehen von rechts nach links.

Versuchsfeld 1:

- Aufbau:
- 5 cm Kulturboden mit Grasnarbe
 - Italmac IM/B mit T-Stahlnägeln im Abstand von 1 m vernagelt.
 - Kulturboden 10-15 cm dick, mit Grasnarbe (kurz gemäht)
 - Dammschüttmaterial

Versuchsfeld 2: Oberflächensicherungsstruktur mit System Krismer

- Aufbau:
- Kulturboden mit 5 cm Grasnarbe
 - System Krismer mit T-Stahlnägeln und Verteilerstäben im Abstand von 1m vernagelt, mit Kies 32/50 verfüllt.
 - Bauvlies 200g
 - Dammschüttmaterial

Versuchsfeld 3: Enkamant A20

- Aufbau:
- Kulturboden mit 5 cm Grasnarbe
 - Enkamant A20 mit u-förmigem Torstahl in Abstand von 1 m vernagelt.
 - Kulturboden 10- 15 cm dick, mit Grasnarbe (kurz gemäht)
 - Dammschüttmaterial

Versuchsfeld 4: Grasnarbe

- Aufbau:
- Kulturboden 10- 15 cm dick, mit Grasnarbe (kurz gemäht)
 - Dammschüttmaterial



Abbildung 3.12: Die Versuchsfächen nach abgeschlossenem Einbau [25]

Jede Versuchsfäche wurde mit Pfosten auf einer Breite von einem Meter begrenzt. Aufgrund des Behälterunterbaus stürzte das Wasser aus dem Auslass des Wasserbehälters aus einer Höhe von durchschnittlich 0,2 m auf die Versuchstrecke. Dadurch kam es aufgrund der tosenartigen Fließzustände im Auslaufbereich zu den stärksten Oberflächenerosionen, welcher jedoch keine Bedeutung im Rahmen der Versuchsreihe zugestanden wurde. Die Oberflächensicherungskonstruktion mit dem System Krismer wurde aufgrund seines visuell kompakten Eindrucks auf Wunsch der Versuchsteilnehmer mit der doppelten Wassermenge der hundertjährigen Hochwasserwelle und des Schwallts getestet (Abbildung 3.12).



Abbildung 3.13: Oberflächenerosion bei der Nullvariante [25]

- **Ergebnisse** :

- Zunächst legten sich die Grashalme infolge des überströmenden Wassers um.
- Gleichzeitig wurden die Feinanteile des Kulturbodens ausgespült.
- Bei zunehmender Wassermenge trat ein punktueller Abtrag der Grasnarbe ein.
- Die Erodierung des darunter anstehenden Dammschüttmaterials konnten die Erosionsschutzsysteme verhindern.
- Die Funktionalität der Matten ist von der Entwicklungsstufe der an der Schutzwirkung beteiligten Vegetation abhängig. Natürlich haben die Sicherungssysteme nach abgeschlossenem Einbau bereits eine von der Konstruktionsart abhängige mehr oder weniger starke Schutzwirkung.
- Bei den von sich aus robusten Varianten Enkamat A20 und der Oberflächensicherungskonstruktion mit dem System Krismer kommt es durch die Verwurzelung infolge der Grasnarbenbildung zu einer weiteren Verstärkung des Erosionsschutzes.
- Im oberen Teil der Böschung war ein Aufkommen von eher kompakten jedoch lichter und höher wachsenden Gewächsen festzustellen.
- Im unteren Bereich bildete sich eine dichte Grasnarbe aus. Diese unbeabsichtigten Differenzen folgen wahrscheinlich aus dem an der Dammböschung unterschiedlich vorherrschenden Mikroklima.
- Es war zu beachten, dass der untere Teil im Tagesverlauf relativ früh durch die Bäume des angrenzenden Waldes beschattet wurde, der obere Teil jedoch den ganzen Tag der prallen Sonneneinstrahlung angesetzt war. Dadurch konnten sich im oberen Böschungsbereich eher die trockenheitsresistenteren Unkrautsamen aus dem aufgetragenen Kulturboden gegenüber den reichlich eingesäten Grassamen durchsetzen.
- Es wird angenommen, dass es aufgrund des lichtereren Bewuchses in diesem Bereich es zu stärkeren Erosionserscheinungen als im unteren Teil kommt, wo die Sohlschubspannungen nach gängiger Lehrmeinung eigentlich ihr Maximum erreichen. Mit der Verwendung einer dem Standort entsprechenden Saatgutmischung aus Gras und Kräutersamen wäre sicherlich eine noch bedeutend erosionsstabilere Vegetationsdecke zu erzielen.

- Als Bewertungsmaß für die Begrünung wurde der Entwicklungsstatus der Grasnarbe und deren Wirksamkeit bei den Versuchen genommen. In die Benotung der Erosionsschutzwirkung gingen die für den Dammkörper schadlos aufgebrauchten Wassermengen, die Güte der Verankerung und der visuelle Eindruck der Teststrecken, die Güte der Verankerung und der visuelle Eindruck der Teststrecken nach der Überströmung ein.
- Der Grasbewuchs geht in die statische Betrachtung jedoch nicht ein. Im Falle einer Überströmung ist dessen Beschädigung – unter Umständen bis hin zum Totalverlust – nicht auszuschließen, da der Mutterboden mit Grasbewuchs für sich unter Umständen nicht standsicher ist. Das darunter liegende Deckwerk übernimmt dann planmäßig die dauerhafte Sicherung des Dammes.

3.4.5 Mastix-Schotter :

Mastix-Schotter ist ein hochporöses, plastisches und erosionsstabiles Material, das als mittels bituminösen Mörtel, gebundener Einkornsplitt bezeichnet werden kann. Aufgrund seiner Materialeigenschaften ist Mastix-Schotter als Deckwerk für Sicherung von Überströmstrecken sehr gut geeignet. Der Mastix-Schotter wird als selbsttragende und dränfähige Oberflächensicherung bemessen und im Bereich von Ufer und Böschungssicherung eingesetzt.

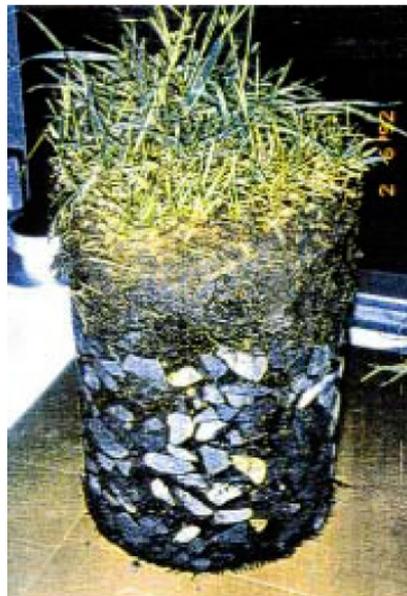


Abbildung 3.14: Bohrkern eines Deckwerks aus Mastix- Schotter [24]

Folgende Rezeptur wurde verwendet:

- 80% Gestein (Splitt: Faktoren 16- 22 mm)
- 20 % Mastix mit folgenden Bestandteilen :
- 19% Bitumen B 80
- 21% Füller, Kalksteinmehl
- 60% Mittelstand

Der Aufbau des Deckwerks aus Mastix-Schotter ist mit dem Bohrkern in (Abbildung 3.14) dargestellt. Der Bohrkern steht auf einem Filter aus Geogewebe und enthält den Matrixschotter sowie ein Schicht aus Oberboden, die begrünt ist.

Dränbeton erhält insgesamt die zweitbeste Bewertung. Ein gravierendes Manko ist jedoch die mangelnde Plastizität des Materials. Als Deckwerk eingebaut, wären schon bei geringfügigen Setzungen Hohllagen unvermeidlich, was im Überströmungsfall zum Versagen der gesamten Konstruktion führen kann.

Bei der Herstellung von Mastix-Schotter werden in der Regel die Baustoffe Splitt (meist Kalkstein), Bitumen, Füller, Mittelsand und Faserstoffe verwendet (Abbildung 3.15)



Abbildung 3.15: Mastix-Schotter-Deckwerk am HRB Mönchzell bei Meckenheim des Zweckverbandes Hochwasserschutz Einzugsbereich Elsen-Schwarzbach vor der Begrünung [21]

Ein wesentlicher Gesichtspunkt bei der Gestaltung eines zuverlässigen Deckwerksystems ist die Gewährleistung der Filterfestigkeit, weshalb zwischen dem Deckwerk (Mastix- Schotter) und der Dammoberfläche (Sand) als Zwischenlage ein Geogewebe anzuordnen ist, das nach den Regeln der Technik zu bemessen ist (DVWK 1992). Es ist jedoch unbedingt darauf hinzuweisen, dass Überströmstrecken mit dem hier gewählten Aufbau nur dann zuverlässig funktionieren können, wenn diese so konstruiert und gebaut werden, dass ein Austrag des Dammbaustoffes durch die Inanspruchnahme infolge Überströmung sicher vermeiden wird. Dazu sind Hohllagen des Deckwerks zu vermeiden, und insbesondere die Fügestellen des Geogewebes sind von Bedeutung, weshalb eine ausreichende und zuverlässige Überlappung von etwas 50 cm einzuhalten ist.

Neigung der luftseitigen Dammböschung	$1:m \leq 1:6$
Maximaler spezifischer Abfluss	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{s},\text{m}$

Die Anwendung beschränkt sich auf selbsttragende Deckwerke.

3.4.6 Geogitter –oder Steinmatratzen :

Dieses Deckwerk besteht aus Draht- bzw. Geogitterkörben (Abbildung 3.16), die mit Steinen gefüllt werden. Die Körbe verhindern das Verschieben bzw. das Auswaschen der Füllsteine. Daher werden die Steine im Überströmungsfall nicht abgetragen. Die Stabilität von Geogittermatratzen kann durch Verankerung im Dammkörper erhöht werden.

Dieses Deckwerktyps ist grundsätzlich für den Einsatz an überstömbaren Dämmen geeignet, wenn die Korrosions- und Alterungsbeständigkeit gewährleistet ist.

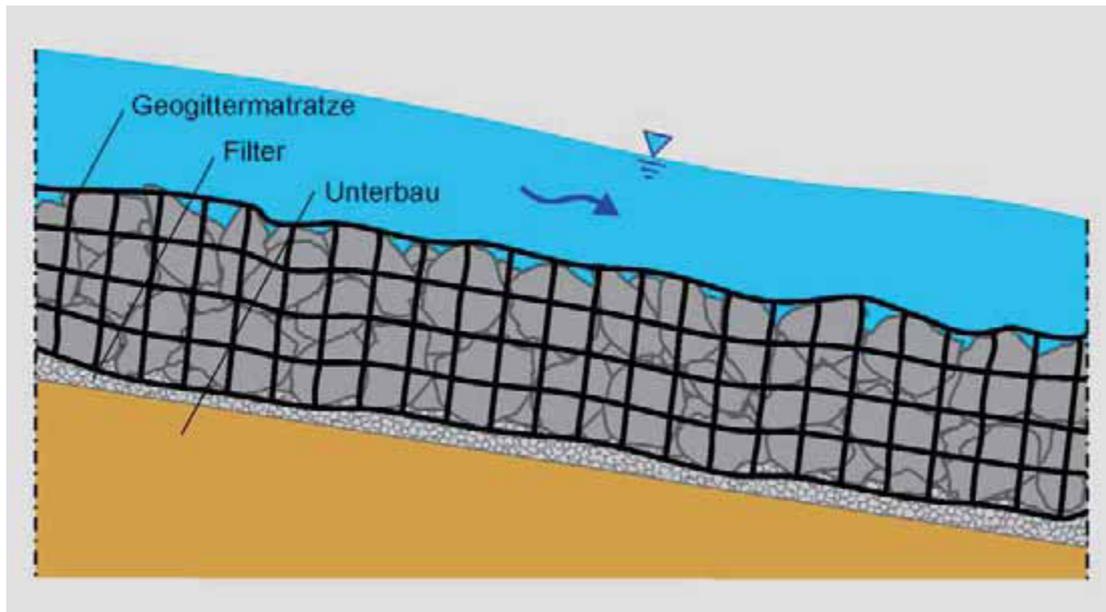


Abbildung 3.16: Steinmatratzen (Prinzipiskizze) [26]

Die geogitterummantelte Steinmatratze wird im Querschnitt in langen Streifen über die Dammkrone rückverhängt. Die resultierenden Kräfte in Längsrichtung der Steinmatratze werden über Reibung in den Dammkörper eingeleitet. Das Geogitter wird durch den auf der gassenseitigen Dammböschung in entgegengesetzte Richtung wirkenden Eigengewichtsanteil auf Zug beansprucht. Diese Ausführungsvariante sollte nur bei sehr kleinen Dammhöhen mit sehr kurzen Überströmstrecken angewandt werden, da ansonsten die Zugkräfte im Geogitter zu groß werden können. Damit innerhalb der Steinmatratze keine Umlagerungen der Steine stattfinden können, welche die nachteilige Veränderung der Geometrie der Matratze zur Folge haben könnte, sollte in einem bestimmten quadratischen Punktraster die obere und die untere Geogitterlage miteinander verbunden werden.

Als Rasterabstände werden 1,0 m bis 1,5 m empfohlen (abhängig von der hydraulischen Belastung und der Neigung der Dammböschung Abbildung 3.17).

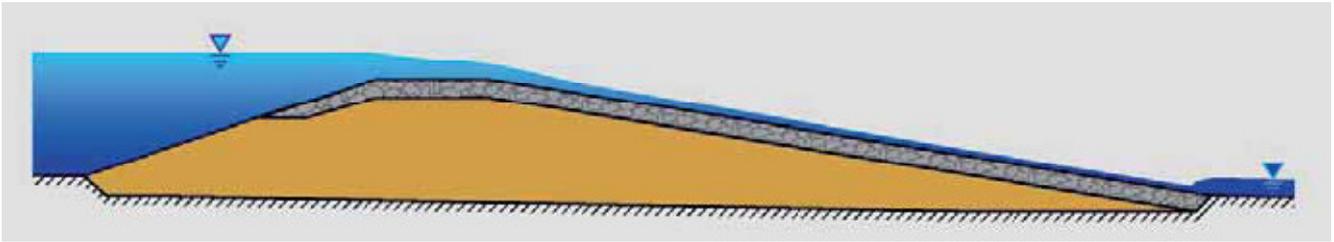


Abbildung 3.17: Ruckverhangen der geogitterummantelten Steinmatratze über die Dammkrone [26]

3.4.6.1 Auflegen der Geogittermatratze auf die Dammböschung:

Die Steinmatratzen werden lose auf die luftseitige Dammböschung aufgelegt. Dabei werden leere Geogitterkörbe angeliefert, auf die Dammböschung aufgelegt und anschließend mit den Steinen verfüllt und geschlossen. Auch in diesem Fall gibt es zwei Untervarianten. Die Steinmatratzen liegen lose auf dem Dammkörper auf (Abbildung 3.18). Die Kräfte werden ausschließlich über Reibung in den Untergrund eingeleitet. Es gibt keine planmäßigen Zugkräfte im Geogitter. Bei der Wahl der Abmessungen der Steinmatratzen ist man nicht limitiert. In vielerlei Hinsicht sind allerdings eher kleinere Abmessungen von bis zu 2 m x 2 m von Vorteil (z. B. bei Sanierungsarbeiten an einer Steinmatratze). Auf eine punktuelle Verbindung zwischen den beiden Geogitterlagen kann bei kleinen Steinmatratzen verzichtet werden. Bei größeren Ausführungen sind sie jedoch ebenfalls vorzusehen [26].

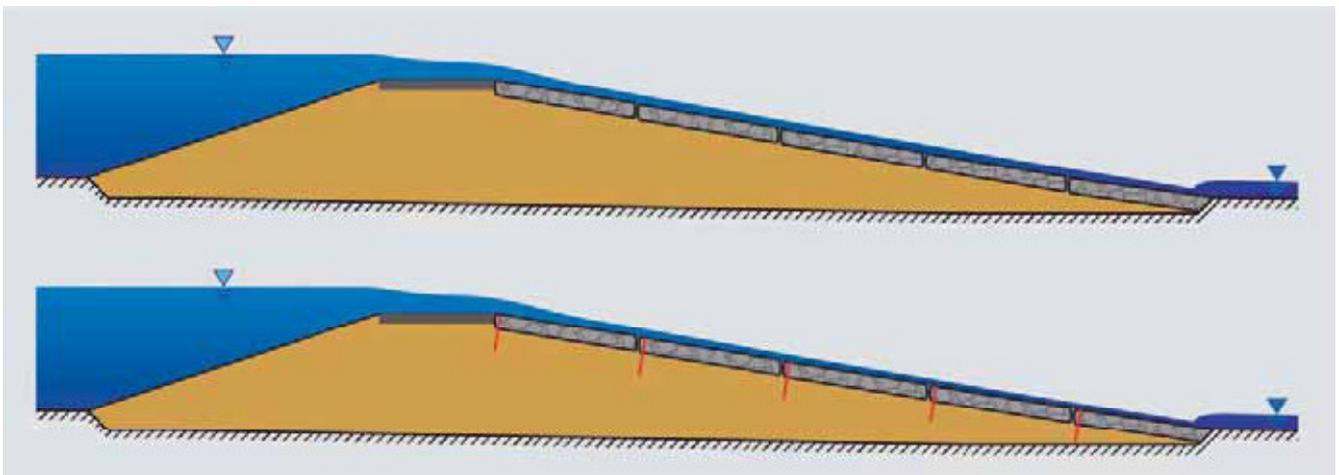


Abbildung 3.18: Loses Auflegen der Steinmatratzen auf die luftseitige Böschungsfläche [26].

Neigung der luftseitigen Dammböschung	$1:m \leq 1:4$
Maximaler spezifischer Abfluss	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{s,m}$

3.4.7 Verbundlösungen :

Eine prinzipiell andere konstruktive Möglichkeit zur Verwirklichung von Überstrombereichen für Dämme und Deiche besteht im Bau von sogenannten Verbundbauweisen.

Diese werden an luftseitigen Böschungen bevorzugt eingesetzt. Man kann bei solchen Bauweisen eine deutlich größere Belastbarkeit und erheblich steilere Böschungsneigungen, als dies beim Einsatz vom kohärenten und selbsttragenden Deckwerken möglich ist, erzielen.

Es handelt sich um Lösungsansätze für die Stabilisierung der Dämme, bei denen der Dammkörper durch gezielten Einsatz von membranartigen Bauelementen aus Geotextilien oder Geogittern (z.B. Kunststoffen wie Polyethylen (PE), (PP), (PA)) eine gute Zugfestigkeit und Langzeitstabilität erreicht und damit gegen den Strömungsangriff gesichert wird. Die Geogitter werden vor einer dauerhaften, direkten UV –Einstrahlung mittels Begrünung geschützt (SIEBEL 2003.2004). Ein umfassendes statisches Nachweiskonzept für Verbundbauweisen ist bislang noch nicht verwirklicht, so dass die Umsetzung derartiger Lösungen den Nachweis und die Prüfung im Einzelfall und als Sonderbauweise erfordert (BIEBERSTEIN 1997). Die bisher betrachteten Deckwerke erfordern aus erdstatischen Gründen flache Böschungsneigungen.

In der Praxis existieren jedoch häufig Beckenstandorte mit Randbedingungen, die der Verwirklichung von flachen Böschungsneigungen entgegenstehen (BIEBERSTEIN 1997)

Abbildung 3.19 von Striegle zeigt die verschiedene Bezeichnung, Anordnung und Wirkung von Verbundlösungen.

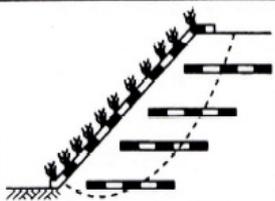
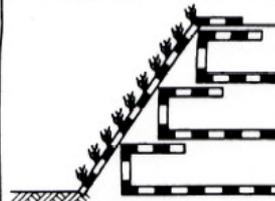
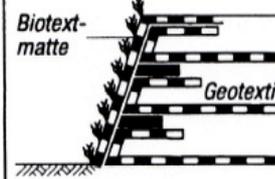
Bezeichnung	Anordnung der Geotextilien	Wirkung der Geotextilien	vorzugsweise Anordnung
Teilweise textilbewehrte Böschung mit und ohne Begrünung	 <p>Bewehrung der Böschung im Bereich der maßgebenden Gleitfläche mit zugfesten Geotextilien; Möglichkeit der Böschungsbegrünung</p>	<ul style="list-style-type: none"> – Erhöhung der Standsicherheit der Böschung durch Bewehrung mit zugfesten Geotextilien im Bereich der maßgebenden Gleitfläche – ermöglicht Böschungsbegrünung 	temporäre und permanente Böschungen an Dämmen und Aufschüttungen mit Neigungen $\beta > 40^\circ$
Vollständig textilbewehrte Böschung mit Begrünung	 <p>Vollständige Bewehrung der Böschung mit zugfesten Geotextilien; Abdeckung der Geotextilien mit Mutterboden und einer Begrünungsmatte mit eingelegtem Saatgut</p>	<ul style="list-style-type: none"> – Gewährleistung der Standsicherheit der Böschung durch Bewehrung des gesamten Böschungsbereiches – UV-Schutz der „tragenden“ Geotextilien durch die Begrünung und den Mutterboden 	temporäre und permanente Böschungen an Dämmen und Aufschüttungen mit Neigungen $\beta \leq 50^\circ$
Vollständig textilbewehrte Böschung mit Biotexmatte	 <p>Vollständige Bewehrung der Böschung; Einhüllung der Geotextilien mit der Biotexmatte</p>	<ul style="list-style-type: none"> – Gewährleistung der Standsicherheit der Böschung durch Bewehrung mit Geotextilien – UV-Schutz der „tragenden“ Geotextilien durch die Biotexmatte 	permanente Böschungen an Dämmen und Aufschüttungen mit Neigungen $70^\circ > \beta > 50^\circ$

Abbildung 3.19: Verbundlösung [22]

Wie exemplarisch im Bild (Abbildung 3.20 und Abbildung 3.21) dargestellt, sind die zwei folgenden Varianten von QUEIBER (2003) aus der Vielzahl von möglichen Verbundbauweisen gewählt.

3.4.7.1 Geogewebeschläuche:

Zentral im Dammkörper angeordneter, mit Sand oder Bindemittel versetzter Schuttstoff gefüllte Schlauche aus Geogewebe (Geotubes) können als Sicherungselement für den Lastfall Überströmung eingesetzt werden. Die Geogewebebahnen werden bei der Schlaufenvariante im Erdkörper verankert und leiten die aus. Die Anwendung von Geogewebeschläuchen wurde bereits im Bereich des Küstenschutzes erprobt und bildet im Gegensatz zu der Schlaufenlösung eine geschlossene Systeme (Abbildung 3.20).

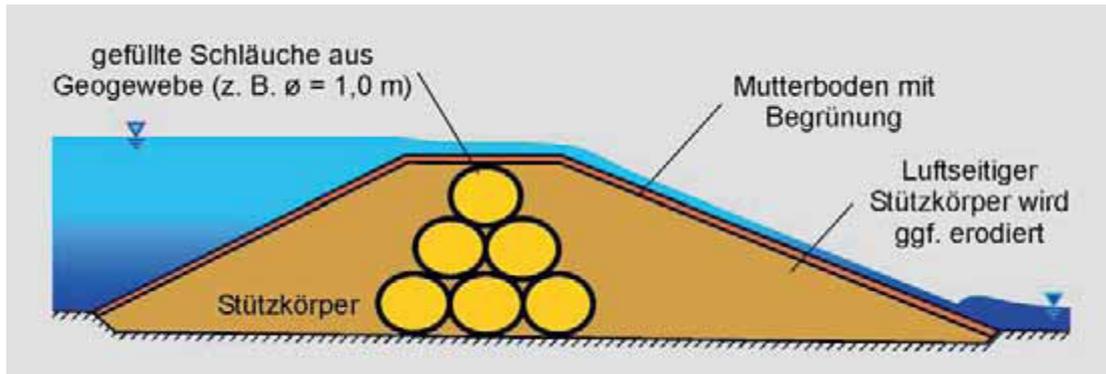


Abbildung 3.20: Verbundbauweisen– Prinzipskizzen von Geogewebeschläuchen für überströmbare Dämme [6].

3.4.7.2 Schlaufenlösung :

In Frage kommen rückverankerte Systeme (Abbildung 3.21). Es sind jedoch auch Lösungen denkbar, bei denen der Einsatz von ausreichend großen und mit Geogewebe umhüllten Sandpackungen im Bereich der luftseitigen Dammböschung den zuverlässigen Schutz des Dammbauwerks im Extremfall gewährleistet.

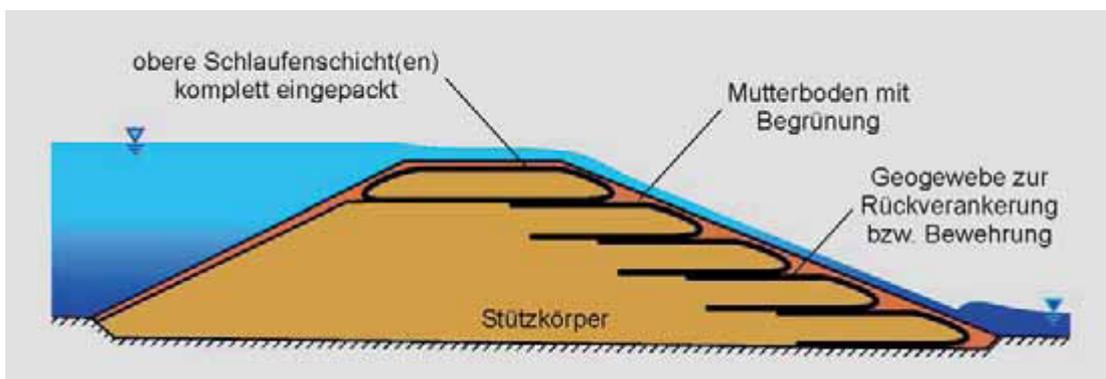


Abbildung 3.21: Verbundbauweisen –Prinzipskizzen von Schlaufenlösung für überströmbare Dämme [6].

3.4.8 Bodenverfestigung :

Es handelt sich um ein Verfahren, bei dem der Boden durch die Zugabe von Bindemittel verfestigt wird. Die Bodenverfestigung ist ein einfaches Verfahren und dabei wird durch die mechanische Energie der Porenraum des Kornhaufens verringert und dadurch die Scherfestigkeit erhöht und das Setzungsverhalten verbessert. Laut ZWESCHPER 2003 lässt sich aus einem Boden- Bindemittelgemisch grundsätzlich ein Baustoff herstellen, der die Anforderungen an einen überströmbaren Dammkörper erfüllt. Hierbei müssen die geeignete Bindemittelart und die richtige Zugabemenge ermittelt werden. Es liegen allerdings bislang nur geringe Erfahrungswerte vor.



Abbildung 3.22: Überströmbare Dam aus einer Bodenverfestigung.[26]

Die Bindemittel bestehen in größerer Zahl auch aus Zementanteilen. Der landseitige Böschungsfuß muss konstruktiv so gestaltet werden, dass eine einsetzende Erosion in diesem Bereich im Überströmungsfall verhindert wird. Für überströmbare Dämme muss zusätzlich eine ausreichend große und dauerhafte Erosionsstabilität durch die Bindemittelbehandlung erzielt werden. Die Eignung eines Erdstoffs für die Bindemittelbehandlung ist vor allem von folgenden Bodeneigenschaften abhängig:

- Kornverteilung
- Konsistenzgrenzen
- Wassergehalt
- Bestand an reaktionsfähigen Mineralen

Der Dammkörper wird mit einer Schicht aus Oberboden mit geeigneter Begrünung und Pflanzung abgedeckt und das bewirkt auch einen klimatischen Ausgleich für den Dammkörper (Abbildung 3.22).

In Abhängigkeit von der Bodenart und dem Wassergehalt kommen in erster Linie Kalke und Zemente sowie auch Mischungen aus verschiedenen Bindemitteln zum Einsatz.

Kalk: Bindiger Boden wird durch seinen Gehalt an Tonmineralen zum geeigneten Reaktionspartner für Kalke. Bei diesen Reaktionen verändern sich die Tonmineraleigenschaften und Bodenstruktur. Es muss zwischen Sofortreaktion und Langzeitreaktion unterschieden werden.

Zement: Bei Bodenstabilisierung mit Zement resultiert die hydraulische Verfestigung aus einem Kristallisationsvorgang. In feinkörnigen Böden wird eine starke Bindung zwischen Mineralkörnern durch Hydratation des Zements hergestellt.

Die beschriebenen Eigenschaften zusammen mit dem Einsatz gebräuchlicher Fertigungstechniken und Standardgeräten des Erdbaus machen die Bodenstabilisierung für den Anwendungsbereich der überströmbaren Dämme zu einem interessanten, weil in der Herstellung einfachen und kostengünstigen Verfahren. Nach derzeitigem Kenntnisstand ist dabei häufig ein Bindemittelgemisch, welches Zement- und Kalkanteil aufweist, in einer Zugabemenge von nicht weniger als 6 Gew.-% geeignet. Auf die beschriebenen Eignungsuntersuchungen darf aber im Einzelfall nicht verzichtet werden.

Neigung der luftseitigen Dammböschung	$1:m \leq 1:4$
Maximaler spezifischer Abfluss	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{s,m}$

3.5 Beanspruchung und Tragfähigkeit von Deckwerksystemen:

3.5.1 Hydraulische Beanspruchung :

Auf dem Böschungsbereich eines Dammes wirken verschiedene Kräfte und deswegen verwendet man Deckwerksysteme auf der Böschung. Es tritt ein hochturbulenter schießender Abfluss auf Grund der Rauheit des Deckwerks ein nach (SCHEUERLEIN 1968).

Abflussbereiche verteilen sich in den überströmbaren Dämmen auf Grund von Fließwechsel, Beschleunigung des fließenden Wassers in drei Bereiche:

a) Dammkrone :

In diesem Bereich haben wir einen Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abfluss. (Abbildung 3.23).

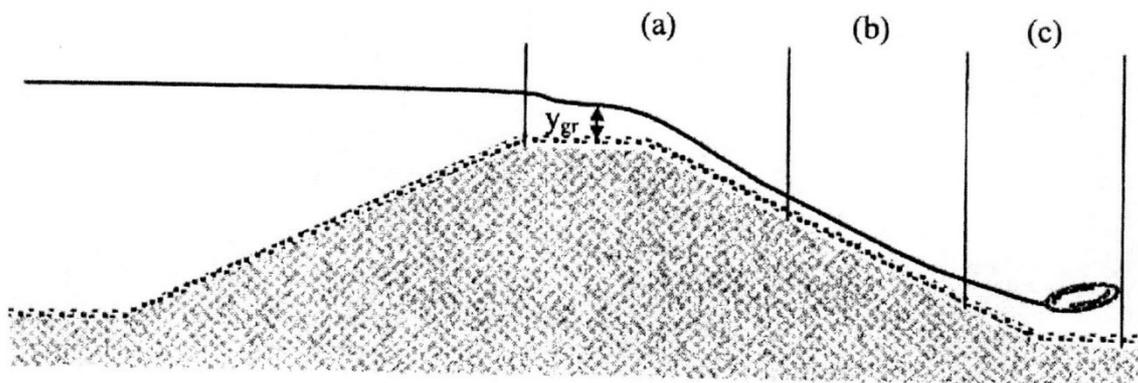


Abbildung 3.23: Überströmung eines Damms –hydraulisch maßgebende Abflussbereiche [1]

b) Böschung: (schießender Normalabfluss).

Die Strömung wird sich im Bereich der Dammböschung bis zum Erreichen eines stationär gleichförmigen Abflusses beschleunigen. Das Wasser übt auf ein Böschungselement eine Kraft in Form einer Schubspannung τ_0 aus. Diese Kraft ist von der Wassertiefe und Böschungsneigung abhängig. Die Böschungsoberfläche selbst leistet dem Strömungsangriff einen Widerstand, der vor allem von der Oberflächenrauheit abhängig ist. Überschreitet die Schubspannung den in bzw. unter der Oberfläche verfügbaren Widerstand, führt es zum Versagen des Deckwerkes.

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot y \cdot I_e$$

Formel 3.9

ρ = dichte von Wasser [kg/m³]

I_e = Wassertiefe [m]

y = Energieliniengefälle

Wichtige Merkmale des Abflusses auf der luftseitigen Böschung sind die großen relativen Rauheiten und die ausgeprägte Turbulenz. Die Selbstbelüftung des Abflusses beginnt erst, wenn die Stärke der Turbulenz genügend groß ist (DORNACK). Mit der Zunahme der Turbulenz ist gleichzeitig ein starkes Anwachsen der Fließwiderstände verbunden, so dass sich der quasistationäre Abflussstand relativ schnell einstellt (SCHEUERLEIN 1968).

Die Fließformel nach BRAHMS/ CHEZY wird auch für die hydraulische Berechnung überströmter Deckwerke

$$q = h \cdot C \cdot \sqrt{r_{hy} \cdot I_e}$$

Formel 3.10

Mit dem Formel 3.11 von Strickler für den Reibungsbeiwert C verwendet.

$$C = A \cdot \left[\frac{r_{hy}}{k} \right]^{1/6}$$

Formel 3.11

h ...Abflusstiefe I_e ... Energieliniengefälle r_{hy} ...hydraulischer Radius k ..Absolute hydraulische Rauheit A Koeffizient [$m^{1/2}/s$]

Die Bestimmung der Rauheitsparameter für unregelmäßige Steine geht auf die volumetrische Methode nach SCHEUERLEIN (1968) zurück und wurde seither von mehreren Autoren (HASSINGER 1991 und PLATZER 1983) angewandt. Die Rauheit eines Deckwerks hängt wesentlich von den Fugen zwischen den Steinen bzw. dem Hohlraumgehalt des Deckwerks ab.

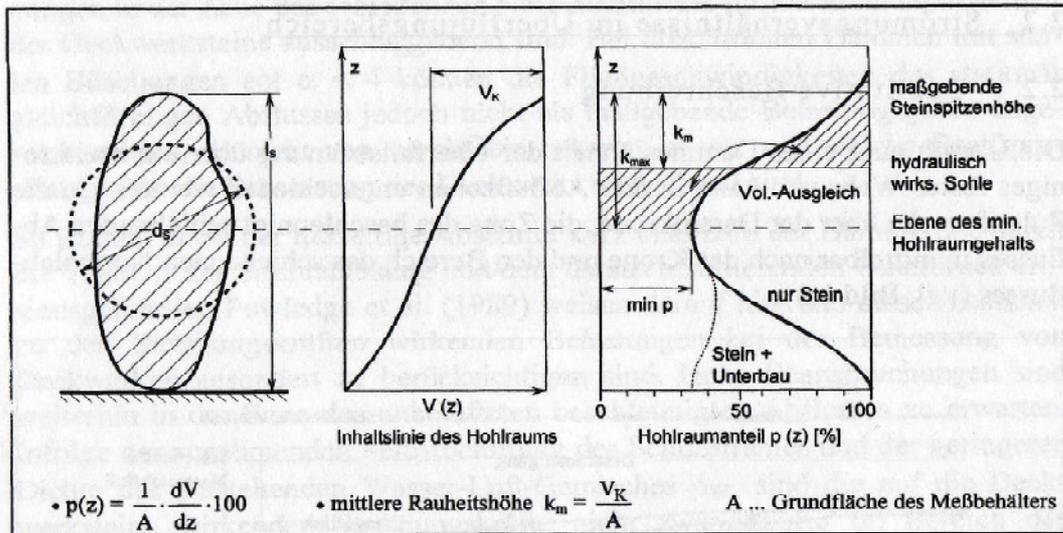


Abbildung 3.24 : Volumetrische Bestimmung die Rauheit Scheuerlein (1968) [3]

Die mittlere Rauheitshöhe k_m geht als Abstand zwischen der Steinspitzenhöhe und der hydraulische Rauheit $k = k_m$ in die Strömungsberechnung ein. Die Rauheitsgrößen k_{max} und k_m können in Abhängigkeit von den Steingrößen l_s und d_s bestimmt werden. (KOBUS 1983).

k_{max} :

Steinsatz

$$k_{max} = (0,50 \dots 0,62) l_s$$

Formel 3.12

$$k_{max} = (0,79 \dots 1,00) d_s$$

Steinwurf

$$k_{max} = (0,42 \dots 0,55) l_s$$

$$k_{max} = (0,67 \dots 0,97) d_s$$

Nach den verschiedenen Autoren können die Rauheitsparameter und Packungsdichte wie folgt angegeben werden (Tabelle 3.4).

Packungsfaktor LINFORD/Saunders (1967) OLIVIER(1967)	$P_C = \frac{1}{d_s^2 \cdot N}$ $P_C = 0,7 \dots 0,8$
Rauheitsparameter SCHEUERLEIN (1986)	$\Phi = K_{\max} \cdot \sqrt{N}$ $\Phi = 0,92 \dots 1,19$ (K_{\max} Abbildung 3.24)
Packungsdichte PLATZER (1983)	$P = b_s \cdot \sqrt{N}$ $P = 0,84 \dots 1,07$

Tabelle 3.4: Kenngrößen zur Beschreibung der Packungs- oder Rauheitsdichte von Deckwerken nach verschiedenen Autoren [3]

In der Gleichung (Formel 3.11) setzen wir für die Rauheit k eine Korngröße d als Rauheits-elemente ein und der Koeffizient A beträgt bei mittleren relativen Rauheiten ($0,002 < k / h_{ry} < 0,2$) A gleich $26 \text{ m}^{1/2}/s$ (Grabrecht, 1961) oder $A=19 \text{ m}^{1/2}/s$ (Olivier 1967). Mit der Bemessungsformel von Darcy-Weisbach ermitteln wir die Ableitung und Fließformel (Formel 3.10) für den Rauhgerinneabfluss.

$$I_e = \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Formel 3.13}$$

Nach Ersetzen des Rohrdurchmessers d durch den Vierfachen hydraulischen Radius ($d= 4r_{hy}$) :

$$V = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8g \cdot r_{hy} \cdot I_e} \quad \text{Formel 3.14}$$

Der Reibungsbeiwert λ wird hier –analog der Widerstandsfunktion nach Prandtl und Karman für die turbulente Fließbewegung in rauen Rohren – in der Form [3]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = b \cdot \log \left(C \cdot \frac{k}{4 \cdot r_{hy}} \right) \quad \text{Formel 3.15}$$

Die Faktoren b und c wurden von verschiedenen Autoren durch Naturmessungen oder Modellversuche an die Rauhgerinnebedingungen angepasst und unterscheiden sich mehr oder weniger stark von den für die Rohrströmung ermittelten Werten.

Von dem so entstanden Gleichungen für die Berechnung der Raugerinneströmung ist insbesondere die von SCHEUERLEIN (1968) entwickelte Widerstandsfunktion (Formel 3.16) interessant.

$$q = \sigma \cdot h_{WL} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8g \cdot h_{WL} \cdot \sin \alpha} \quad \text{Formel 3.16}$$

Die Gleichung (Formel 3.17) ist die einzige, die Selbstbelüftung des Abflusses mit sehr steilen Neigungen ($1,5 < \cot \alpha < 10$) erfasst. SCHEUERLEIN (1968) berücksichtigt den Lufteintrag in seiner Abflussformel durch die Einführung des Belüftungsfaktor $\sigma = \rho_{WL} / \rho_W$. Die Abflusstiefe h_{WL} ist (Tiefe des Wasser-Luft – Gemisches, die für $\sigma = 1$ der Wasserstiefe des unbelüfteten Abflusses entspricht. Für die Widerstandsfunktion Formel 3.15 gibt Scheuerlein die Koeffizienten [3]: $b = -3,2$ und $c = \sigma \cdot (1,7 + 8,1 \cdot \varphi \cdot \sin \alpha)$.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = (-3,2 \cdot \log (\sigma \cdot (1,7 + 8,1 \cdot \varphi \cdot \sin \alpha) \cdot \frac{K_m}{4h_{WL}})) \quad \text{Formel 3.17}$$

$$\sigma = 1 - 1,3 \cdot \sin \alpha + 0,08 \cdot \frac{K_m}{4h_{WL}} \quad \text{Formel 3.18}$$

Hier wird der hydraulische Radius durch die Näherung ersetzt und als hydraulische Rauheit k die mittlere Rauheitshöhe des Deckwerks K_m verwendet, in der unterschiedliche Ansätze zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes zu sehen sind.

Autor	Reibungsansatz	I_0	Bemerkung
KEULEGAN 1938	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,033 \cdot \log\left(\frac{r_{hy}}{k}\right) + 2,21$		theoretisch
O LOUGHLIN &MACDONALD 1964	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \cdot \left(1 - \frac{0,1k}{k}\right) \cdot \log\left(\frac{12r_{hy}}{k}\right)$	1:29	Modelluntersuchungen Kubische
THOMPSON & CAMPBELL 1979		1:19	Rauheitselemente
SCHEUERLEIN (1968)	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3,2 \cdot \log\left(\frac{1}{\sigma(0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha)} \cdot \frac{r_{hy}}{k}\right)$	1:10 bis 1:1,5	Modelluntersuchungen Unregelmäßige Steine in Beton versetzt
BATHRUST 1985	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,99 \cdot \log\left(\frac{y}{d_{84}}\right) + 1,41$	1:25 bis 1:1	Modelluntersuchungen $0,40 < r_{hy}/d_{84} < 20$
AGUIRRE- PE & FUENTES 1990	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,70 \cdot \log\left(\frac{r_{hy}}{d_{84}}\right) + 1,22$	< 1:11	Modelluntersuchungen $0,75 < r_{hy}/d_{50} < 30$
HASSINGER 1991	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \cdot \log\left(\frac{1}{(0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha)} \cdot \frac{r_{hy}}{k}\right)$	1:12	Modelluntersuchungen Blocksteinrampen Steinsatz
RICE ET AL 1998	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,80 \cdot \log\left(\frac{y}{d_{84}}\right) + 2,12$	1:36 bis 1:3	Modelluntersuchungen Steinschüttung
BOES & MINOR 2000	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,38 \cdot \log\left(\frac{2,4 r_{hy}}{d_{84}}\right) + 2,69$	1:1,7	Getreppte Schußrinne $y/B < 0,4$ B: Sohlbreite

Tabelle 3.5: Ansätze zur Bestimmung der Reibungsbeiwert nach verschiedenen Autoren [7]

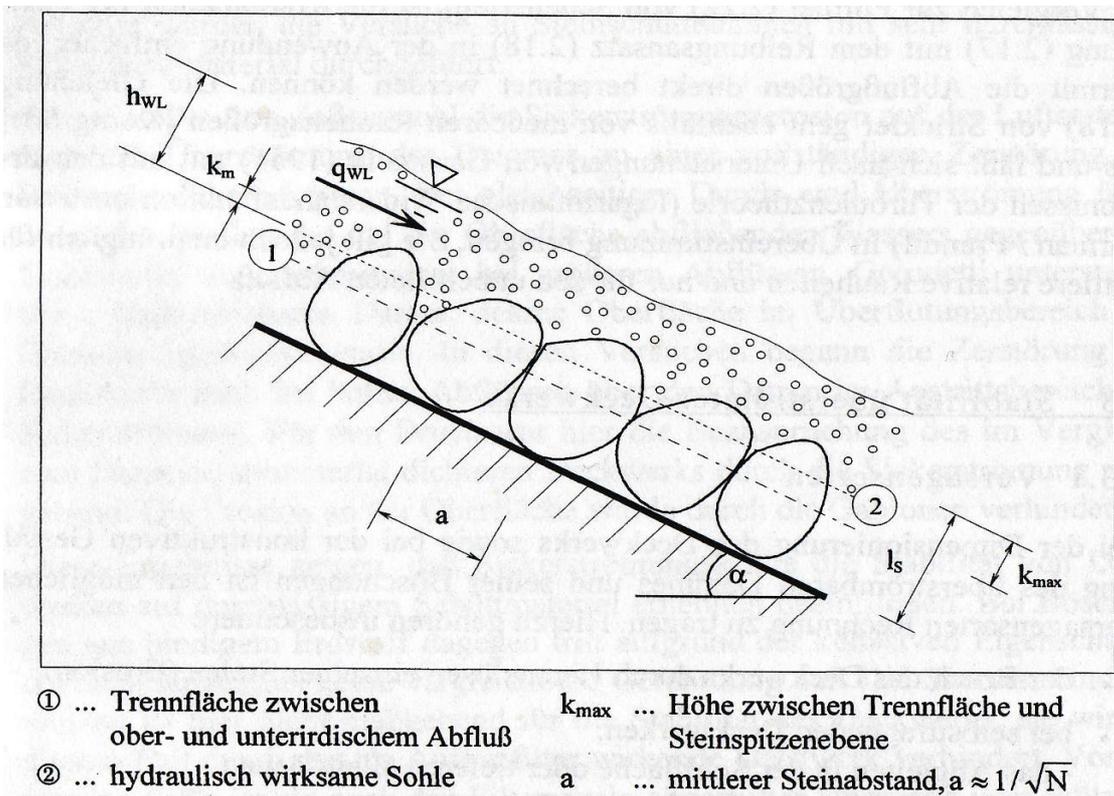


Abbildung 3.25: Rauherinneabfluß [3]

Der wesentliche Vorteil von SCHEUERLEIN (Formel 3.17) gegenüber dem Reibungsansatzes von STRICKLER (Formel 3.10) ist die Berücksichtigung der Abflussbelüftung bei steilen Neigungen. Die Widerstandsfunktion von Scheuerlein gilt für den schießenden belüfteten Normalabfluss.

	k_{max} [cm]	k [cm]	q [m ³ /sm]	k/h [-]	$\cot \alpha$
Versuchsbedingungen	4,3 ... 13,5	2,7 ... 7,9	$\leq 0,233$	0,28 ... 1,0	1,5 ... 10
Anwendungsbereich	3 ... 25	$k = f(k_{max})$	keine Einschränkung, wenn $k/h = 0,28 \dots 1,0$	0,28 ... 1,0	1,5 ... 20

Abbildung 3.26: Versuchsbedingungen und Anwendungsbereich der Fließformel(Scheuerlein) [3]

Ein Kombination von Formel 3.10 und Formel 3.11 ermöglicht eine relativ einfache Anwendung im Vergleich mit der von SCHEUERLEIN (Formel 3.16 und 3.17). Die Gleichung von Strickler (Formel 3.11) wird nach Untersuchungen von Garbrecht (1961) gut mit den Ergebnissen der Turbulenztheorie übereinstimmen.

c) Böschungsfuß: In diesem Bereich tritt ein Gefällewechsel auf, wo ein Übergang von schießendem zu strömendem Abfluss und auch die Energieumwandlung stattfindet.

3.5.2 Standicherheit der Deckwerke :

Bei der Beurteilung der Stabilität eines lockeren Deckwerks werden zwei Betrachtungsweisen erforderlich: RATHGEB (2001)

- Einzelsteinbetrachtung
- Betrachtung des Deckwerks als Gesamtsystem

Die zwei Betrachtungsweisen sind voneinander unabhängig aber miteinander verbunden. Bei der Betrachtung des Deckwerks als Gesamtsystem wird ein Deckwerksabschnitt herausgeschnitten und sämtliche angreifende Kräfte als integrale Kräfte auf den gesamten Abschnitt wirkend angesetzt. Die angreifenden Strömungskräfte werden auf zwei Hauptkomponenten unterteilt [7].

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

Die angreifenden Kräfte müssen hierbei entweder in den Dammkörper abgeleitet oder an nachfolgende Steine weitergeleitet werden. Allerdings werden Versagensmechanismen des Deckwerks in den zwei unterschiedlichen Arten unterteilt: (Abbildung 3.27)

1- komplettes Versagen des gesamten Deckwerks

2- Versagen des Deckwerks beginnend mit der Erosion des Einzelsteins.

Versagen eines Deckwerks kann komplett durch Abgleiten in der Fuge zwischen Deckwerk und Unterbau sowie zwischen Unterbau und Dammkörper stattfinden.

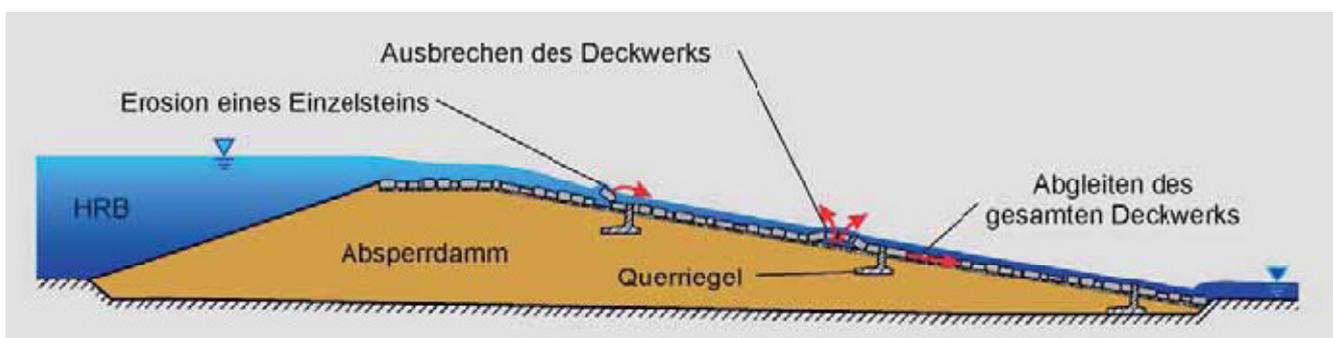


Abbildung 3.27: Versagensmechanismen von Lockerdeckwerken [26]

Dabei muss beachtet werden, dass die erste Bewegung des Deckwerkmaterials nicht als Erosionsbeginn bezeichnet und daher bei geringer Belastung kleine Deckwerksbewegung auftreten können. Beim Versagen eines Steines werden ein oder mehrere Steine aus dem Verbund gelöst, dadurch nimmt die Belastung der benachbarten Steine durch die entstandene Lücke zu. Es kommt zu einer fortschreitenden Deckwerkszerstörung da für die einzelnen Steine die Einbindung in den Verband fehlt. Eigene Untersuchungen zeigten, dass das Deckwerk nicht unbedingt beim Versagen des ersten Steins schlagartig und komplett versagen muss.

Bei der Erosionssicherheit spielt die Dimensionierung der Steingröße eine sehr große Rolle. Die Sicherheitsdefinition der überströmten Böschung wird durch einen Vergleich der einwirkenden und widerstehenden Kräfte am Böschungselement definiert.

$$\eta = \frac{\text{Haltende Kräfte}}{\text{Treibende Kräfte}} \geq 1,3 \quad \text{Formel 3.19}$$

Haltende Kräfte sind die Scherfestigkeit in der Gleitfuge und treibende Kräfte Schubspannungsergebnisse aus Überströmung, Eigengewicht Wasser und Strömungskraft.

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

$$\eta_{B.vor} F_{St,DW} \leq Zul F_{St,DW} \quad \text{Formel 3.20}$$

Die wirkenden Stützkraften, die infolge der Längskraftabtragung auf den Steinen erzeugt werden, erhöhen die Einzelsteinstabilität und damit die Erosionssicherheit des gesamten Deckwerks.

3.5.3 Zusammenstellung der wirkenden Kräfte :

3.5.3.1 Einzelstein :

Der Beginn des Transports von Feststoffen eines Deckwerks ist seit Jahrzehnten Gegenstand der wasserbaulichen Versuche. Der am weitesten verbreitete Ansatz zur Bestimmung des Transportbeginns stammt von SCHIELDS (1936). Er entwickelte eine semi-empirische Gleichung zur Bestimmung des sogenannten SCHIELDS - Parameters F_r^* auf Grundlage von Erosionsversuchen im Modell mit horizontaler Sohle [7].

$$F_r^* = \frac{\tau_{0,er}}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_s \cdot \cos \alpha (\tan \beta - \tan \alpha)} \quad \text{Formel 3.21}$$

Dieser klassische Ansatz liegt auch der Bemessungsformel nach LINFORD/SAUNDERS (1967) und WHITTAKER/JÄGGI (1986) zugrunde. Der SCHIELDS- Parameter ist nicht konstant sondern wächst mit abnehmendem Verhältnis von Y/d_s an. Daher tritt eine höhere Sohlstabilität auf. Nach WHITTAKER/JÄGGI (1986) ist dies zunächst verwunderlich, da das Abnehmen von Y/d_s durch Steigern des Sohlgefälles hervorgerufen wird und damit die Gewichtskomponente des Kornes eine weitere treibende Kraft hervorruft. Auf der anderen Seite kann jedoch das Abstützen der Körner aneinander eine stabilisierende Wirkung entgegen einer abhebenden Kornbewegung bewirken.

In den Bemessungsvorschriften der LfU (2004) [26] werden drei Versagensarten des Steinsatzes angeführt. Als erstes wird die Erosion eines Einzelsteins aus dem Deckwerkverbund genannt. Weiterhin kann es zum Abgleiten des gesamten Deckwerks auf der Filterschicht oder dem Dammkörper kommen.

Der kraftschlüssige Versetzte der Steine hat die Aufgabe, die angreifenden Kräfte infolge des Eigengewichts und der Durch- bzw. Überströmung in den Dammkörper abzutragen. Die Kräfte aus Durch- bzw. Überströmung werden dabei mit zunehmender Rauheit des Deckwerks größer.

Die Abbildung 3.28 zeigt die wirkenden Kräfte auf den Einzelstein sowie die Stützkräfte F_{St} und die daraus resultierende Reibungskräfte F_{RL} . Die Auftriebskraft wurde unterschiedlich senkrecht nach oben gegen die Erdbeschleunigung oder normal zur Böschungsebene angesetzt. URLICH (1987) und Hassinger haben die Auftriebswirkung in Richtung des Druckgradienten normal zur Böschungsebene genommen.

Unter Berücksichtigung $F_A \sin \alpha$ (Kraftkomponente) erreicht man höhere Standsicherheit URLICH (1987).

Gewichtskraft: F_G

$$F_G = \rho_s \cdot g \cdot \frac{\pi}{6} \cdot d_s^3 \quad \text{Formel 3.22}$$

Auftriebskraft: F_A

$$F_A = \rho_w \cdot g \cdot \frac{\pi}{6} \cdot d_s^3 \quad \text{Formel 3.23}$$

Die Kraft F_D (Schubkraft) resultiert aus der Fläche A_D des Deckwerksteins mit einer effektiven Anströmgeschwindigkeit (DORNACK 2001), die der mittleren Fließgeschwindigkeit V in Hauptfließrichtung entspricht.

Schubkraft: F_D

$$F_D = C_D \cdot \frac{\rho_w}{2} \cdot A_D \cdot v^2 \quad \text{Formel 3.24}$$

KNIEß (1983) hat den Widerstandsbeiwert C_D gleich 0,5 angesetzt. Somit wird die angeströmte Fläche nach Gleichung (Formel 3.25) $A_D = C_{AD} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 \cdot q$ ermittelt.

$$A_D = \sigma \cdot h_{WL} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8g \cdot h_{WL} \cdot \sin \alpha}$$

HASSINGER (1991): $C_{AD} = 0,33$ Formel 3.25

Liftkraft: F_L

$$F_L = C_L \cdot \frac{\rho_w}{2} \cdot A_D \cdot v^2 \quad \text{Formel 3.26}$$

Die An- und Überströmung des Steins verursacht Liftkräfte senkrecht zur Hauptüberströmungsrichtung und Sohle). Diese Kraft wirkt über das Deckwerk verteilt mit unterschiedlicher Größe, Belastungsspitzen treten örtlich begrenzt auf.

Die Liftkraft wird über das Kraftverhältnis F_L / F_D angegeben. Die Werte dafür befinden sich in einem Bereich von 0,2 bis 1,0 (KNIEß 1983, HASSINGER 1991, WESTRISCH/RTHGEB, 1998). F_L / F_D Für die Standsicherheitsberechnung des Deckwerks kann der untere Wert (KNIEß1983) = 0,2 als ein auf die Fläche bezogener Mittelwert verwendet werden.

Brauns berechnet die Schubspannungen und Sickerströmungskräfte pro Quadratmeter der Deckwerkfläche als maßgebende Strömungsbelastung, aber KNIEß (1983) hat diese Beanspruchung über die Steinanzahl pro Flächeneinheit auf das Deckwerk verteilt.

Die angreifenden Schubspannungen auf der Böschungsoberfläche werden mit abnehmendem Böschungswinkel kleiner. Die Schubspannung vergrößert sich mit Erhöhung der Wassermenge. Die Schubspannung ist bei gleichbleibender Wassermenge bei flachen Böschungen kleiner (1:3 bis 1:10) als die bei relativ steilen Böschungen (bis 1:3).

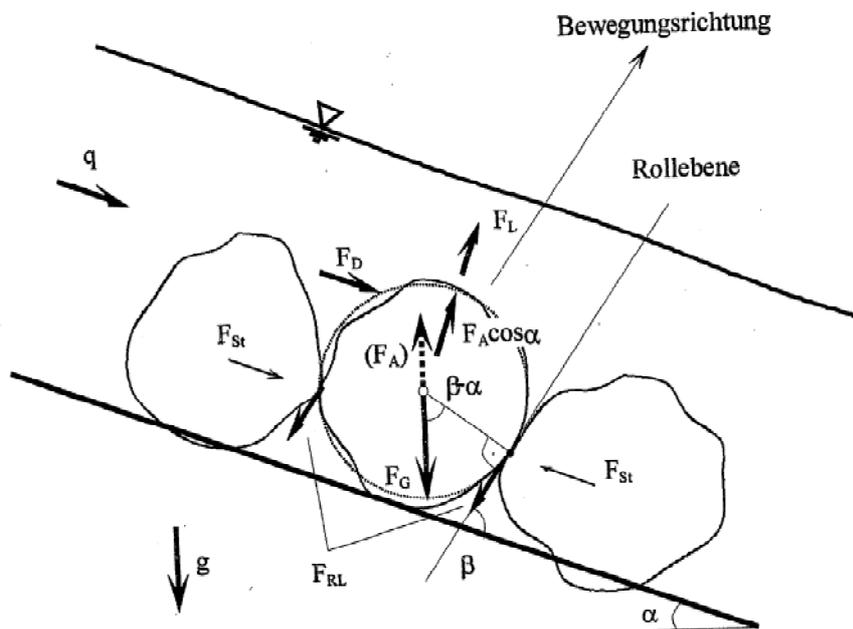


Abbildung 3.28: Skizze zu den Kraftwirkungen am Einzelstein [3]

Sickerströmungskraft:

Die allgemeine Berechnung der Sickerströmungskräfte als Kraft pro Volumeneinheit :

$$F_{St} = \rho_w \cdot g \frac{d_h}{d_L} \quad [N/m^3] \quad \text{Formel 3.27}$$

geht von der Durchströmung eines homogenen Kontinuums aus DORNACK (2001). Dieser Ansatz ist nur für mehrlagige Schüttsteindeckwerke mit entsprechender Dicke sinnvoll aber für einen einlagigen Steinsatz weniger geeignet. Die Stützkkräfte entstehen durch die Längskraftabtragung in Böschungsfallrichtung.

Die am betrachteten Stein wirkende Stützkraft entspricht der resultierenden Längskraft $F_{res,DW}$ aus dem oberhalb liegenden Ausschnitt des Deckwerks mit der Länge ΔL_{DW} und der Breite $\Delta L_{DW} = b_s$. Jeder Stein wird in einem Steinsatz unterschiedlich stark durch die Längskraft $F_{res,DW}$ beansprucht (DORNACK 2001).

Bei der vorliegenden Strömungsbelastung und der angenommenen Lagerung der Steine gemäß (Abbildung 3.29) sind folgende Kräfte am Deckwerkausschnitt anzusetzen:

Hangsabtriebskraft :

$$F'_{H.DW} = n \cdot F'_G \cdot \sin \alpha \quad \text{Formel 3.28}$$

Schubkraft :

$$F'_{D.DW} = n \cdot F'_D \quad \text{Formel 3.29}$$

Liftkraft:

$$F'_{L.DW} = n \cdot F_L \quad \text{Formel 3.30}$$

Reibungskraft:

$$F_{D.DW} = n \cdot (F'_D \cdot \cos \alpha - F_L) \cdot \tan \varphi' \quad \text{Formel 3.31}$$

Gewichtskraft des Einzelsteins :

$$F'_G = (\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot \frac{\pi}{3} \cdot d_s^3 \quad \text{Formel 3.32}$$

n Steinanzahl im Ausschnitt des Deckwerks

Die wirkende Stützkraft F_{St} auf den Einzelstein kann man so formulieren:

$$F_{St} = F_{res,DW} = F'_{H.DW} + F'_{D.DW} - F_{R.DW} \quad \text{Formel 3.33}$$

$$F_{St} = F_{res,DW} = n \cdot (F'_G \cdot \sin \alpha + F'_D - (F'_G \cdot \cos \alpha - F_L)) \quad \text{Formel 3.34}$$

In einem realen Steinsatz sind anstelle der Steinzahlen n die Länge des Deckwerks ΔL_{DW} und die Lagerungsbedingungen der Steine als Einflussgrößen auf die wirkende Kraft F_{St} zu berücksichtigen.

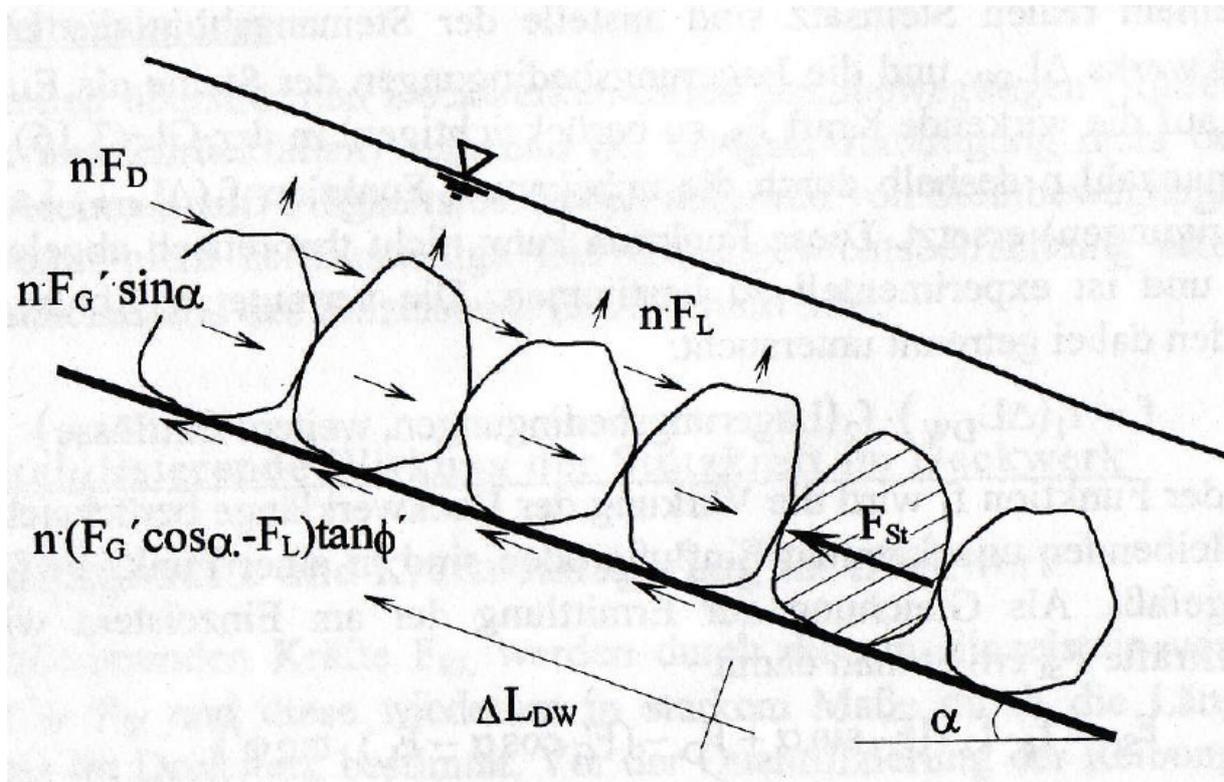


Abbildung 3.29: Skizze zu den Kraftwirkungen am Einzelstein [3]

Reibungskraft infolge Längskraftabtragung F_{RL} :

Die Reibungskräfte werden in den Kontaktstellen der Deckwerksteine infolge Längskraftabtragung und mechanischer Verklammerung eintreten. Die Reibungskraft F_{RL} ist in Abhängigkeit von der Stützkraft F_{St} mit einem Reibungsbeiwert μ zu berechnen (DORNACK 2001). WAGNER (1996) hat die Reibungskräfte infolge Längskraftabtragung für die Bemessung von Steingrößen in geschütteten Deckwerken untersucht.

$$F_{RL} = \mu \cdot F_{St}$$

Formel 3.35

3.5.3.2 Betrachtung des Deckwerks als Gesamtsystem:

Neben der Festlegung einer Mindersteingröße ist zur vollständigen Deckwerksbemessung der Nachweis der Standsicherheit des Deckwerks als Gesamtsystem erforderlich. Dieser Nachweis beinhaltet im Wesentlichen die Überprüfung der Gleitsicherheit in der maßgebenden Gleitfuge. Diese Gleitfuge kann sich hierbei direkt in der Ebene zwischen der oberen Steinlage und dem Unterbau oder zwischen tiefer liegenden Schichten, wie Z.B zwischen Unterbau und Dammschüttmaterial, befinden [7].

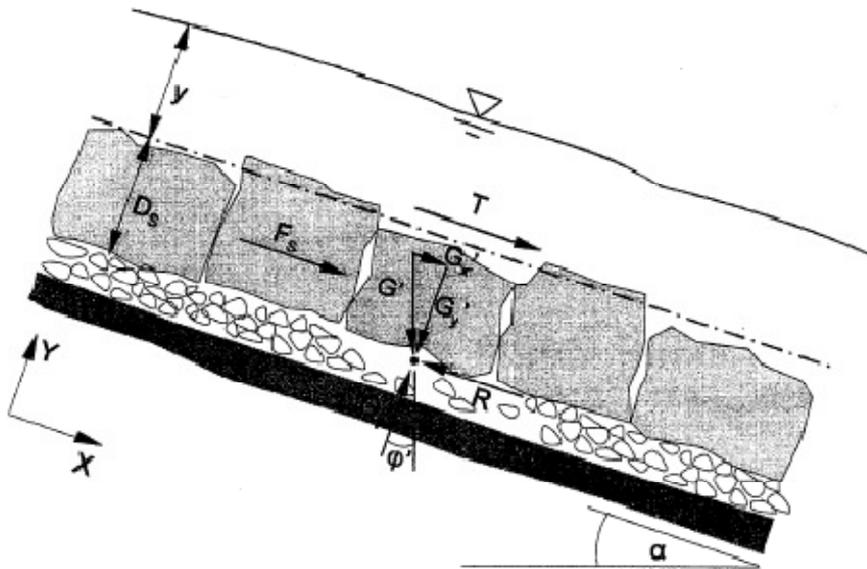


Abbildung 3.30: Definition Skizze zum Gleitsicherheitsnachweis eines Lockerdeckwerks nach BRAUNS 1986 [7]

Es wird eine einheitlich parallel zur Sohle ausgerichtete Durchströmung von Deckwerk und Unterbau angenommen. Die maßgebende treibende Kraft ist die sohlparallele Gewichtskomponente des Wasserkörpers, die als Schubkraft an der Oberseite des Deckwerks wirkt.

Die Kräfte je Quadratmeter Deckwerksfläche werden wie folgt definiert:

Schubkraftresultierende infolge Überströmung:

$$T = \gamma_w \cdot y \cdot \sin \alpha \quad \text{Formel 3.36}$$

Strömungskraft im Deckwerk:

$$F_s = \gamma_w \cdot D_s \cdot \sin \alpha \quad \text{Formel 3.37}$$

Eigengewicht des Deckwerks unter Auftrieb:

$$G' = \gamma_D \cdot D_S \quad \text{Formel 3.38}$$

Sohlparallele Komponente des Eigengewichts:

$$G'_X = G' \cdot \sin \alpha \quad \text{Formel 3.39}$$

Normalkomponente des Eigengewichts:

$$G'_y = G' \cdot \cos \alpha \quad \text{Formel 3.40}$$

Maximale Reibungskraft in der Gleitfuge:

$$R = G'_y \cdot \tan \varphi' \quad \text{Formel 3.41}$$

D_S : Mittlere Deckwerksdicke [m]

y : Abflusstiefe [m]

γ_w : Wichte des Wassers [kN/m³]

φ' : Reibungswinkel [°]

α : Sohlneigungswinkel [°]

Die Gleitsicherheit η_G Zwischen Deckwerk und Unterbau wird als Verhältnis von haltenden und treibenden Kräften definiert. Nach einigen Umformungen lässt sich diese wie folgt ausdrücken:

$$\eta_G = \frac{\frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha}}{\frac{\gamma_w}{\gamma_D} \left(\frac{y}{D_S} + 1 \right) + 1} \quad \text{Formel 3.42}$$

γ_D : Wichte des Deckwerks unter Auftrieb mit $\gamma_D = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$ [kN/m³]

γ_s : Wichte der Steine [kN/m³]

n : Hohlraumanteil des Deckwerks [-]

Als maßgebende hydraulische Größe geht beim klassischen Ansatz nur die Abflusstiefe und nicht die Fließgeschwindigkeit in die Berechnung der Gleitsicherheit ein. Inwieweit hydrodynamische Kräfte als Funktion der Fließgeschwindigkeit eine Rolle spielen, wird im weiteren Verlauf der Arbeit ausführlich erläutert [7].

4 Rampen:

Im Zuge der großen Flusskorrekturen der letzten beiden Jahrhunderte befinden sich meisten Flüsse in einem Erosionszustand. Um Rutschungen von Dammböschungen zu vermeiden, wurden oftmals Absturzbauwerke in den Flusslauf gebaut. Sie dienen als Fixpunkt im Längsprofil eines Flusses.

4.1 Allgemein:

Grundsätzlich können die Blockrampen in zwei verschiedene Bauweisen unterteilt werden.

1) Klassische Blockrampen:

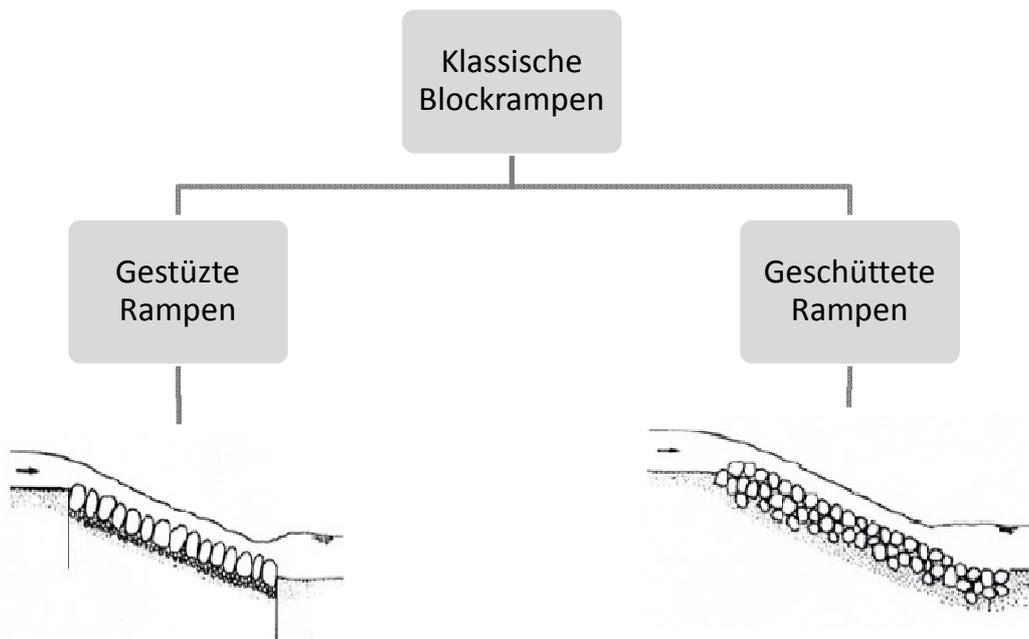


Abbildung 4.1: Bauweisen von Rampen

Einlagiger Aufbau, die Steine werden im engen Verband senkrecht aufgestellt.

Der Einbau muss sehr sorgfältig erfolgen und erfordert in der Regel eine Wasserhaltung (trockene Baugrube).

Der Steinverband und das Steingewicht nehmen die Belastung auf

Aufgrund des Aufbaus macht der Einbau nicht die Veränderung des Rampenkörpers mit (Nachteil)

Aus mehreren Lagen locker übereinander geschüttete Blöcke

Für die Herstellung ist in der Regel eine trockengelegte Baugrube nicht nötig, die Blöcke können direkt im fließenden Wasser eingebaut werden.

Kostengünstige Erstellung, weil bei der Herstellung keine Baugrube notwendig ist.

Im Allgemeinen sind keine zusätzlichen Sicherungen notwendig

Macht Veränderung des Rampenkörpers mit

2) Aufgelöste Blockrampen:

Sie sind gekennzeichnet durch eine nicht flächendeckende Anordnung von groben Rauheitselementen auf einem feineren ungebundenen Material. Grundsätzlich werden drei verschiedene Bauweisen von aufgelösten Blockrampen unterscheiden.

- strukturierte Rampe
- unstrukturierte Rampe
- eigendynamische entwickelte Rampen

Ein Merkmal der aufgelösten, strukturierten Rampe ist, dass die zu überwindende Höhe in kleinere Einzelstufen mit dazwischen liegenden Becken aufgelöst wird. Ihr Anwendungsbereich liegt –im Vergleich mit den klassischen Rampen – bei flacheren Gefällen. Nach LUBW (2006) sind maximale Gefälle von 6.7% vorzusehen.

4.2 Versuche, Ausführung :

Der unregelmäßige Rampenaufbau einer lockeren Bauweise lässt eine vielfältige Strömungsstruktur zu. Durch die Strömungsbelastung können einzelne Steine bewegt werden bis sie eine neue stabile Position auf der Rampe finden. Daher werden auch Fehlstellen im Rampenaufbau durch das Nachrutschen der oberhalb gelegenen Steine selbständig ausgebessert. Die Energieumwandlung einer rauen Rampe basiert teilweise bereits auf dem Bauwerk selber und ist abhängig von der Rauheitshöhe. Allerdings kommt es im Allgemeinen nicht zu einer vollständigen Energieumwandlung, da üblicherweise kein ausgeprägter Wechsprung auftritt. Damit kann eine vollständige Energieumwandlung nicht erreicht werden und deshalb verbleibt also eine Restenergie in der Strömung, weswegen im Unterwasser von Rampen immer eine Nachbettsicherung notwendig ist. Diese Restenergie ermöglicht keinen stabilen Wechsprung (Froude-zahl $F_r = 2,0$) und meist liegt im Bereich $1 < F_r < 1,5$.

Allgemein geben drei wesentliche Versagensmechanismen:

- Direkte Erosion von Blöcken aus der Rampen (wegspülen einzelner Steine aus dem Verband infolge die Schleppekraft des fließenden Wassers)
- Indirekte Erosion (Erosion des Bettungsmaterials zwischen den Steinblöcken wodurch diese in den Rampenuntergrund einsinken).
- Abrutschen des Rampenkörpers in das Kolkloch (übermäßige Kolkbildung am unteren Ende der Rampe und Nachrutschen der Rampensteine in die entstehende Kolkwanne).

Abgesicherte Bemessungsansätze für die Steinrampen gibt es durch Modellversuche bzw. praktische Erfahrungen. Dazu zählen der sehr einfache Berechnungsansatz nach KNAUSS (1979) für geschichtete Rampen sowie der ebenso noch einfach zu handhabende nach WHITTACKER und JÄGGI (1986) für Schüttsteinrampen. Bei den beiden Ansätzen wird auf der Rampe eine gleichförmige Raugerinneströmung vorausgesetzt. Der Bemessungsansatz von WHITTACKER und JÄGGI (1986) wurde mit Hilfe von Modelluntersuchungen unter Einbeziehung von Erfahrungen aus dem hydraulischen Versagen ausgeführter Rampenbauwerke entwickelt. Im Modellversuch von Bundesamt für Wasserwirtschaft (LANGE 2007) wurden Modellversuche in Fließgewässern mit strömendem Abfluss mit üblichen Rampenhöhen und –Neigungen durchgeführt. Deshalb bildet sich bei diesen Versuchen im Gegensatz zu den Versuchen von WHITTACKER und JÄGGI keine gleichförmige Rauherinneströmung auf den Rampen aus.

PLATZER (2000) hat anhand vieler systematischer Modelluntersuchungen für muldenförmige Rampen ein vereinfachtes Bemessungsverfahren hergeleitet, das im Besonderen die beschleunigte Strömung auf der Rampe berücksichtigt und die Bestimmung des zu erwartenden Nachbettkolkes eingehend behandelt. Dieser Dimensionierungsansatz ist für schießende Rampenströmung nicht geeignet.

4.3 Rampendimensionierung :

Für die Rampen in lockerer Bauweise haben sich die Ansätze von WHITTACKER und JÄGGI am besten bewährt. Die folgende Formel 4.1 wurde auf der Basis des Fließgesetzes nach STRICKLER und SCHIELDS (1936) für den Bewegungsbeginn ein Stabilitätskriterium entwickelt, welches den unteren Grenzwert für die Zerstörung angibt.

In Fällen hoher Abflüsse bei geringen Rampenhöhen wird die Rampe vom Unterwasser ein gestaut, wodurch sich der gleichförmige Raugerinne Abfluss, der dem Berechnungsansatz zugrunde gelegt ist, nicht einstellen kann.

Für die Dimensionierung der Rampe ist daher jener Abfluss ausschlaggebend der noch deutlich einen Fließwechsel verursacht und nicht der maximale Abfluss.

Dies gilt sowohl für geschüttete als auch für gesetzte Rampen. Zwar können gesetzte Rampen im Mittel höherer Belastung standhalten, die Minimalwerte liegen jedoch im gleichen Bereich wie für geschütteten Rampen (JÄGGI, 2004).

$$q_{kritt} = 0,257 \cdot \frac{\sqrt{g \cdot (S-1) \cdot D_{65}^3}}{j^{7/6}} \quad \text{Formel 4.1}$$

Wobei : q_{kritt}kritische spezifischer Abfluss [m³/m.s]

$$S = \rho_S / \rho_W$$

ρ_W Dichte des Wassers [kg/ m³]

ρ_S Dichte des Steine [kg/m³]

D_{65} ... Stabiler Steindurchmesser

j Rampenneigung

g Gravitationskonstante (9,81 m/s²)

Für die Masse eines Blockes M gilt somit:

$$M = \frac{\pi D^3}{6} \rho_S = \frac{1.19 \cdot \pi \cdot D_{65}^3}{6} \cdot \rho_S \quad \text{Formel 4.2}$$

Hier ρ_s ist Dichte des Blockmaterials

Ein Sicherheitszuschlag von 10 bis 20 % zum Abfluss wird empfohlen. Somit ergibt die maximale zulässige spezifische Belastung[8]:

$$q_{zul} = (0.8 \text{ bis } 0.9) \cdot q_{kritt} \quad \text{Formel 4.3}$$

4.3.1 Einsinken der Rampensteine in den Untergrund:

Neben der direkten Erosion der Steine ist auch die Interaktion mit dem Untergrund für die Stabilität einer Rampe von Bedeutung. Wenn der Untergrund aus feinem Material besteht, sinken die Rampensteine ein, wodurch sich Rampenneigung und die Sohlstufenhöhe verringert. Durch eine größere Belegungsdichte (mehrlagiger Einbau) kann der Widerstand gegen das Einsinken erhöhen werden.

Das Verhältnis der Steingrößen von Rampen und Bettung ist ein maßgebendes Kriterium gegen das „Einsinken“ der Steine in dem Untergrundmaterial. Whittaker und JÄGGI (1986) fanden für den äquivalenten Blockdurchmesser D (Durchmesser einer Kugel mit gleichem Volumen resp. gleicher Masse) und für das Sohlenmaterial der Durchmesser d_{65} als üblicher maßgebender Korndurchmesser [14]:

Mit $D = 1.06 \cdot D_{65}$

$$\beta^{2,35} = \frac{q_{zul} \cdot D^{0,85} \cdot j^{1,9}}{14,47 \cdot \sqrt{g}} \cdot \left(\frac{\rho_s}{s-1} \right) \cdot \left(\frac{D}{d_{65}} \right)^2 \quad \text{Formel 4.4}$$

B... erforderliche Belastungsdichte [t/m²]; Gesamtmasse der Steinblöcke, die auf einer bestimmten Fläche verlegt worden sind.

und : $\sigma > 0,1$ und $j > 2\%$

Die Einbaudichte beträgt:

$$\sigma = \frac{(S-1)}{\rho_s \cdot D} \quad \text{Formel 4.5}$$

Mit $g=9,81 \text{ m/s}^2$ und $\rho_s 2,65 \text{ [t/m}^2\text{]}$ wird:

$$\beta^{2,35} = \frac{q_{zul} \cdot D^{0,85} \cdot j^{1,9}}{14,9 \cdot \sqrt{g}} \cdot \left(\frac{D}{d_{65}}\right)^2 \quad \text{Formel 4.6}$$

und

$$\sigma = \frac{0,62 \cdot \beta}{D} \quad \text{Formel 4.7}$$

Die maximal zulässige Abflussbelastung in Relation zur Schichtdicken h_{BL} der Rampensteine wird:

$$h_{BL}^{2,35} = \frac{q_{zul} \cdot D^{0,85} \cdot j^{1,9}}{14,47 \cdot \sqrt{g} \cdot [(s-1) \cdot (1-n)]^{2,35}} \cdot \left(\frac{D}{d_{65}}\right)^2 \quad \text{Formel 4.8}$$

und mit $n=0,3$ und Angaben für g und vereinfacht sich zu Dimensionen m , s und t

$$h_{BL}^{2,35} = \frac{q_{zul} \cdot D^{0,85} \cdot j^{1,9}}{63,6} \cdot \left(\frac{D}{d_{65}}\right)^2 \quad \text{Formel 4.9}$$

Wenn das Verhältnis $D/d_{65} < 17$ ist, werden die Rampensteine nicht nur einsinken, sondern können auch auf den Untergrund abgleiten und die Formel kann noch für die Bemessung verwendet werden. Aber wenn das Verhältnis $D/d_{65} < 10$ ist, findet Formel 4.9 keine Anwendung mehr. In diesem Fall muss betrachtet werden, dass immer eine kompakte Lage der Rampensteine vorhanden ist [8] und eine Filterschicht muss bei der Verwendung unbedingt berücksichtigt werden. Dadurch wird Steinmaterial gespart. Allerdings besteht die Gefahr des Abgleitens von Rampensteinen auf der Filterschicht. In diesem Fall können durch den Kolkprozess „Lücken“ im Rampenbelag entstehen. Die Anpassungsfähigkeit einer derartigen Rampe ist geringer als bei einer, bei der die Steine einsinken können und nicht abgleiten. Es muss daher zumindest eine vollständige Lage erhalten, was einer Einbaudichte $\sigma = 0,9$ entspricht [13].

Kolktiefe am Rampenfuß

Am Rampenfuß wird infolge Energieumwandlung eine Kolktiefe eintreten. Die von KOTOULAS und TSCHOPP sind einfache Berechnungsformeln, die unter den Voraussetzungen, dass ein freier Überfallstrahl gegeben ist, keine oder nur eine geringe Geschiebeführung auftritt und der maßgebliche Abfluss über lange Zeit wirkt, werden für die zu erwartende Endkolktiefe verwendet.

h Ist die Energiehöhendifferenz zwischen dem Oberwasser und dem Unterwasser.

Maximalkolk nach Kotoulas:

$$h_{BL}^{2,35} = \frac{q_{zul} \cdot D^{0,85} \cdot j^{1,9}}{14,47 \cdot \sqrt{g} \cdot [(s-1) \cdot (1-n)]^{2,35}} \cdot \left(\frac{D}{d_{65}}\right)^2 \quad \text{Formel 4.10}$$

$$h_{Kolk} = 0,78 \cdot \frac{h^{0,25} \cdot q^{0,7}}{d_{90}^{0,4}} \quad \text{Formel 4.11}$$

Maximalkolk nach Tschopp und Bisaz :

$$h_{Kolk} = 2,76 \cdot q^{0,5} \cdot h^{0,25} \cdot 7,22 \cdot d_{90} \quad \text{Formel 4.12}$$

Dimensionen: m und s, weil $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ bereits im Koeffizient 2,76 enthalten ist.

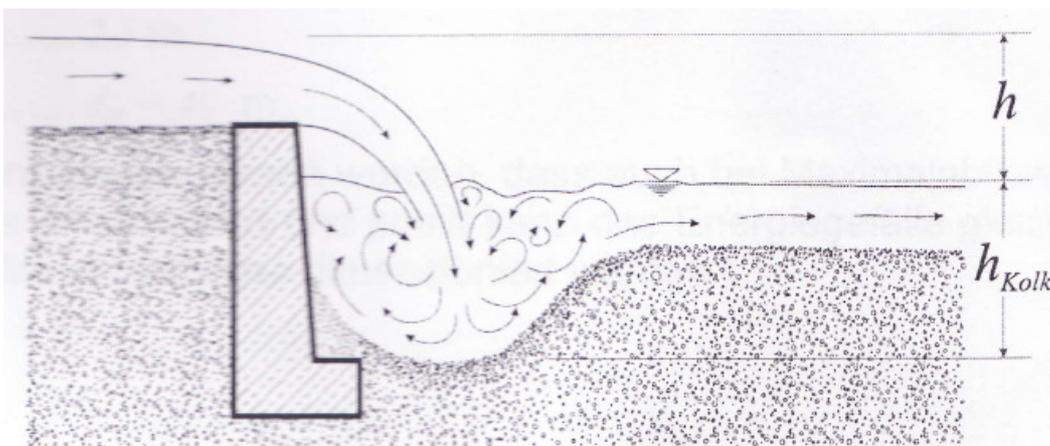


Abbildung 4.2: Kolktiefe am Rampenfuß [14]

Zufolge der kantigen Steinblöcke bei lose geschütteten Steinrampen und auch geschichteten ergeben sich sehr raue Abflussverhältnisse. Dadurch wird, ausgenommen bei niedrigen rampenartigen Steinschwellen, die Normalabflusstiefe auf der Rampe erreicht und die Energielinie verläuft dort Sohlenparallel. Deswegen ist für die Berechnung der maximalen Kolk-tiefe am Rampenfuß nicht nur die Energiehöhendifferenz maßgebend, sondern die örtliche Energiehöhe, die der Geschwindigkeitshöhe $\vartheta^2/2g$ entspricht.

Die Formel 4.13 ergibt sich von dem Modifizieren der Berechnungsformeln von TSCHOPP und BISAZ mit ϑ_E (WHITTACKER und JÄGGI1986):

$$h_{Kolk} = 0,85 \cdot \sqrt{q \cdot \vartheta_E} - 7,125 \cdot d_{65} \quad \text{Formel 4.13}$$

ϑ_E mittlere Fließgeschwindigkeit auf der Rampe

Mit der Erdbeschleunigung, gleich $9,81 \text{ m/s}^2$, gehen die variablen Größen in den Dimensionen Meter und Sekunde sein.

5 Steinschüttung:

5.1 Allgemein :

Bruchsteindeckwerke in lockerer Bauweise kommen im Überströmbereich von Staudämmen und Hochwasserrückhaltebecken als Erosionsschutz zum Einsatz. Die Steine können sowohl regelmäßig als auch unregelmäßige Formen aufweisen. Zumindest bei den unregelmäßigen Steinformen erscheint eine Verfüllung der Zwickel zwischen den einzelnen Steinen sinnvoll zu sein. Anlage-1 stellt typische Merkmale von Steinschüttungen dar

In der vorliegenden Arbeit werde ich die Eigenschaften, wirkenden Kräfte (äußere Erosion), Standsicherheit und Formeln von Steinschüttung behandeln.

5.2 Eigenschaften :

Eine Steinschüttung ist eine zufällige Anordnung von Steinen durch Schüttung. Sie kann als Oberflächensicherung sowohl bei Steinschüttdämmen als auch bei Erddämmen angebracht werden. Bei den Erddämmen ist darauf zu achten, dass durch einen Filter oder durch Abstufung in der Korngrößenverteilung im Übergangsbereich zum Erddamkörper die Ausspülung von Material verhindert wird. Eine feste Filterschicht (Kunststofffilter) ist nicht erforderlich, wenn ein Kornfilter in ungebundener Form vorliegt. Steinschüttungen müssen so bemessen werden, dass die einzelnen Elemente nicht von der Strömung mitgerissen werden. Bei der Steinschüttung werden die Steine lose mit einer bestimmten Schüttdicke profulgerecht (Abbildung 5.1) auf die Böschung aufgebracht [6]. Sie werden flächig und auch räumlich aufgetragen und dadurch sind sie sehr anpassungsfähig an die Setzungen des Untergrundes. Die Unterlage des Deckwerks ist den Filterregeln entsprechend auf das Deckwerk abzustimmen.

Der Einsatz der Steinschüttungen ist von der Steinform abhängig. Die Einbringung des Steinmaterials kann nur maschinell erfolgen und deswegen ist der Materialaufwand bei der Steinschüttung höher. Sie können meistens nur bei relativ geringen Sohlneigungen zwischen ca.1:4 und 1:6 verwendet werden, was als Nachteil zu erwähnen ist.

Die Steine der Schüttung weisen sowohl in Bezug auf ihr Gewicht, als auch ihrer Größe und Form eine weit größere Streuung auf, als die Steine eines Steinsatzes [5]. Je stärker die Schichtdicke der Steinschüttung ist, desto mehr Wasser kann durch das Deckwerk abfließen. Deswegen spielt bei Steinschüttungen die Durchströmung eine größere Rolle als beim Steinsatz. Die Rauheiten, die bei den Steinschüttungen erzielt werden, liegen im Allgemeinen über denen des Steinsatzes.

Aufgrund der Vielfältigkeit der Steinschüttungsdeckwerkstruktur haben die Autoren unterschiedliche Zustände als kritischen Zustand definiert. Z.B. hat LARSEN(1986) [11] die stärkere Steinumlagerung als kritischen Zustand definiert.

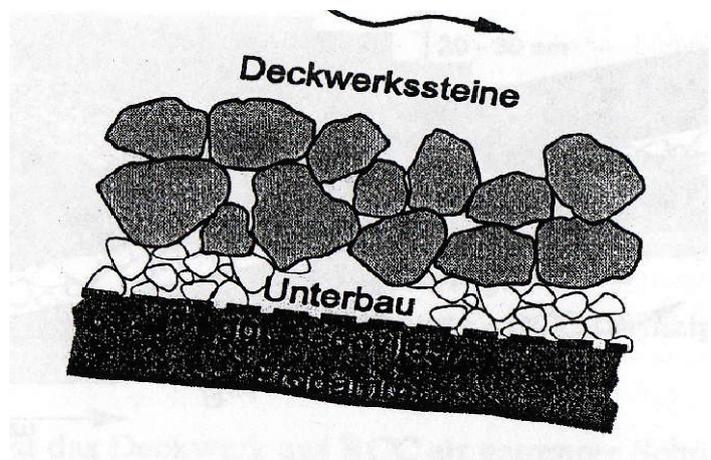


Abbildung 5.1: Prinzipskizze einer Steinschüttung (LfU1997) [11]

5.3 Wirkende Kräfte :

5.3.1 Bemessung auf Strömungsangriff :

Volumen eines Steines:

$$V = K_1 \cdot D^3$$

Formel 5.1

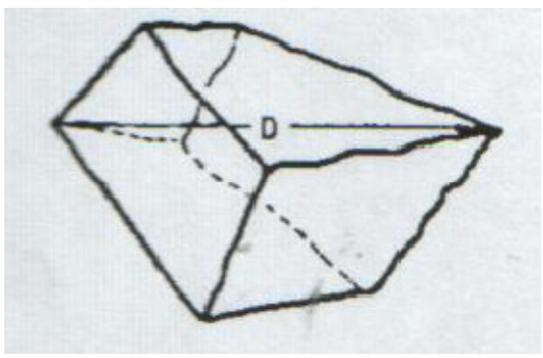


Abbildung 5.2: Volumen eines Steines [15]

- D...Steinlänge
- K_1 ...Formfaktor

Aufgrund von Reihenuntersuchungen an Schüttsteinen mit Steinlänge zwischen 13 und 50 cm kann angenommen werden: $K_1 = 0,245$

Der Belastung des einzelnen Steines durch:

Schubkräfte P_S

Liftkräfte P_l

wirkt das Gewicht G des Steines als Widerstand entgegen.

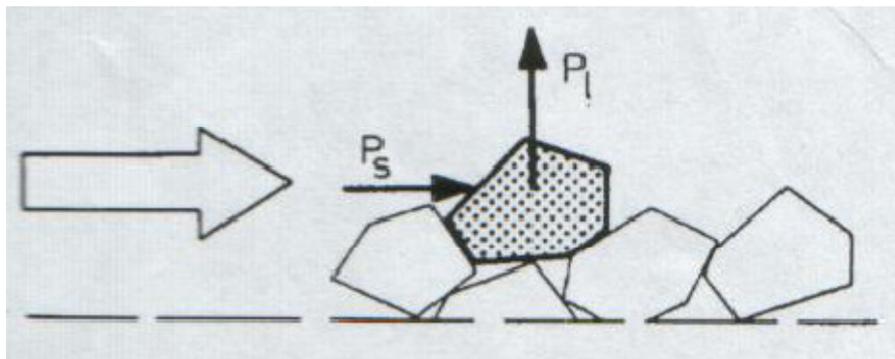


Abbildung 5.3: Der Belastung und Lagerung eines Steines [15]

Abweichend von dem daraus zu erhaltenden Gleichungssystem unter Einbeziehung des inneren Reibungswinkels sowie des SCHIELDS-Kriterium für den Bewegungsbeginn, liefert nachfolgendes, sowohl aus der Theorie als auch aus praktischen Modelluntersuchungen ermittelten Stabilitätskriterium eine für die Praxis hinreichende Bemessungsgrundlage [8].

$$G=0,062.V^2 \quad \text{Formel 5.2}$$

GSteingewicht

V_S sohlen-bzw. böschungsnaher Strömungsgeschwindigkeit

Aus einer Kombination zwischen Formel 5.2 und Formel 5.2 wird:

$$D_{r0}=0,6325.\rho M^{1/3}.V_S^2 \quad \text{Formel 5.3}$$

(empirische Gleichung- nicht dimensionsrein!)

D_{r0} ... repräsentative Steingröße in dm

V_S sohlen-bzw. böschungsnaher Strömungsgeschwindigkeit in m/s

ρ_M ... Trockenrohdichte in t/m³

Für die Trockenrohdichte des Steinmaterials von $\rho_M = 2.65 \text{ t/m}^3$ ergibt sich somit:

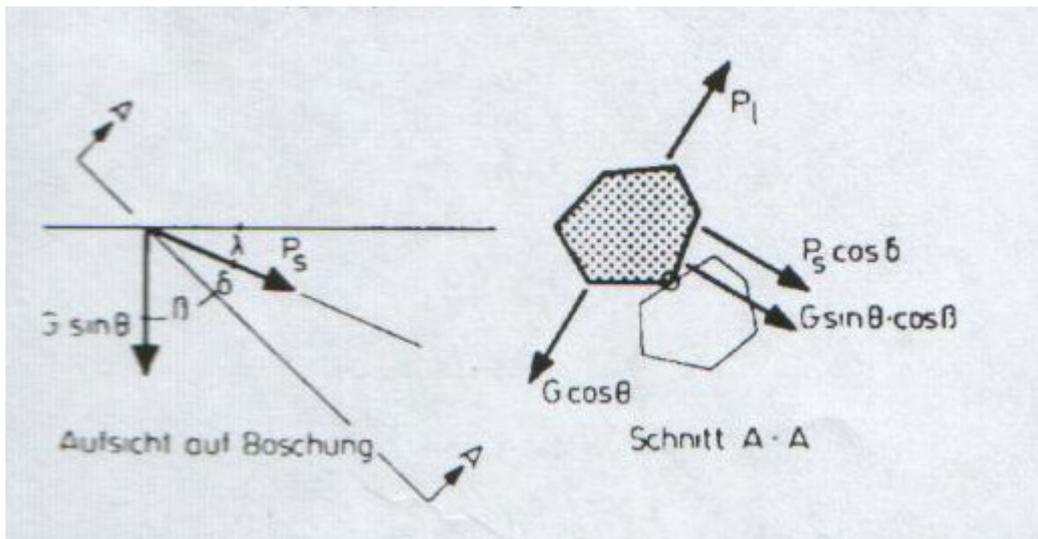


Abbildung 5.4: Belastung und Lagerung eines Steines bei Überströmung [15]

D_{r0} ... ist die „Basisgröße“ für eine waagrecht liegende Sohle ($\theta=0$ und $\lambda=0$). Die repräsentative Steingröße D_r einer geböschten Sohle- oder Uferbefestigung wird aus der Basisgröße durch Multiplikation mit einem Korrekturfaktor gewonnen [8].

$$D_r = K_n \cdot D_{r0}$$

Formel 5.4

K_n ...für die Neigung des Deckwerks

Korrekturfaktor $k_{n,90}$ für geneigte Sohlenbefestigung. und ($\theta \neq 0^\circ$ $\lambda = 90^\circ$).

Wenn der Winkel zwischen Strömungs- und Rollrichtung ($\delta=0^\circ$):

$$k_{n,90} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \theta}\right) \cdot \cos \theta} \quad \text{Formel 5.5}$$

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

$$k_{n,0} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\tan \theta}{\tan \theta}\right)^2 \cdot \cos \theta} \quad \text{Formel 5.6}$$

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

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

$$k_{n,\lambda} = \sqrt{k_{n,0}^2 \cdot \cos^2 \lambda + k_{n,90}^2 \cdot \sin^2 \lambda} \quad \text{Formel 5.7}$$

Häufig wird eine elliptische Verteilung für k_n angenommen werden kann [8].

Die Abbildung 5.5 stellt die Resultate für $\lambda < 0^\circ$ dar. HANSEN (1985) wird ein weiterer Korrekturfaktor K_t für die Berücksichtigung der fiktiven Verringerung der Wichte des Steinmaterials infolge Lasteinwirkung aus der Strömungsbeschleunigung eingeführt, der zu einer Erhöhung der notwendigen Steingröße führt.

$$D_{r-neu} = K_t \cdot D_r \quad \text{Formel 5.8}$$

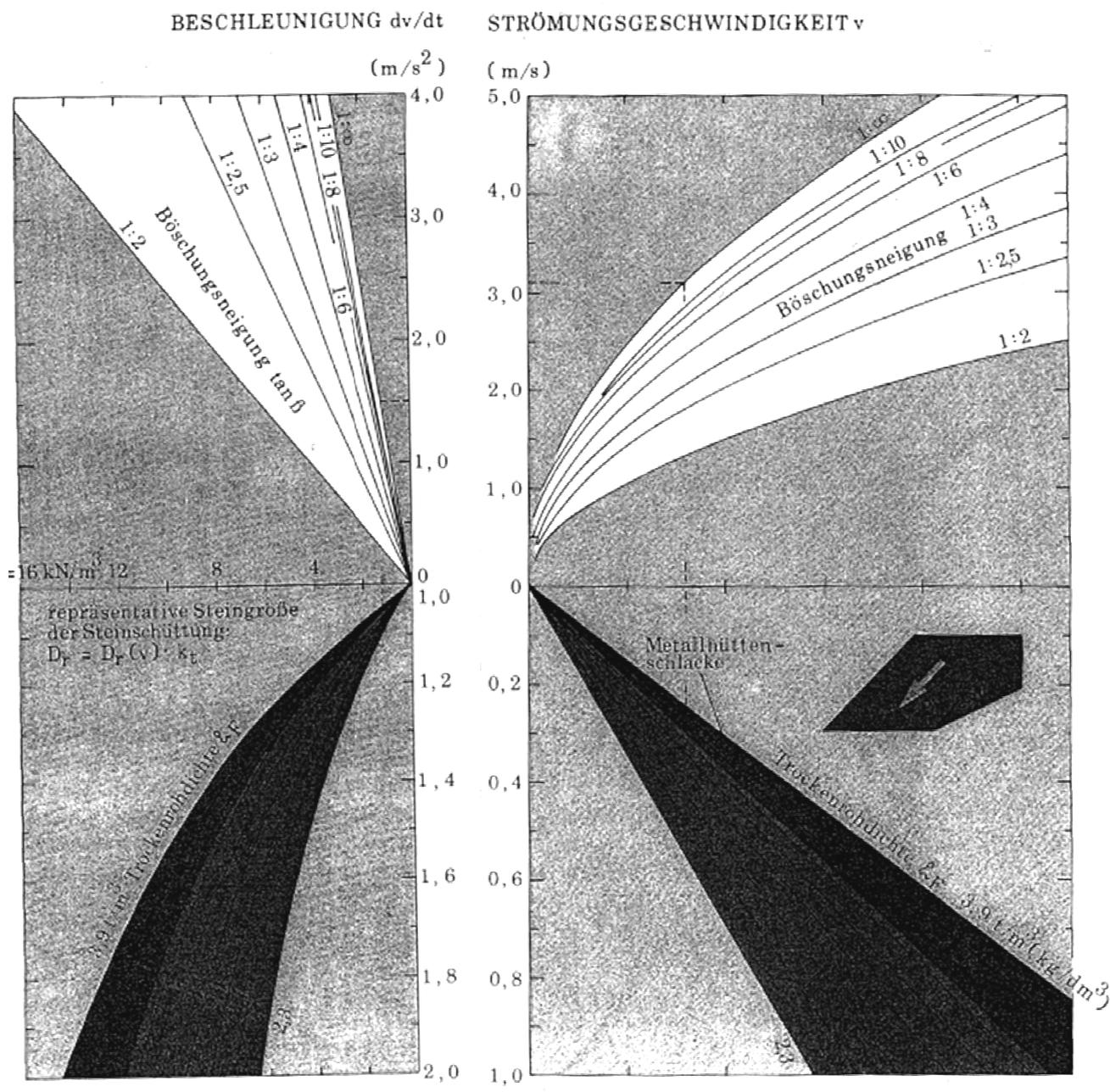


Abbildung 5.5 : Bemessungsdiagramm basierend auf der Formel von Kniess für Strömungsangriff bei Steinschüttungen für Geschwindigkeitsvektoren, die rechtwinkelig auf die Böschungsneigung stehen [21].

5.4 Standicherheit :

Durch kleine Bewegungen und relativ geringe Überströmmungen können die Steine in der oberen Deckwerkslage von Schüttungen in stabilen Lagen umgelagert werden. Die Hohlräume zwischen den großen Steinen müssen mit kleinen Steinen gefüllt werden, damit die gegenseitige Verschiebung von den Steinen geringer und Stabilität des Deckwerks verbessert wird (Abbildung 5.6).

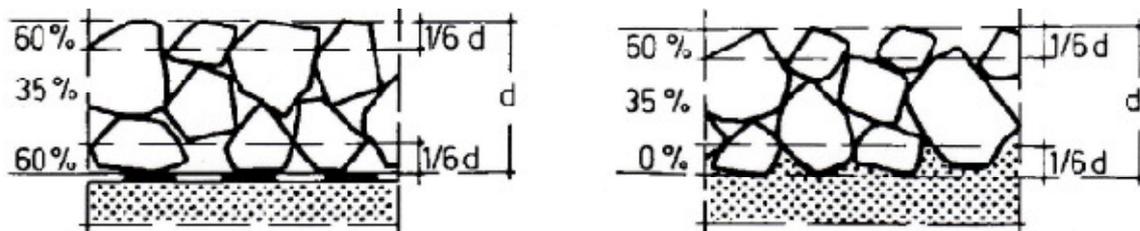


Abbildung 5.6 : Deckschicht auf fester Filterschicht (links), Deckschicht auf lockerer Filter - schicht (rechts) [8].

Während die unteren Steine durch die Auflast der oben aufliegenden Steine nicht erodiert werden können, ist die obere Steinlage einer stark turbulenten Strömung ausgesetzt, die zur Erosion der einzelnen Steine führen kann. Überschreitet der Abfluss einen bestimmten Schwellenwert q_{er} , werden die Steine nicht mehr in stabile Position umgelagert sondern aufgelöst und erodiert. LINFORD/ SAUNDERS (1967) [6] sprechen hier von einem „Threshold Flow“. Bei steileren Gefällen kommt es zur Bildung von Erosionsrinnen, bei flacherer Neigung zur gleichmäßigen Oberflächenerosion (Larsen 1986).

Die Erosionsrinnen werden sich bei weiterer Belastung eintiefen und das führt im Deckwerk zum vollständigen Versagen. Da die Anteile q_D am gesamten Abfluss q bei geringer werdender Deckwerksstärke geringer werden und somit die Anteil q_U steigen, erfolgt dann die Erosion schon bei geringeren Gesamtabflüssen q [$m^3/s \cdot m$].

Die Steine werden erodiert, weiter unten liegende Steine aus ihrer Position herausgelöst und diese ihrerseits wieder weiter unten liegende erfasst und mitreißen (ROBINSON ET AL.1997). Der Zeitpunkt an dem der erste Stein erodiert wird, kann als Erosionsbeginn angesehen.

Die hydrodynamischen Druckschwankungen spielen für das Erosionspotential des Wassers eine große Rolle und hängen vor allem von der Rauheit des Deckwerks und von dem Überströmanteil $q_{\bar{u}}$ des gesamten Abflusses q ab. Im vorliegenden untersuchungsprogramm [10] werden die hydrodynamischen Drücke an der Dammkrone und Dammfuß mit einem hydraulischen Modell (Abbildung 5.7) für eine 40 cm-Schüttung bei $q= 360$ l/sm über eine Zeitdauer von fünf Minuten aufgetragen.

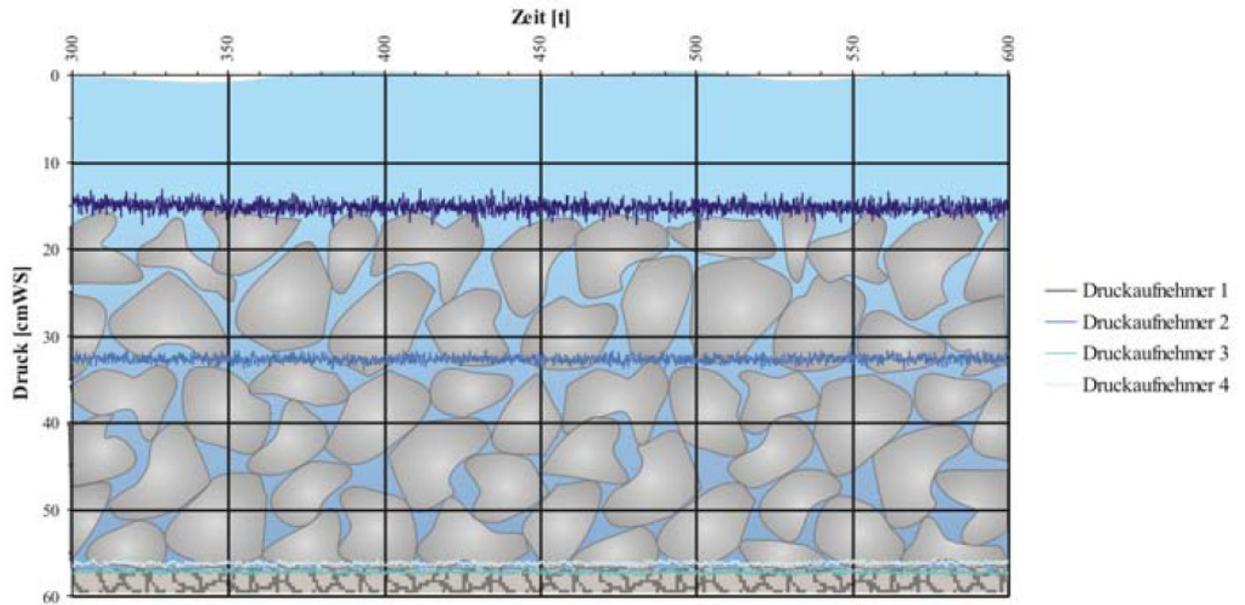


Abbildung 5.7 : Versuchsrinne für die großmaßstäblichen Modellversuche zu der Steinschüttung [5].

Es ist zu beobachten, dass die hydrodynamischen Druckschwankungen im Bereich der Dammkrone deutlich niedriger als im Bereich des Dammfußes sind und jeweils an der Oberfläche der Steinschüttungen die maximalen Druckschwankungen auftreten. Beide Beobachtungen lassen sich anschaulich erklären. Während das Wasser im Bereich der Dammkrone noch geringere Fließgeschwindigkeiten aufweist und nahezu keine turbulenzbedingte Luft-einmischungen zu sehen sind, liegt am Dammfuß eine voll ausgebildete Raugerinneströmung mit einem hohen Anteil an eingemischter Luft vor.

Die Tatsache, dass die Druckschwankungen an der Steinoberfläche am Größten sind kann mit der dort auftretenden größten Turbulenz erklärt werden. Sowohl nach unten als auch nach oben werden diese Druckschwankungen gedämpft [5].

Hydrodynamische Drücke Druckaufnehmer 1 bis 4



Hydrodynamische Drücke Druckaufnehmer 5 bis 8

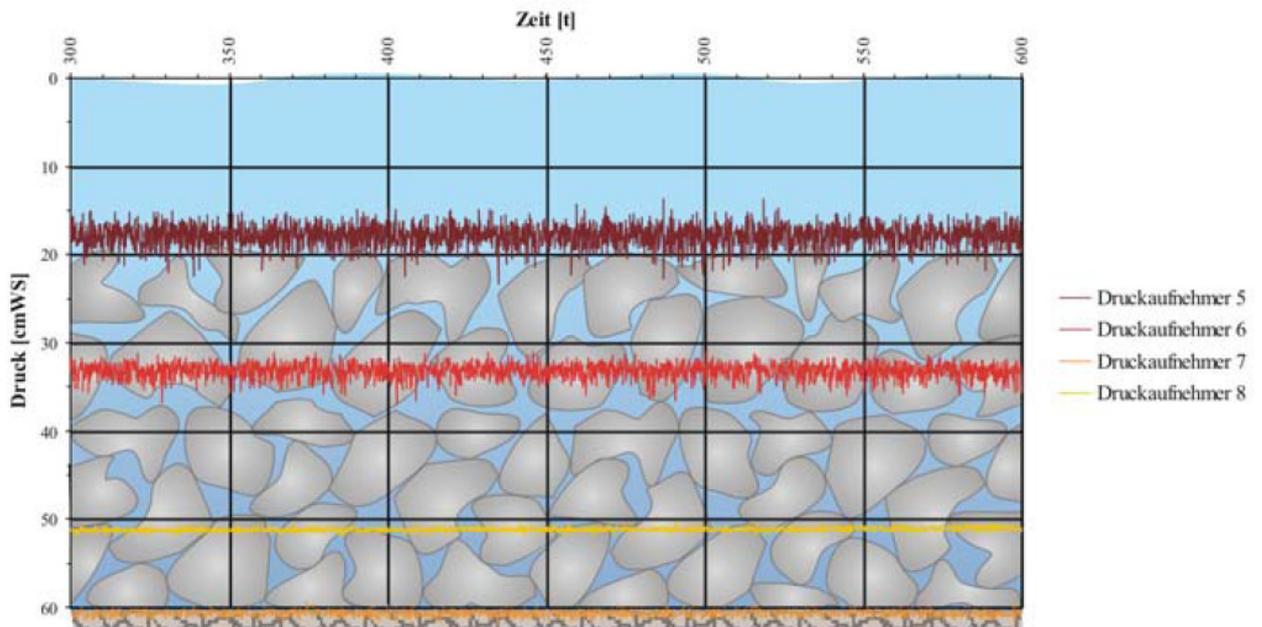
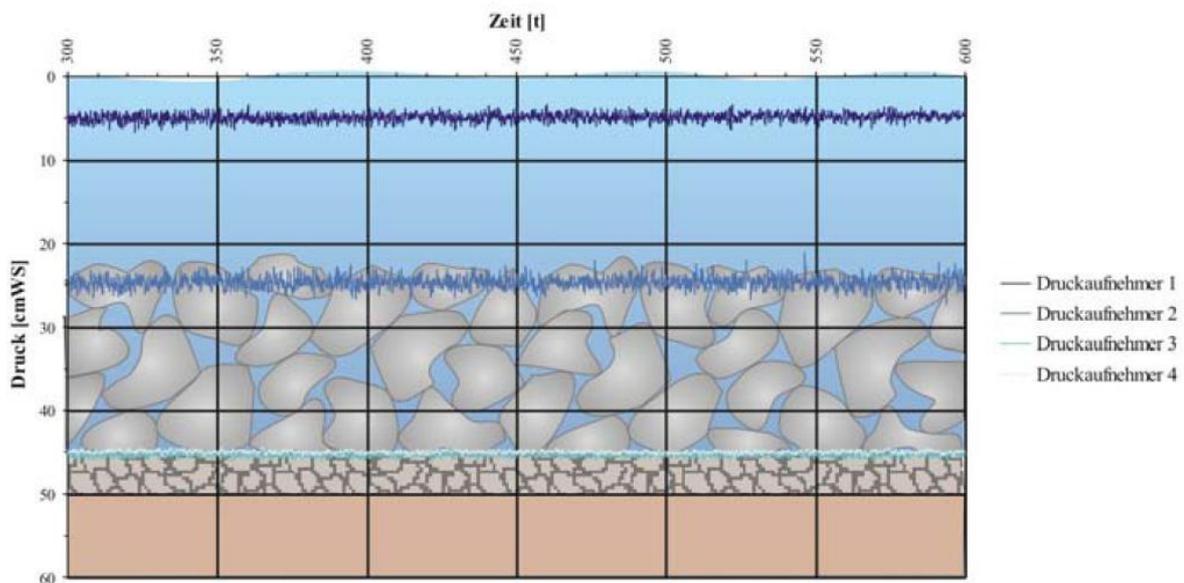


Abbildung 5.8: Hydrodynamische Drücke einer 40cm –Schüttung im Dammkrone - Dammfußbereich (360l/sm) [5]



Hydrodynamische Drücke Druckaufnehmer 5 bis 8

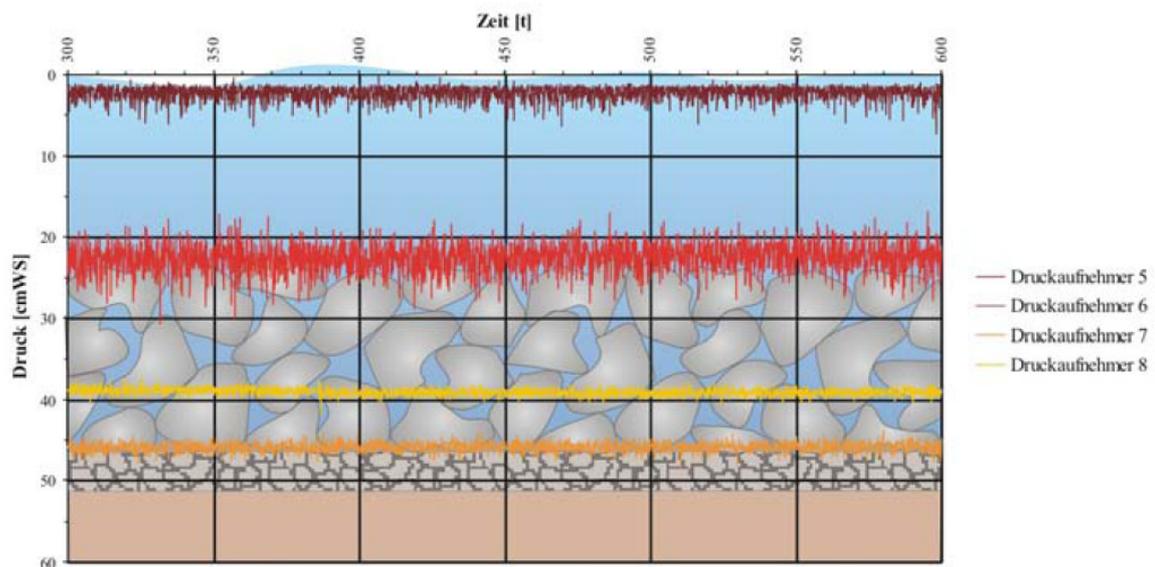


Abbildung 5.9: Hydrodynamische Drücke einer 25cm –Schüttung im Dammkrone - Dammfußbereich (360l/sm) [5]

Aus dem Vergleich der in den Abbildung 5.8 und Abbildung 5.9 dargestellten Druckschwankungen können folgende Erkenntnisse gewonnen werden.

- Wesentlich größere Schwankungen bei der 25 cm-Schüttung
- Geringere Überströmanteile $q_{\bar{u}}$ des Gesamtabflusses q bei der 40 cm-Schüttung
- Mit einer größeren Deckwerksstärke können die Druckschwankungen reduziert werden und damit auch das Erosionspotential des Wassers.

- Die Druckschwankungen nehmen mit steigendem Abfluss zwar zu, jedoch diese Zunahme mit steigendem Abfluss q geht gegen null.

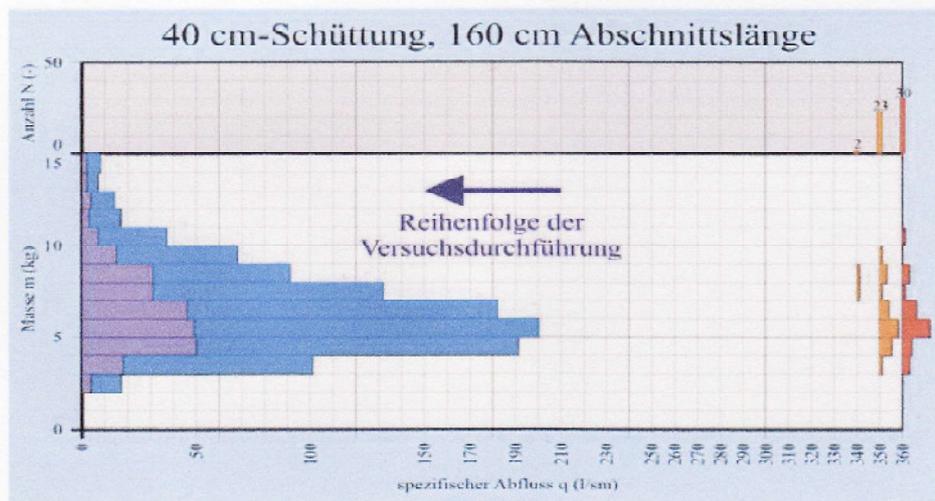
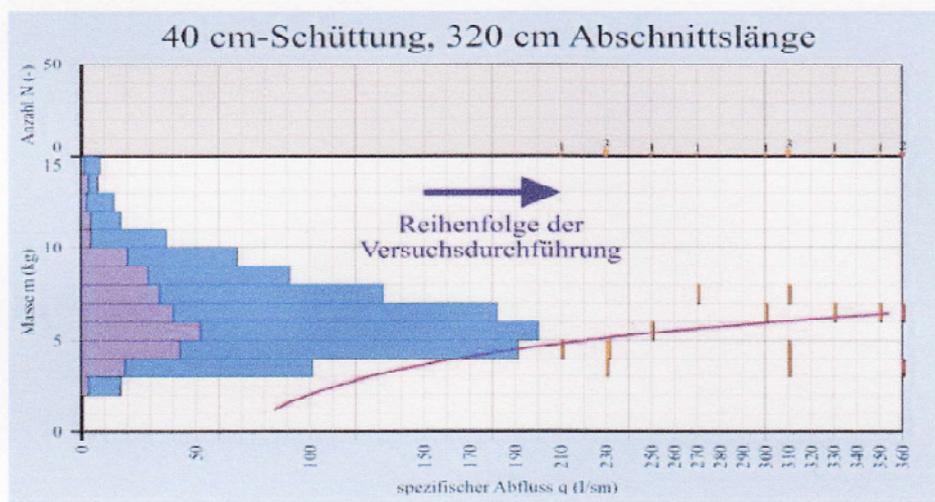
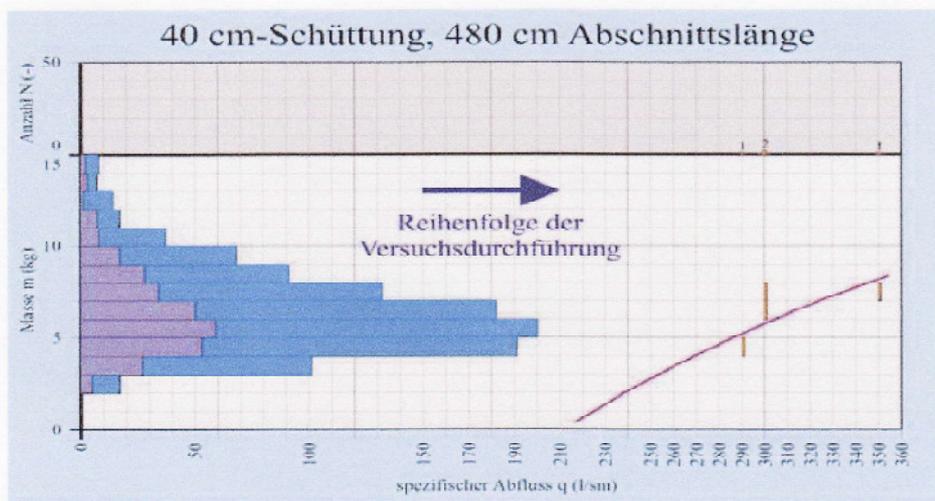


Abbildung 5.10: Masse –Häufigkeitsverteilungen der erodierten Steine bei der 40cm – Schüttung [5]

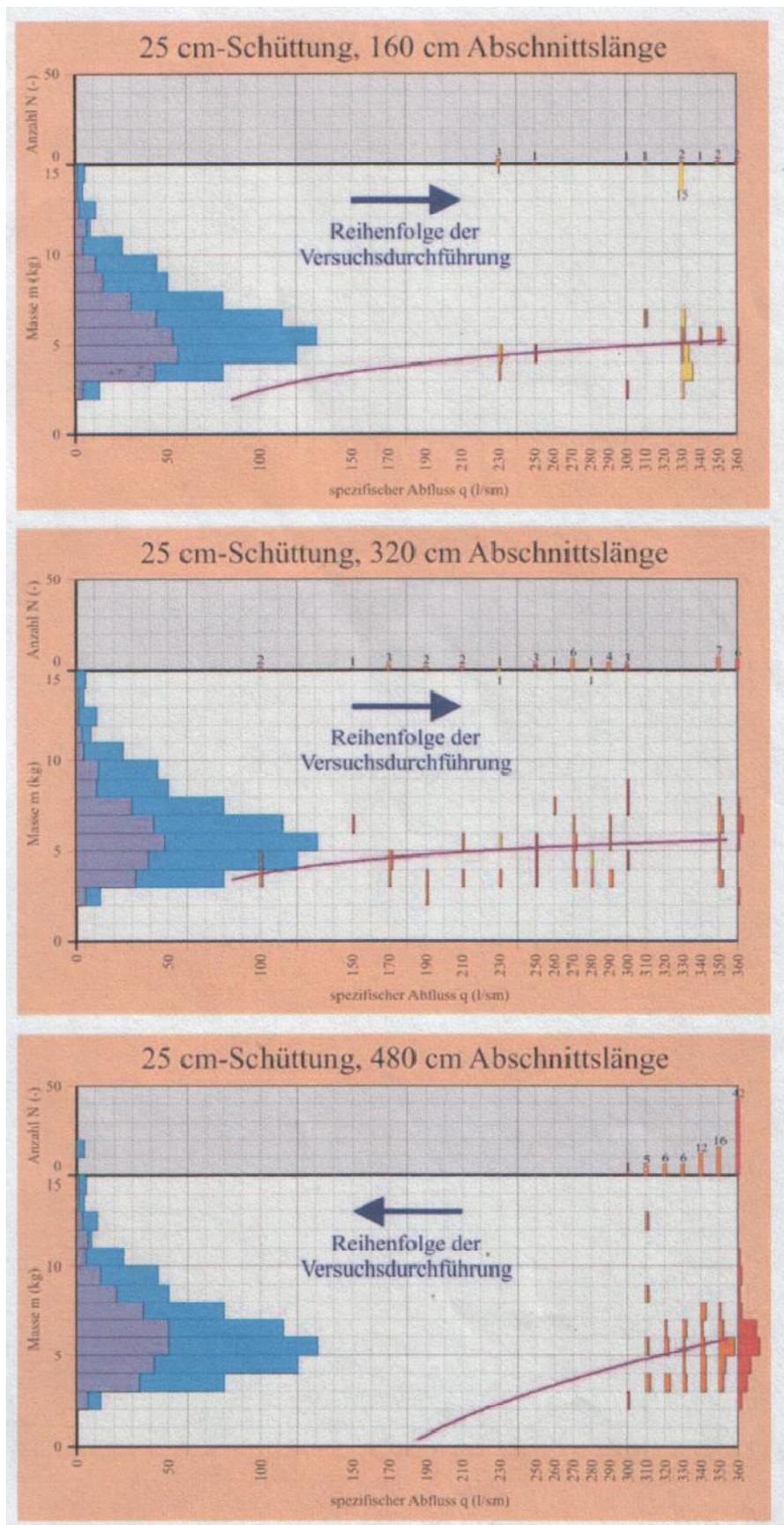


Abbildung 5.11: Masse –Häufigkeitsverteilungen der erodierten Steine bei der 25cm Schüttung [5]

Die Abbildung 5.10 und Abbildung 5.11 zeigen im unteren Abschnitt die Massenhäufigkeitsverteilungen der erodierten Steine als Histogramme aufgetragen über den spezifischen Abfluss q . Im oberen Abschnitt ist die Gesamtzahl der erodierten Steine für die jeweiligen Versuche dargestellt. Die blaue Farbe zeigt die Häufigkeitsverteilungen der insgesamt in die Versuchsrinne eingebauten Steine und violett die Häufigkeitsverteilungen der an der Oberfläche liegenden Steine.

Aus den Abbildungen können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

1. Die Anzahl der erodierten Steine bei gleichem Abflusses ist bei größeren Deckwerksstärken geringer und die Ursache hierfür sind die bereits angesprochenen größeren Druckschwankungen bei geringeren Deckwerksstärken.
2. Die Anzahl der erodierten Steine und die durchschnittliche Masse dieser Steine erhöhen sich mit steigendem Abfluss.
3. Die Überströmdauer spielt vor allen eine wichtige Rolle, wenn der Abfluss im oder über dem erosionskritischen Bereich liegt, denn mit zunehmender Zeit nimmt auch die Anzahl der erodierten Steine zu.

5.5 Vorhandene Formeln :

Für die Ermittlung der erforderlichen Steingröße wurden von mehreren Autoren für die unterschiedlichen Anwendungsbereiche Bemessungsansätze entwickelt. Die Kenngröße zur Beschreibung der Deckwerksstabilität ist die erosionskritische, steinbezogene Froudezahl $Fr_{s,er}$.

$$Fr_{s,er} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot d_{s,er}^3}} \quad \text{Formel 5.9}$$

Mit : q: Spezifischer Abfluss [m³/sm]

g: Fallbeschleunigung [m/s²]

ρ = Dichte [kg/m³]

$d_{s,er}$ = Erosionskritischer Steindurchmesser für spezifischen Abfluss [m]

Im Folgenden werden einige gängige Bemessungsformeln vorgestellt, wobei empirisch ermittelte Gleichungen $Fr_{s,er}$ nicht direkt aus der Bemessungsgleichung hervorgehen.

- LINFORD/ SAUNDERS (1967): führten Versuche für die Böschungsneigung 1:5 bis 1:12,5 durch.

$$Fr_{s,er} = 6,54 \cdot \frac{1}{\sqrt{g}} \cdot \left(\frac{1,2}{P_C} \cdot \frac{C \cdot \tan \alpha}{P_{C1}} \right)^{5/3} \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)^{7/6} \cdot I_0^{-7/6} \quad \text{Formel 5.10}$$

Mit P_C : Packungsfaktor, P_C 1,2 f P_C für "Manual packing" für Steinschüttung und

$$P_{C1} = \left(\frac{6}{\pi} \cdot \frac{1}{N_V \cdot d_s^3} \right)^{2/3} \approx 1,6 \quad \text{und } N_V \text{ Anzahl die Steine m}^2 \text{ und C ist gleich 0,263}$$

- OLIVER (1973): vereinfachte die Gleichung von Linford/ Saunders 1967 für die Neigung steiler als 1:5 (gültig für Steinschüttung mit gebrochenem Steinmaterial):

$$Fr_{s,er} = \frac{0,235}{\sqrt{g}} \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)^{7/6} \cdot I_0^{-7/6} \quad \text{Formel 5.11}$$

- HARTUNG/ SCHEUERLEIN (1970):

Sie definierten eine erosionskritische Geschwindigkeit, bei der der Stein aus einem Deckwerk gelöst wird.

$$V_{er} = E \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \cdot \sqrt{d_s \cdot \cos \alpha} \quad \text{Formel 5.12}$$

Mit : V_{er} : Erosionskritische Fließgeschwindigkeit [m/s]

E : Stabilitätsfaktor = 1,2 in Übereinstimmung mit Isbash (1936)

σ : Lufteinmischungsfaktor

- KNAUSS(1979):

Knauss kombinierte den Stabilitätsansatz nach HARTUNG/SCHEUERLEIN mit der Strömungsgleichung nach SCHEUERLEIN und dem Ansatz für die hydraulische Rauheit $k=d_s/3$:

$$Fr_{S,er} = 5 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{\sigma_{er}} \cdot (\sigma_{er} - 1 + 1,3 \cdot \sin \alpha) \cdot \sqrt{\cos \alpha} \quad \text{Formel 5.13}$$

$$\sigma_{er} = 1,18 + 0,08 \cdot \varphi - 1,44 \cdot \sin \alpha$$

φ : Rauheitsparameter

- ROBINSON (1997):

Empirische Gleichung zur Bemessung von Steinschüttung:

$$d_{50} = \left(\frac{1}{I_0} \cdot (q \cdot \exp(11,2 - \frac{1,465}{\sqrt{I_0}})) \right)^{\frac{1}{1,405+0,23}} \quad \text{Formel 5.14}$$

Mit d_{50} : Mittlerer Steindurchmesser der Schüttung [mm]

Der Anwendungsbereich beschränkt sich auf die Modelle zugrundegelegten Gegebenheiten Steinschüttung:

$\rho_s \approx 2600 \text{ kg/m}^3$; $C_U = d_{60}/d_{10} = 1,5 \text{ bis } 1,7$ Schüttdicke $2 d_{50}$ und Sohlgefälle: 1:2,5 bis 1:10

- ABT/JOHNSON (1991):

Die empirische Gleichung zur Bemessung von Steinschüttung :

$$d_{65} = 0,595 \cdot I_0^{0,43} \cdot q^{0,56} \quad \text{Formel 5.15}$$

Mit d_{50} : Mittlerer Steindurchmesser der Schüttung [m]

I_0 : Sohlgefälle

q Spezifischer Abfluss bei ersten Steinumlagerung [$\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$]

$\rho_s \approx 2600 \text{ kg/m}^3$; $C_U = d_{60}/d_{10} = 1,5$ bis $1,7$ Schüttdicke $2 d_{50}$ und Sohlgefälle : 1: 5 und Schüttdicke 1,5 -3

- KNIEß (1983) :

$$Fr_{S,er} = \frac{0,784}{\sqrt{g}} \cdot (k_n \cdot k_p \cdot k_t)^{-5/4} \cdot \sin \alpha^{-3/4} \quad \text{Formel 5.16}$$

Mit : k_n Korrekturfaktor für die Neigung des Deckwerks

k_p Korrekturfaktor für die Trockenrohddichte

k_t Korrekturfaktor für die Verringerung des Steingewichts

- WHITTAKER/JÄGGI (1986):

Die Autoren führten kleinmaßstäbliche Versuche ($d_{65} < 2,4 \text{ cm}$) an Blocksteinrampen mit Sohlgefällen zwischen $I_0 = 1:4$ und $1:13,3$ durch. Sie stellen einen fließenden Übergang in der Stabilität von Steinschüttung zu Steinsatz fest [7].

$$Fr_{S,er}(d_{65}) = 0,257 \cdot I_0^{-7/6} \quad \text{Formel 5.17}$$

Mit d_{65} Steingröße, die von 65% der Steine nach Gewicht unterschritten wird ($d_s \approx 1,06 \cdot d_{65}$)

WHITTAKER/JÄGGI (Formel 5.18) dagegen führen an, dass der Übergang von lockeren zur dichten Bauweisen (von Steinwurf zu Steinsatz) nicht klar definiert werden kann [7].

5.6 Vergleich der Formeln :

Die vorhandenen Bemessungsformeln können nach Gruppen eingeleitet werden, denen dieselben Stabilitätsansätze bzw. Fließgesetze zugrunde liegen und die zu sehr ähnlichen Ergebnissen führen. Je nach den berücksichtigten Einflussgrößen unterscheiden sich diese Gleichungen lediglich durch die hierfür eingeführten Parameter. Einen Überblick über die von verschiedenen Autoren verwendeten Kombinationen von Fließgesetz und Stabilitätsansatz vermittelt die Tabelle 5.1, in der auch die zugehörige Art des Deckwerks angegeben ist.

<u>Fließformel</u>	<u>Stabilitätsansatz / maßg. Belastungsgröße</u>	<u>Autoren</u>	<u>Anwendung (Art des Deckwerks)</u>
Brahms - de Chezy, Strickler	kritische Schubspannung / τ_{cr}	Schocklitsch Platzer Whittaker/Jäggi	bewegliche Sohlen von Fließgewässern (Beginn Geschiebetransp.) Steinsatz lockerer Steinsatz
Brahms - de Chezy, Strickler	Einzelstein / τ_{cr}	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 / q_{cr}	Abt et al.	Steinschüttung

Tabelle 5.1: Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für überströmbare Deckwerke [3]

In der Tabelle 5.1 werden die wichtigsten Bemessungsgleichungen mit den geltenden Randbedingungen zusammengestellt. Die spezifischen Abflüsse bei Erosionsbeginn sind – wo möglich – in der üblichen dimensionslosen Form als steinbezogene Froude – Zahl Fr_s angegeben [3]:

$$Fr_s = \frac{q}{\sqrt{g \cdot d_s^3}}$$

Formel 5.18

Bei der Auswertung der Tabelle 5.1 wird deutlich, dass die vorhandenen Formeln in der Mehrzahl für flache Neigungen $\cot \alpha > 4$ entwickelt wurden. Die wenigen Bemessungsformeln für die steilen Gefälle basieren nicht auf Modellversuchen. Da bei der Ableitung von Bemessungsformeln aufgrund der komplizierten Strömungsverhältnisse und Lagerungsbedingungen z.T. weitgehende Idealisierung und Vernachlässigungen vorgenommen werden müssen, ist die Gültigkeit dieser Gleichungen im Wesentlichen auf die in der (Tabelle 5.2) angegebenen Versuchsbedingungen und damit auf flache Gefälle beschränkt [5].

Bemessungsformeln	Erläuterungen
Schocklitsch (1950) $Fr_{s,cr} = \frac{0,26}{\sqrt{g}} \cdot (S-1)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	$S = \rho_s / \rho_w$ (s. auch andere Formeln)
Linford / Saunders (1967) $r_{s,cr} = \frac{7,97}{\sqrt{g}} \left[\frac{1,2}{P_c} \cdot \frac{0,263 \tan \varphi'}{P_{cl}} \cdot (S-1) \right]^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	$P_c = 1/(N \cdot d_s^2)$ $P_c \leq 1,2$, Packungsfaktor (Gl. (2.8)) $P_{c1} = (6/\pi \cdot 1/(N_V \cdot d_s^3))^{2/3}$ $P_{c1} \approx 1,6$ (gebr. Granit), $P_{c1} \approx 1,47$ (Kies) N_V ... Anzahl der Steine pro m^3 (bei Steinschüttung)
Olivier (1967) $Fr_{s,cr} = \frac{0,235}{\sqrt{g}} \cdot (S-1)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	Der Faktor 0,235 [$m^{1/2}/s$] gilt für gebrochene Steine, bei Kies ist er durch 0,19 zu ersetzen.
Stephenson (1979) $Fr_{S,cr} = \frac{0,27 \cdot [(1-n) \cdot (S-1) \cdot \cos \alpha \cdot (\tan \varphi' - \tan \alpha)]^{5/3}}{n^{1/6} \cdot \tan \alpha^{7/6}}$	n ... Hohlraumanteil der Steinschüttung
Hartung / Scheuerlein (1970) $Fr_{s,cr} = 5 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{(S-1)}{\sigma}} \cdot (\sigma - 1 + 1,3 \cdot \sin \alpha) \cdot \sqrt{\cos \alpha}$	$\sigma = \rho_{wL} / \rho_w$ $\sigma \leq 1,0$, Luftgehaltparameter (Berechnung nach Gleichung (2.25))
Knauss (1981) $Fr_{s,cr} = 1,1 + \frac{0,09}{\sin \alpha} + \Phi \cdot \left(0,675 - \frac{0,02}{\sin \alpha} \right)$	Φ ... Rauheitsparameter nach Scheuerlein (Gl. (2.9))
Platzer (1983) $Fr_{S,cr} = 4,38$	gilt für Blocksteinrampen aus Steinsatz mit: $\cot \alpha = 10$, $\rho_s = 2.700 \text{ kg/m}^3$, Rampenhöhe $\leq 7 \cdot k_m$
Whittaker / Jäggi (1986) $Fr_{s,cr} = 0,257 \cdot (S-1)^{1/2} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	$Fr_{S,cr} = q / \sqrt{g \cdot d_{65}^3}$ d_{65} ... maßgebende Korngröße $d_s \approx 1,06 \cdot d_{65}$
Abt (1991) $q_{cr} = \frac{1}{1,35} \cdot 3,416 \cdot d_s^{1,786} \cdot (\sin \alpha)^{-0,768}$	q_{cr} in [m^3/sm] d_s in [m]
Hassinger (1991) $\frac{v_{cr}}{\sqrt{(S-1)gd_s}} = \frac{2,44}{1 + 0,04\Theta'} \sqrt{\frac{\tan \beta - \rho_s / \Delta \rho \cdot \tan \alpha}{1 + 0,75 / \cos \beta + 0,6 \tan \beta}}$	Θ' ... Parameter der turbulenten Steinbeanspruchung $\Theta' = \sqrt{\frac{\Delta \rho \cdot g}{\rho_s \cdot d_s \cdot \varphi_{zul}}} \cdot \frac{\Theta}{f_{\Theta}}$ Θ ... Turbulenzparam. aus Modellmess. mit $P_{\Theta}(\Theta) = 1\%$, ($\Theta \approx 0,95 \dots 2,5$) φ_{zul} ... zulässiger Bewegungswinkel der Steine, ($\varphi_{zul} = \pi/8$) f_{Θ} ... mittlere Frequenz der Steinbelastung, $f_{\Theta} = \frac{Sr \cdot v}{h}$ ($Sr \approx 0,66$, v und h aus hydraul. Berechnung)
nach Knieß (1983) $Fr_{S,cr} = \frac{0,784}{\sqrt{g}} \cdot (k_n \cdot k_p \cdot k_i)^{-5/4} \cdot \sin \alpha^{-3/4}$	s. Anlage 3

Tabelle 5.2: Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für überströmbare Deckwerke [3]

In den Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13 sind die oben genannten Bemessungsformeln für ihren jeweiligen Gültigkeitsbereich graphisch dargestellt. Die Auswertung erfolgt aufgrund der sehr unterschiedlichen Stabilität der Deckwerksarten für Steinsatz und Steinschüttung getrennt. In den folgenden Diagrammen sind die Bemessungskurven sowie die Ergebnisse von Versuchen zur Bestimmung der steinbezogenen Froude- Zahl beim Bruch des Deckwerks als $Fr_{S,er} = f(\tan \alpha)$ dargestellt.

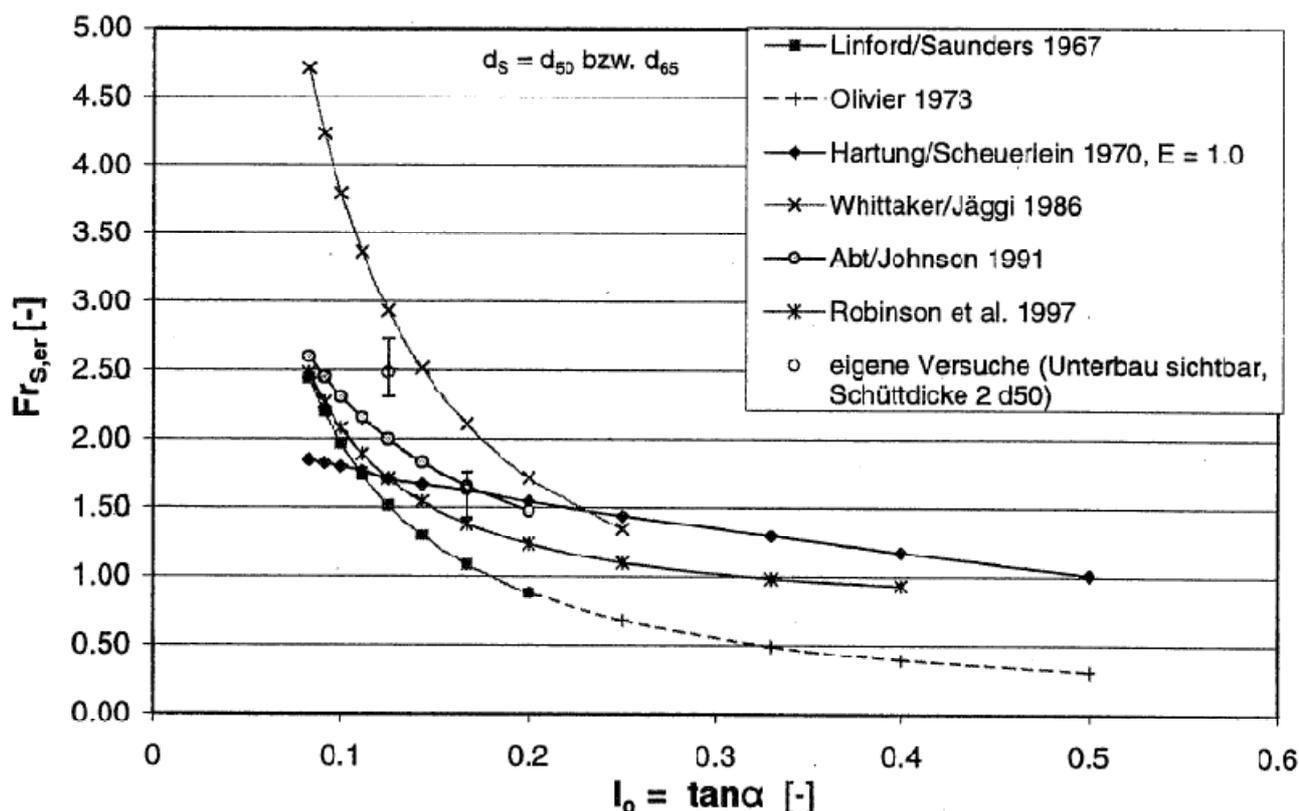


Abbildung 5.12: Erosionskritische steinbezogene Froudezahl für Steinschüttung [7]

Bei LINFORD/ SAUNDERS (1967) und HARTUNG /SCHEUERLEIN (1970) geht die Packungsdichte der Steine durch den Ansatz von P_c und ϕ in die Berechnung ein. Die Bemessungskurven von Hartung/Scheuerlein und Linford/ Saunders weisen vergleichsweise geringe Differenzen sowohl untereinander als auch mit den Versuchswerten auf (Abbildung 5.12 und Abbildung 5.14).

WHITTAKER/JÄGGI (Formel 5.17) führen dagegen an, dass der Übergang von lockeren zur dichten Bauweisen (von Steinwurf zu Steinsatz) nicht klar definiert werden kann [5]. Die Abweichung der berechneten Werte zu den Versuchsergebnissen von Olivier und WHITTAKER/JÄGGI nehmen bei den Steinschüttungen mit zunehmendem Gefälle ab.

Für die rein empirische Gleichung für Steinschüttung nach ABT/JOHNSON (1991) und ROBINSON (1997) ist die steinbezogene Froude-zahl unabhängig von den hydraulischen Randbedingungen (Abbildung 5.12).

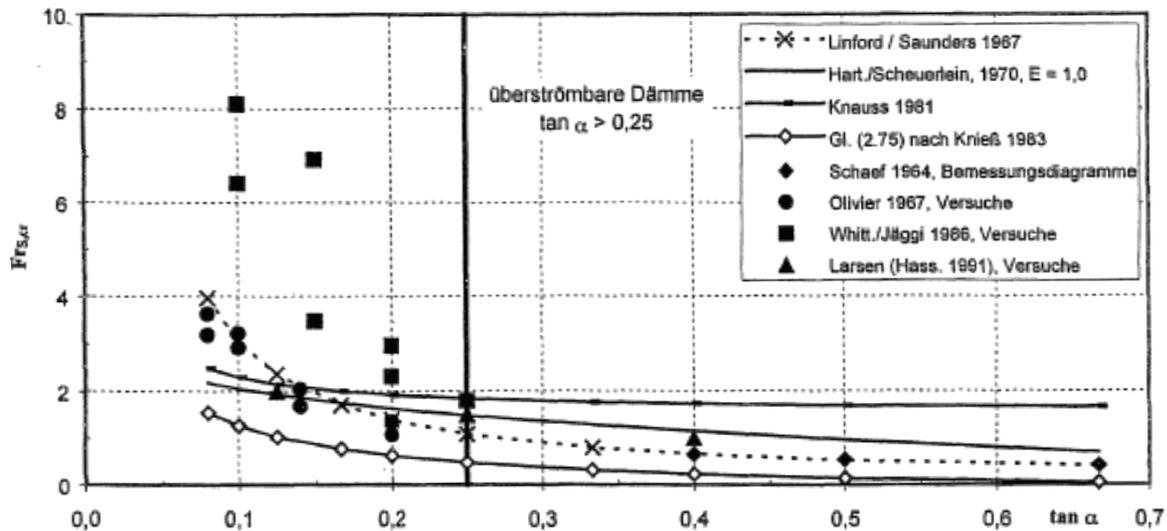


Abbildung 5.13 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für Steinwurf [3]

Neigung $\tan \alpha \geq 0,2$ $\varphi = 40^\circ$ $P_C = 1,2$, $P_C = 2,65 \text{ kg/m}^3$

Die Gleichung von Knauss 1979 gilt nur für flache Neigungen daher darf - wie die zu hohen Werte bei steilen Gefällen belegen -im interessierenden Bereich mit $\tan \alpha > 0,25$ nicht angewendet werden [5].

Bemerkenswert ist die sehr gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse von SCHAEFF (1964) und Larsen mit der Kurve nach Linford/ Saunders im Bereich steiler Neigungen ($0,4 < \tan \alpha < 0,67$) (Abbildung 5.13).

Die unter Verwendung der Stabilität von KNIEß (Formel 5.16) abgeleitete Formel ergibt bei allen Neigungen niedrigere als die gemessenen kritischen Froude- Zahlen (Abbildung 5.13). Für eine Vorbemessung auf die sichere Seite empfiehlt es sich jedoch die Formel nach KNIEß mit dem einfachen Bemessungsdiagramm auszuarbeiten.

Die Bemessungsansätze nach dem Leitfaden der LfU von 1997 und 2004 werden in der Abbildung 5.14 miteinander verglichen. Bei der Bemessung nach dem neuen Leitfaden von 2004 wurde dabei angenommen, dass die Steinschüttung wegen einer Begrünung nicht durchströmt wird und daher kein Wasser durch das Deckwerk abfließen kann. Die Bemessungskurven in der Abbildung 5.14 zeigen, dass die Bemessung nach dem Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der LfU von 2004 deutlich geringeren zulässigen Abflüsse ergibt als nach dem alten Leitfaden (1997).

Im Mittel beträgt der zulässige spezifische Abfluss über ein gegebenes Deckwerk nach LfU (2004) nur noch ein Drittel des Wertes nach LfU (1997). Bei Steinschüttungen liefern die vorhandenen Bemessungsformeln auch bei steilen Neigungen ($1:1.5$ bis $1:2.5$ oder $0.4 < \tan \alpha < 0.67$) brauchbare Ergebnisse, so dass sie für die Dimensionierung steilen geneigter Deckwerke verwendet werden können ($1:8$ bis $1:10$). Allerdings werden beim Grenzen die Böschungsneigungen entspricht die geringen zulässigen Abflüsse und die nur begrenzt mögliche Schubkraftübertragung schränken jedoch die Anwendungsmöglichkeiten dieses Deckwerkstyps insbesondere auf steilen Böschungen stark ein [3].

**Steinschüttung – Vergleich der Bemessungsansätze
nach LfU (1997) und LfU (2004)**

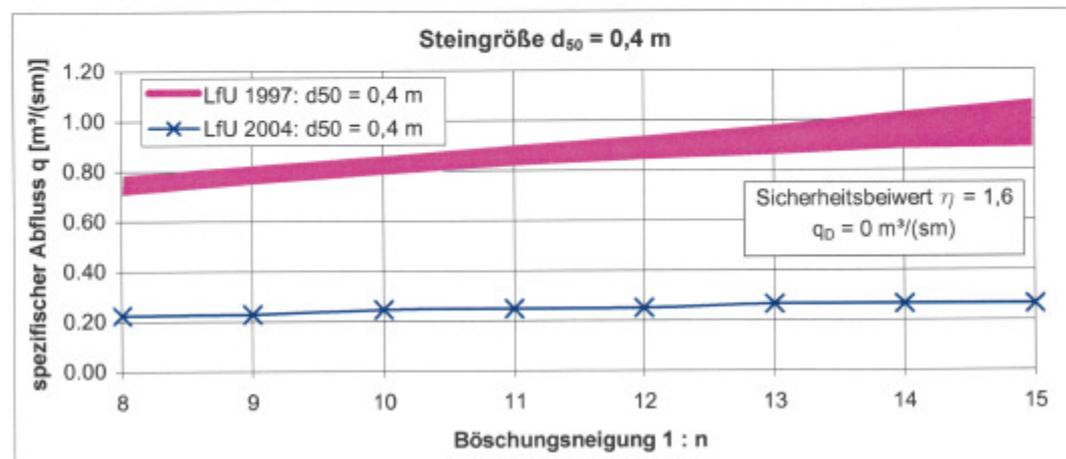
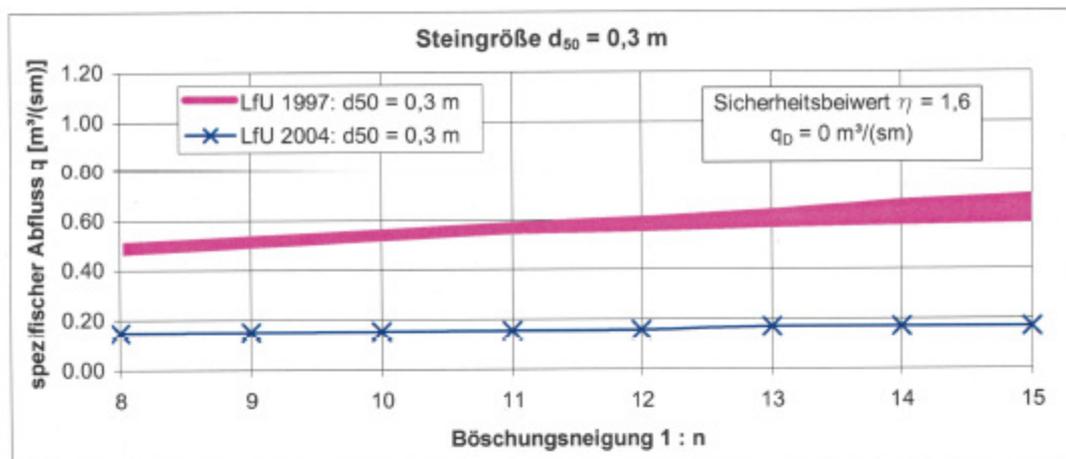
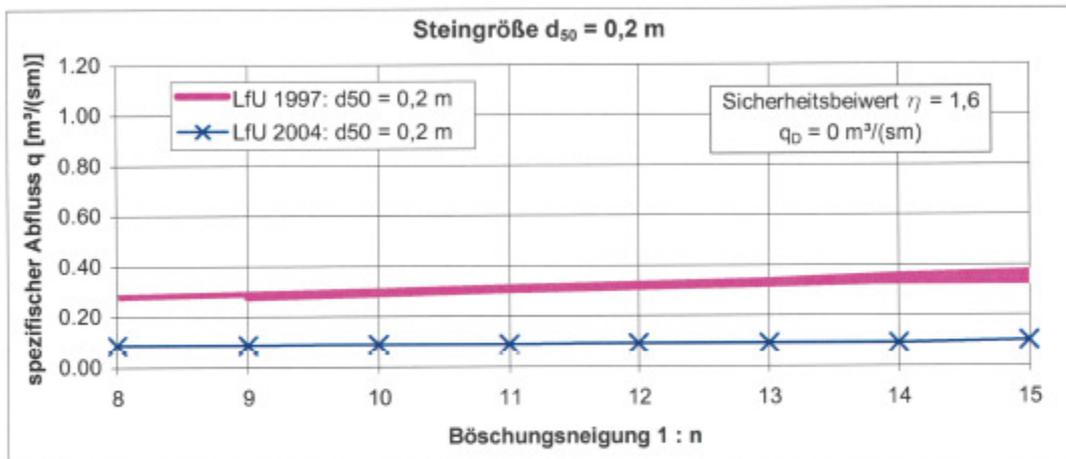


Abbildung 5.14 : Steinschüttung– Vergleich der Bemessungsansätze nach LfU (1997) und LfU (2004) [6]

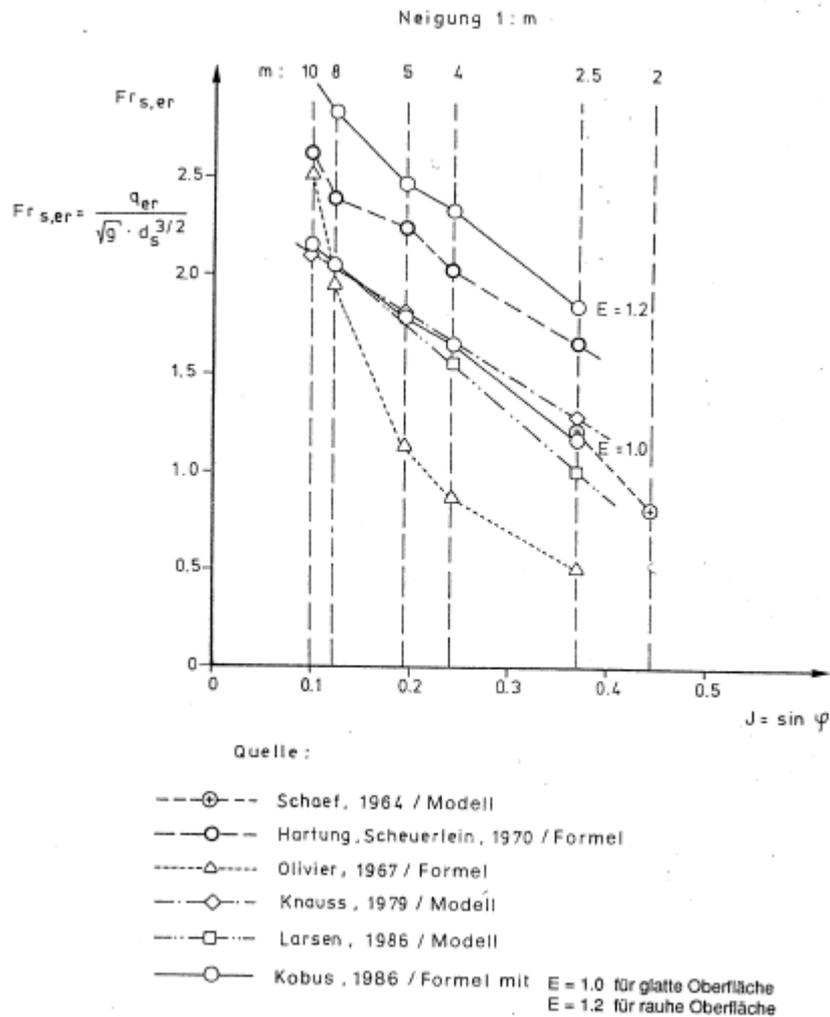


Abbildung 5.15: Vergleich der Bemessungsansätze nach verschiedenen Autoren für eine Steinschüttung für verschiedene Neigungen der Überflutungsstrecke von Kobus 1986 [18]

Die Abbildung 5.15 zeigt, dass der gleichwertige Durchmesser der nach HARTUNG/SCHEUERLEIN nicht identisch mit dem mittleren Durchmesser d_m nach Schaefer (gestrichelte Linie) übereinstimmt. KOBUS (1986) erzielt die höchste Froudezahl für verschiedene Neigungen der Überflutungsstrecke. Bei höheren Froude-zahlen droht Instabilität, bei niedrigeren besteht Stabilität.

5.7 Praktische Anwendung :

An Hand eines Beispiels werden die Bemessungsformeln von LINFORD/SAUNDERS1967 & OLIVIER 1973, WHITTAKER/ JÄGGI und KNAUSS 1991 angewendet und die Ergebnisse verglichen und dargestellt.

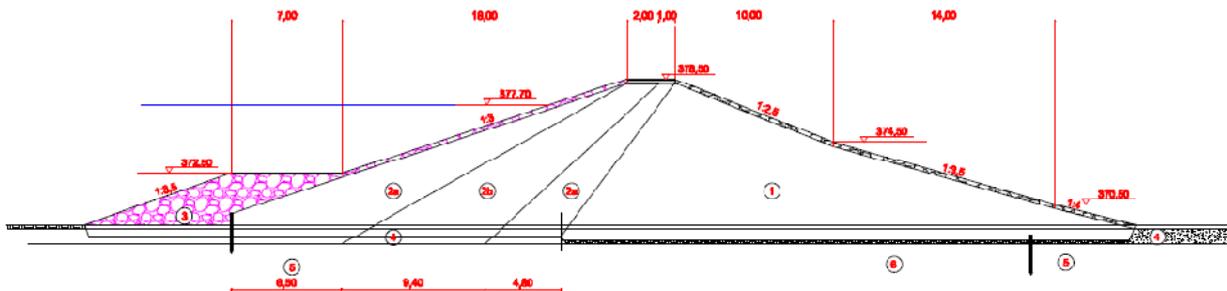


Abbildung 5.16: Dammquerschnitt

5.7.1 Variation der Böschungsneigung :

$I_0 = \tan \alpha$	WHITTAKER JÄGGI	LINFORD	OLIVIER	KNAUSS
0,08				
0,09				
0,10	1,86	1,75		1,57
0,11	1,80	1,65		1,50
0,12	1,73	1,60		1,42
0,13	1,68	1,51		1,37
0,14	1,62	1,46		1,32
0,15	1,57	1,42		1,28
0,16	1,38	1,38		1,21
0,18	1,30	1,32		1,16

$l_0 = \tan\alpha$	WHITTAKER JÄGGI	LINFORD	OLIVER	KNAUSS
0,20	1,2		1,44	1,12
0,24	1,13		1,30	1,05
0,25			1,27	1,03
0,33			1,16	0,95
0,50			0,87	0,80
0,60				

Tabelle 5.3: gerechnete Werte für $Fr_{s,er}$ nach WHITTAKER, LINFORD und OLIVER für verschiedene Neigungen

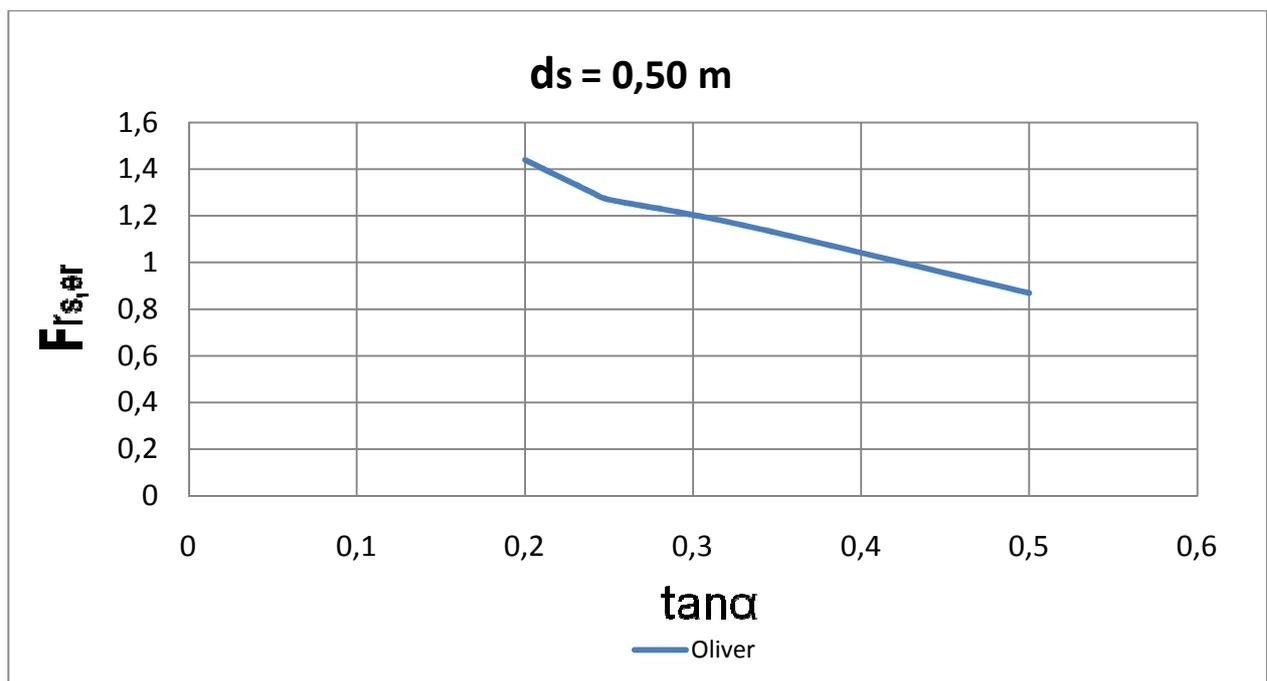


Abbildung 5.17: Bemessungskurve $Fr_{s,er} = f(\tan\alpha)$ $ds = 0,50$ m (OLIVIER)

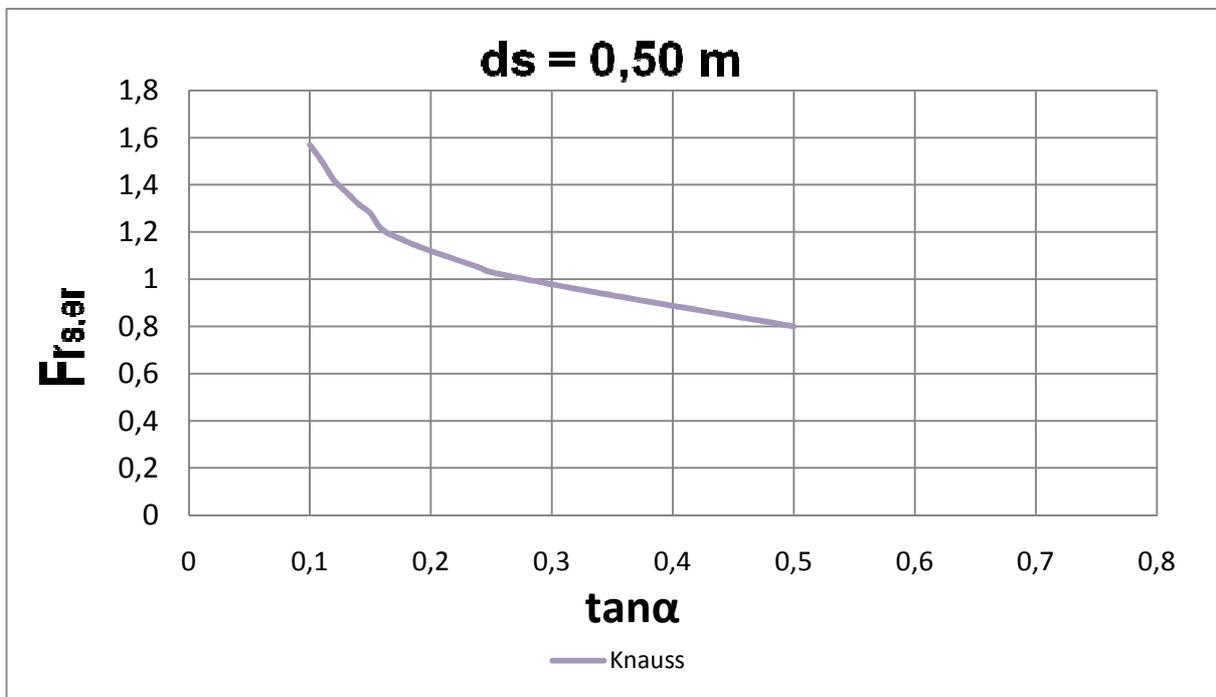
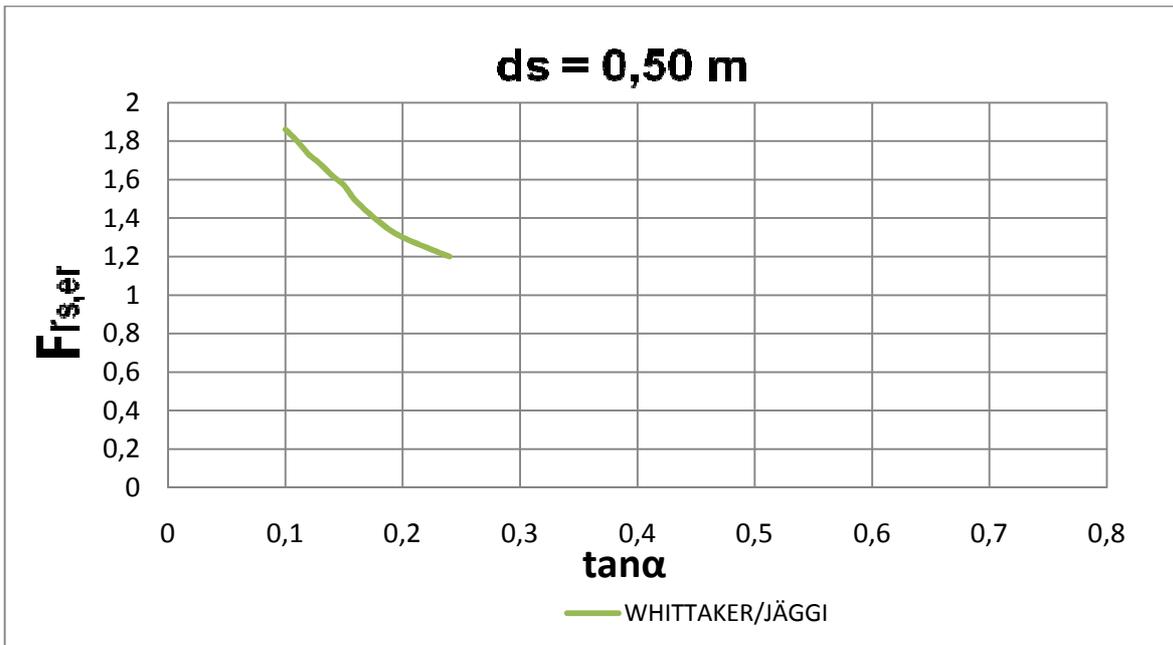


Abbildung 5.18: Bemessungskurven $F_{r,s,er} = f(\tan \alpha)$ $ds = 0,50$ m (WHITTAKER/ JÄGGI und Knauss)

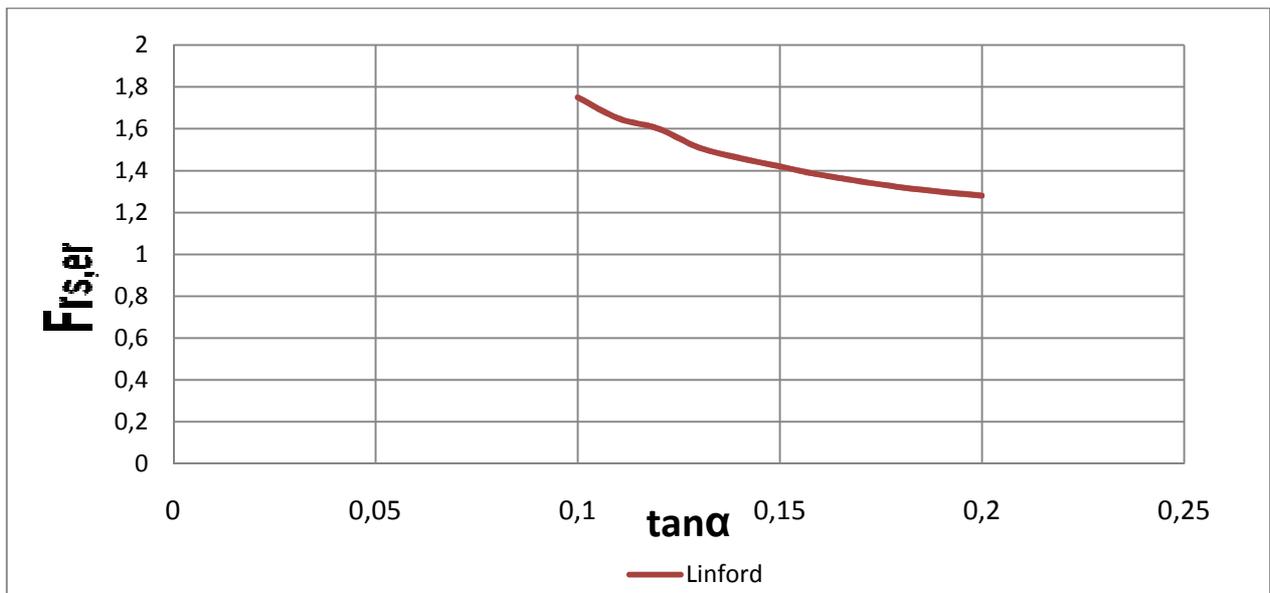


Abbildung 5.19: Bemessungskurven $Fr_{s,er} = f(\tan \alpha)$ $ds = 0,50$ m (Linford)

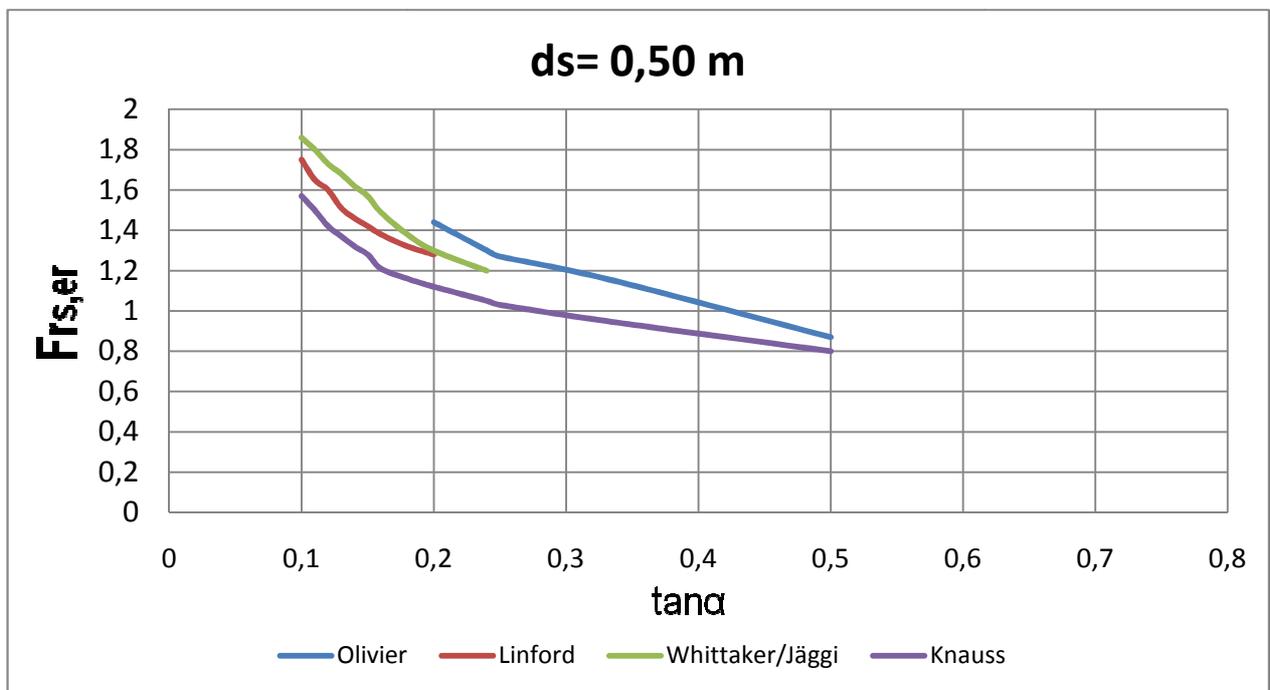


Abbildung 5.20: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Fr_{s,er} = f(\tan \alpha)$ für Steinwurf $ds = 0,50$ m, $\rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$

5.7.2 Variation der Durchflüsse :

$I_0 = \tan \alpha$	WHITTAKER JÄGGI	LINFORD	OLIVER	KNAUSS
0,08				1,77
0,09				1,65
0,10	2,06	1,85		1,52
0,11	1,98	1,75		1,47
0,12	1,88	1,64		1,45
0,13	1,82	1,59		1,41
0,14	1,77	1,56		1,38
0,15	1,69	1,48		1,32
0,16	1,58	1,42		1,26
0,18	1,47	1,38		1,20
0,20	1,36	1,33	1,81	1,16
0,24			1,75	2,74
0,25			1,70	1,07
0,33			1,56	0,98
0,50			1,42	2,88
0,60				
0,68				

Tabelle 5.4: Bemessungsabflüsse auf überströmbaren Deckwerken aus Steinschüttung der Versuche für vier Autoren $Fr_{s,er} = f(\tan\alpha)$ für Steinwurf $d_s = 0,50$ m und $0,50 \leq q \leq 6,80$ [m³/s,m].

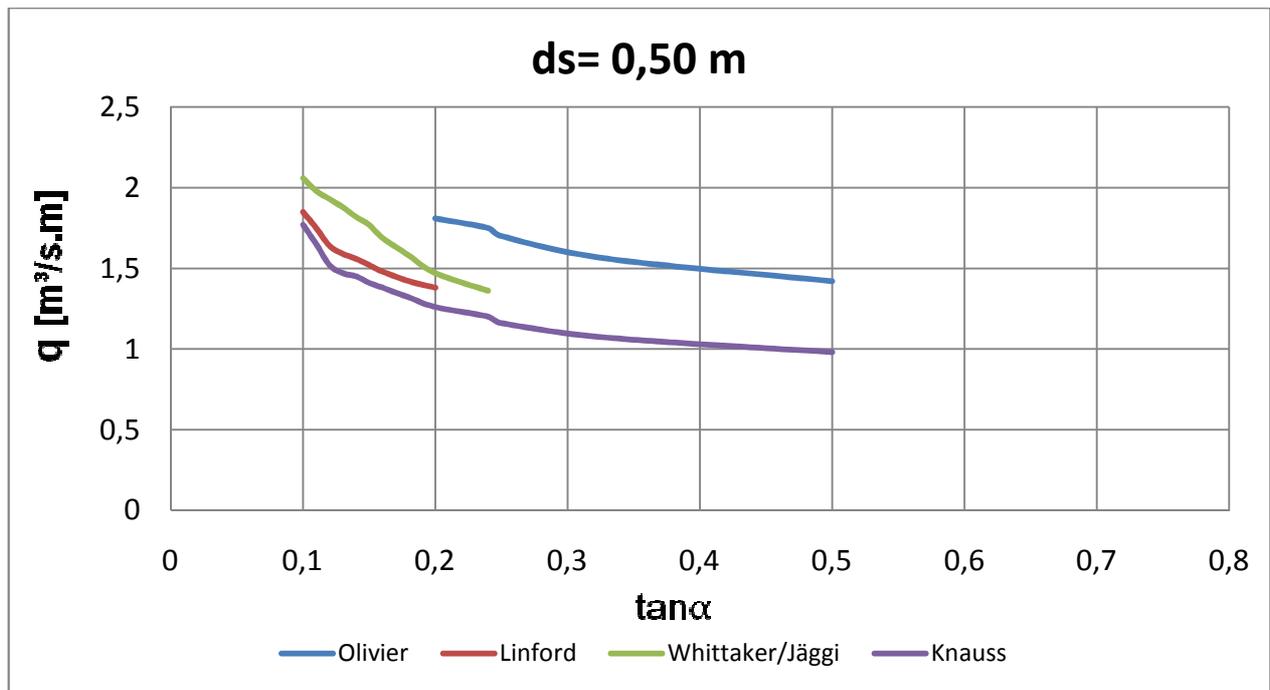


Abbildung 5.21: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Fr_{s,er} = f(\tan \alpha)$ für Steinwurf $ds=0,50$ m, $\rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$ von Tabelle 5.5.

5.8 Zusammenfassung :

Für Deckwerke aus regelmäßigen Steinen gibt es Bemessungsformeln zur Ermittlung des Reibungsbeiwerts und zur Abschätzung der hydraulischen Rauheit. Der rechnerische Abflussanteil innerhalb des Deckwerks ist bei einlagigen Deckwerken für die Ermittlung der hydraulischen Kenngrößen vernachlässigbar.

Diese Bemessungsformeln liefern auch bei steilen Neigungen brauchbare Ergebnisse, so dass sie für die Dimensionierung steilgeneigter Deckwerke verwendet werden können. Die geringen zulässigen Abflüsse und die nur begrenzt möglichen Schubkraftübertragen schränken jedoch die Anwendungsmöglichkeiten auf steilen Böschungen- insbesondere für ($0.4 \leq \tan\alpha \leq 0.67$)- stark ein.

Für die Steinschüttung weisen die Bemessungskurven von HARTUNG/ SCHEUERLEIN (1968) und LINFORD/SAUNDERS (1967) (Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13) vergleichsweise geringe Differenzen sowohl untereinander als auch mit den Versuchswerten auf. Bemerkenswert ist die sehr gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse von SCHAEF und LARSEN mit der Kurve nach LINFORD/SAUNDERS (1967) im Bereich steiler Neigungen ($0.4 \leq \tan\alpha \leq 0.67$) (Abbildung 5.22).

Die Ergebnisse nach KNAUSS (1981) belegen, dass unter Verwendung dieses Bemessungsansatzes höhere $Fr_{S,er}$ und q [$m^3/s.m$] für ein Deckwerk aus Steinschüttung erreicht werden (Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13). Deshalb liegt man mit der Bemessungsformel nach Knauss ($d_s = 0,40m$ und $0,50 m$) (Formel 5.13) auf der sicheren Seite. Bei der Bestimmung des erforderlichen Steindurchmessers erhält man unter der Annahme von gleichen hydraulischen Rauheiten eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse nach HARTUNG/ SCHEUERLEIN (1970) und der Vereinfachung nach KNAUSS (1979).

Der Berechnungsansatz nach WHITTAKER/ JÄGGI (1986) wurde anhand von Modelluntersuchungen unter Einbeziehung von Erfahrungen aus dem hydraulischen Versagen ausgeführter Deckwerkbauwerke hergeleitet. Sie liefern im interessierenden Gefällbereich ähnliche Werte wie die für übersträmbare Dämme relevanten Ansätze nach HARTUNG/ SCHEUERLEIN (1968). Die Abweichung der berechneten Werte zu den Versuchsergebnissen von WHITTAKER/ JÄGGI (1986) nehmen bei den Steinschüttungen mit zunehmenden Gefällen ab (Abbildung 5.23).

6 Steinsatz :

6.1 Allgemein :

Hier werden Steine im Unterschied zum Steinwurf einlagig auf einer Filterkiesschicht oder einem Geotextil angeordnet. Die Steine können sowohl regelmäßig als auch unregelmäßige Formen aufweisen. Zumindest bei den unregelmäßigen Steinformen erscheint eine Verfüllung der Zwickel zwischen den einzelnen Steinen sinnvoll zu sein (Abbildung 6.1).

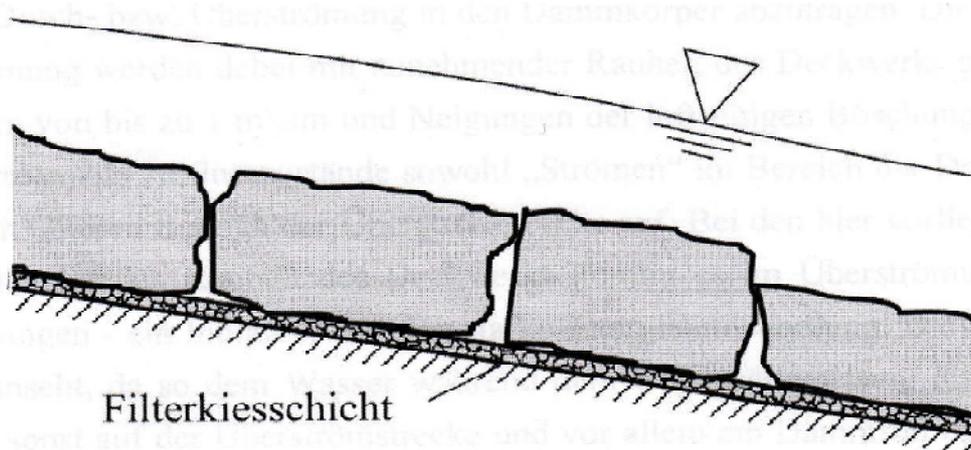


Abbildung 6.1: Steinsatz aus unregelmäßigen und plattigen Steinen(Prinzipskizze) [5]

6.2 Eigenschaften :

Ein Steinsatz ist eine Bodenabdeckung mit runden oder kantigen Steinen mit Durchmessern von 100- 300 mm. Im Unterschied zum Steinwurf besteht der Steinsatz aus einer Lage annähernd gleich großer Steine, die mit ihrer größten Abmessung senkrecht zur Böschungsebene, möglichst dicht aneinander, gesetzt werden. Dem genauen Versetzen eines Steinsatzes muss bei entsprechendem Arbeitsaufwand eine sehr hohe Bedeutung beigegeben werden. Die Festigkeit des ganzen Steinsatzes ist nur so hoch wie die Festigkeit des schwächsten Gliedes, nämlich eines ungenau gesetzten Steines. Kann ein sorgfältiges Versetzen der Steine nicht gewährleistet werden, ist die Stabilität nur einer Steinschüttung erreichbar. Die erhöhte Belastbarkeit entsteht durch die gegenseitige Verkeilung und Verklammerung der Steine, so dass für die Stabilität nicht nur das Gewicht des Einzelsteines maßgebend ist.

Infolge der Verklammerung ergibt sich ein völlig anderes Bruchverhalten im Vergleich zur Steinschüttung. Bei Erreichen der Belastungsgrenze erfolgt ohne vorhergehende Umlagerung ein plötzlicher Bruch und folglich das Versagen der gesamten Sicherung.

Der Steinsatz ist wie die Steinschüttung von der Neigung abhängig. Bei flacher Neigung ($\tan\alpha < 0.10$) können die Hangsabtriebskräfte allein durch Reibung übertragen werden. Bei steileren Neigungen muss ein Teil dieser Schubkräfte innerhalb des Steinsatzes von einem unteren Querriegel aufgenommen werden.

6.3 Standsicherheit :

Bei der Dimensionierung eines Steinsatzes sowie bei der Gestaltung des Steinsatzes ist den möglichen Versagensarten Rechnung zu tragen. Hierzu gehören insbesondere

- Bruch des Deckwerks durch Herauslösen einzelner Steine (Erosion)
- Abgleiten des gesamten Deckwerks; Des Deckwerk gleitet als Ganzes auf der Filterschicht ab.
- Ausbrechen des Deckwerks; starke Horizontal- und Liftkräfte im Deckwerk führen zu einem Ausbrechen mehrerer Deckwerkselemente.

Im überströmten Steinsatz führt der Verlust einzelner Steine nicht zwangsläufig zum Versagen des Deckwerks. In der Stabilitätsbetrachtung ist die Anrechnung zulässiger Steinverluste (Verlustansatz) gerechtfertigt. Mit der erstmaligen Überströmung eines Steinsatzes entsteht eine Längskraft im Deckwerk, die eine teilweise Umlagerung der böschungparallelen Gewichtskraftkomponente auf die Fußrichtung bewirkt. Während der hydraulischen Belastung wirken gleichzeitig antreibende Strömungskräfte und stabilisierende Stützkräfte am Deckwerkstein. Nach Abschluss der Überströmung verbleibt eine Längskraft im Deckwerk, auch im trockenen Zustand wird ein Teil der Gewichtskraft des Deckwerks durch die Fußstützung aufgenommen. Der kritische Bereich für den Erosionsbeginn befindet sich kurz oberhalb des Belüftungsbeginns in der Zone des beschleunigten unbelüfteten Abflusses. Die hier auftretenden Fließgeschwindigkeiten sind wichtig für Erosionssicherheit des Deckwerks.

6.4 Bemessungsformel :

Für die Dimensionierung überströmbarer Deckwerke stehen verschiedene Bemessungsformeln zur Verfügung, die zumeist für den Bereich ($\cot\alpha > 4$ α = Sohlgefälle) entwickelt wurden wobei, diese nur zum Teil durch Modellversuche belegt sind. Die beschränkte Gültigkeit der vorhandenen Formeln für flache Böschungsneigungen und die daraus resultierenden Anwendungsgrenzen für flache Böschungsneigung und daraus resultierenden Anwendungsgrenzen für diese Bauweise waren Veranlassungen für einen Weiterentwicklung der Dimensionierungsgrundlagen. Bisher fehlte eine Bemessungsgleichung speziell für den Gefällebereich $\cot\alpha < 4$, die die speziellen Strömungsbedingungen beim Abfluss über steile und- vor allem bei Deckwerken aus Steinsatz – die stabilisierende Wirkung der Längskraftabtragung im Deckwerk berücksichtigt [3].

Somit wurde die Ausarbeitung einer Beziehung zur Dimensionierung überströmter Deckwerke zum Ziel gesetzt, wobei die Ergebnisse früherer Arbeiten für den Neigungsbereich $\cot\alpha \leq 4$ entsprechend genutzt und ergänzt werden sollten. Die Untersuchungen wurden für Deckwerke aus Steinsatz bei steilen Böschungsneigungen durchgeführt. Es waren insbesondere die maßgebende hydraulische Belastung im Überflutungsbereich und die stabilisierenden Kräfte infolge der Längskraftabtragung am Einzelstein zu ermitteln.

Die Material- und Rauheitsparameter des Deckwerks wurden anhand von Stichproben und Probesteinsätzen ermittelt. Für die Berücksichtigung eines Verlustansatzes in der Stabilitätsbetrachtung konnten in hydraulischen Modellversuchen zulässige Steinverluste vor dem Versagen des Deckwerks bestimmt werden. Die meisten der aufgeführten Formeln sind in der einschlägigen Literatur wiederholt erläutert und miteinander verglichen worden (PLATZER (1983), KOBUS (1986), HASSINGER (1991) KNAUSS (1979). Vielmehr sollen mit der Aufstellung in Tabelle 6.1 die zugrundeliegenden Stabilitätsansätze sowie Anwendungsbereiche diese Formeln aufgezeigt werden [7].

Bemessungsformeln Autoren, kritische Größen bei Erosionsbeginn ($Fr_{s,er}$, q_{er} , v_{er})	Stabilitäts- ansatz (τ_{er} oder v_{er})	Anwendung (Gefälle, Bauwerk)	Versuchsbedingungen		
			Gefälle [cot α]	Steingröße d_s [cm]	Abfluß Q bzw. q
Schocklitsch (1950) $Fr_{s,er} = \frac{0,26}{\sqrt{g}} \cdot (S-1)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	τ_{er} (Krey)	Grenzdurchfluß in Flüssen ($d > 6$ mm)	nicht bekannt		
Schaeff (1964) (Bemessungsdiagramme)	nur Versuche	1:2,5 - 1:1,5 (überströmbare Dämme)	2,5 - 1,5	2,0 (d_{min}) - 15,0 (d_{max})	nicht angebe- n
Linford / Saunders (1967) $Fr_{s,er} = \frac{7,97}{\sqrt{g}} \cdot \left[\frac{1,2}{P_c} \cdot \frac{0,263 \cdot \tan \varphi'}{P_{cl}} \cdot (S-1) \right]^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	τ_{er} (Einzelstein)	1:12,5 - 1:5 (durch- und überströmte Dämme)	1 : 12,5 - 1 : 5	1,3 - 5,9	< 0,30 [m ³ /sm]
Olivier (1967) $Fr_{s,er} = \frac{0,235}{\sqrt{g}} \cdot (S-1)^{5/3} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	τ_{er} (Einzelstein)	1:12,5 - 1:5 (durch- und überströmte Dämme)	Auswertung der Versuche von Linford / Saunders		
Stephenson (1979) $Fr_{s,er} = \frac{0,27 \cdot [(1-n) \cdot (S-1) \cdot \cos \alpha \cdot (\tan \varphi' - \tan \alpha)]^{5/3}}{n^{1/6} \cdot \tan \alpha^{7/6}}$	τ_{er} (Auswertung von Olivier)	$\tan \alpha < \tan \varphi'$ (überströmbare Dämme)	---		
Hartung / Scheuerlein (1970) $Fr_{s,er} = 5 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{(S-1)}{\sigma}} \cdot (\sigma - 1 + 1,3 \cdot \sin \alpha) \cdot \sqrt{\cos \alpha}$	v_{er} (Einzelstein)	1:10 - 1:1,51 (überströmbare Dämme)	---		

Bemessungsformeln Autoren, kritische Größen bei Erosionsbeginn ($Fr_{s,er}$, q_{er} , v_{er})	Stabilitäts- ansatz (τ_{er} oder v_{er})	Anwendung (Gefälle, Bauwerk)	Versuchsbedingungen		
			Gefälle [cot α]	Steingröße d_s [cm]	Abfluß Q bzw. q
Knauss (1981) $Fr_{s,er} = 1,1 + \frac{0,09}{\sin \alpha} + \Phi \cdot \left(0,675 - \frac{0,02}{\sin \alpha} \right)$	v_{er} Auswertung von H/S	1:15 - 1:8 (Blockstein- rampen)	---		
Kobus et al. (1987) wie Hartung/ Scheuerlein, Einführung der Gl. (2.5), (2.7), (2.11) ... (2.16) zur Bestimmung von N, k_{max} und k_n	v_{er} Auswertung H/S und Knauss	1:10 - 1:2,5 (überströmbare Dämme)	---		
Platzer (1983) $Fr_{s,er} = 4,38$	τ_{er} (Shields)	1:10 (Blockstein- rampen)	1:10 und 1:3	4,3 - 7,5	$\leq 0,33$ [m ³ /sm]
Whittaker / Jäggi (1986) $Fr_{s,er} = 0,257 \cdot (S-1)^{1/2} \cdot (\sin \alpha)^{-7/6}$	τ_{er} (Shields)	$\pm 1:10$ (Blockstein- rampen)	1 : 50 - 1:4	$d_{65} = 1,3$ - 4,4	$\leq 0,10$ [m ³ /sm]
Abt (1991) $q_{cr} = \frac{1}{1,35} \cdot 3,416 \cdot d_s^{1,786} \cdot (\sin \alpha)^{-0,768}$	---	1 : 100 - 1 : 5 (überströmbare Dämme)	1 : 100 - 1 : 5	2,5 - 15,2	$\leq 0,41$ [m ³ /sm]
Hassing (1991) $\frac{v_{er}}{\sqrt{(S-1) \cdot g \cdot d_s}} = \frac{2,44}{1 + 0,04 \cdot \Theta'} \sqrt{\frac{\tan \beta - \rho_s / \Delta \rho \cdot \tan \alpha}{1 + 0,75 / \cos \beta + 0,6 \cdot \tan \beta}}$	v_{er} (Einzelstein)	$\pm 1:10$ (räumliche Blockstein- rampen)	1:8 - 1:14 1:12	3,0 - 7,6	$\leq 0,15$ [m ³ /s]
nach Knieß (1983) $Fr_{s,er} = \frac{0,784}{\sqrt{g}} \cdot (k_n \cdot k_p \cdot k_t)^{5/4} \cdot \sin \alpha^{-3/4}$	$d = 0,046 \cdot v^2$	1:∞ ... 1:2 Binnen- wasserstraßen	große Schwankungsbreite - je nach Anwendung und untersuchter Belastung		

Tabelle 6.1: Bemessungsformeln für überströmbare Deckwerke [3]

- KNAUSS 1979 :

Knauss kombinierte den Stabilitätsansatz nach Hartung / Scheuerlein 1970 mit den Strömungsgleichungen nach Scheuerlein 1968 und dem Ansatz für die hydraulische Rauheit

$k = d_s/3$:

$$Fr_{S,er} = 5 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{\sigma_{er}} \cdot (\sigma_{er}^{-1} + 1,3 \cdot \sin \alpha) \cdot \sqrt{\cos \alpha} \quad \text{Formel 6.1}$$

Mit der Bezeichnung für den Luftgehaltsparemeter in erosionskritischem Zustand

$$\sigma_{er} = 1,18 + 0,08 \cdot \Phi - 1,44 \cdot \sin \alpha \quad \text{Formel 6.2}$$

Φ = Rauheitsparameter ()

- WHITTAKER /JÄGGI 1986 :

Die Autoren führten kleinmaßstäbliche Modelluntersuchungen ($d_{65} < 2,4$ cm) an Blocksteinrampen mit Sohlgefällen zwischen $I_0 = 1:4$ und $1:13,3$ durch. Sie stellen einen fließenden Übergang in der Stabilität von Steinschüttung zu Steinsatz fest, so dass nur eine Bemessungsgleichung angegeben wurde. Es wurde das Fließgesetz nach Manning- Strickler angewendet [7].

$$Fr_{S,er}(d_{65}) = 0,257 \cdot I_0^{-7/6} \quad \text{Formel 6.3}$$

d_{65} Steingröße, die von 65% der Steine nach Gewicht unterschritten wird ($d_s \approx 1,06 \cdot d_{65}$)

Bei LINFORD/ SAUNDERS und HARTUNG/SCHEUERLEIN geht die Packungsdichte der Steine durch den Ansatz von P_c bzw. Φ in die Berechnung ein aber WHITTAKER/JÄGGI (Formel 6.3) hat dagegen der Übergang von lockeren zur dichten Bauweisen (von Steinwurf zu Steinsatz) nicht klar definiert [5].

- Bemessungsansatz nach SOMMER (1997):

Sommer hat in seiner Arbeit das meist genutzte Versagenskriterium bei der Bemessung von Deckwerken mit Steinsatz – den Verlust eines einzelnen Steines aus dem Deckwerkverbund- auf Grund seiner Modellversuche als nicht relevant für diese Bauweise bezeichnet. In seinem Bemessungsansatz werden Einzelsteine nach dem Ausbruch der benachbarten Steine verkleinert, die somit fest in das Deckwerk eingebunden bleiben. Ein schlagartiges Versagen des Deckwerks trat in seinen Versuchsreihen nicht auf. Oftmals kam es sogar zu einem teilweisen Schließen der Fehlstelle durch geringe Verschiebung der angrenzenden Steine, so dass ein Ausspülen des Unterbaus nicht zu erkennen war.

Die von Sommer entwickelte Bemessungsformel zur Bestimmung der erforderlichen Steingröße zur Sicherstellung der Erosionsstabilität lautet:

$$q_c = (2,25 - 2,25 \cdot I_0 + \frac{0,3}{I_0^{7/6}}) \cdot \sqrt{g} \cdot d_s^{3/2} \quad \text{Formel 6.4}$$

Mit: $I_0 = \tan\beta$: Böschungsneigung

β = Böschungswinkel [°]

g : Erdbeschleunigung [m/s²]

d_s : Steindurchmesser [m]

- Bemessungsansatz nach RATHGEB(2001) bzw. LfU(2004) :

Der Bemessungsansatz nach RATHGEB (2001) kann als Grundlage für die Dimensionierungsregeln LfU 2004 genannt werden. RATHGEB äußert sich in seinem Versuch vorsichtig zu dem Versagensmechanismus des Steinsatzes bei Überströmung. Mit der vorliegenden Arbeit ist deshalb die Entwicklung einer Bemessungsgleichung für die Steingrößen überströmter Deckwerke im Gefällebereich (1:2 bis 1:5) vorgesehen. Nach folgend werden die Schwerpunkte des Versuchs vom RATHGEB (2001) erklärt:

- Ob Deckwerkversagen mit der Erosion eines Einzelsteines beginnt?
- An der Fehlstelle kann es durch Überbeanspruchung der benachbarten Steine zu fortlaufenden Erosionserscheinungen kommen, die schlagartig das Versagen des gesamten Deckwerks auslösen.
- Ermittlung der maßgebenden hydraulischen Belastungsgrößen im Überströmungsbereich
- Untersuchung der Längskraftentwicklung im überströmten Deckwerk im Zusammenhang mit der daraus resultierenden Stabilisierung der Einzelsteine.
- Ermittlung des Grenzneigungswinkels in Deckwerken aus Steinsatz im Zusammenhang mit einem Kippversuch.
- Quantifizierung der stabilisierenden Kraftwirkungen am Deckwerkstein infolge Längskraftabtragung durch Zugversuche, Ableitung eines Ansatzes für die Berechnung dieser Kraftwirkungen.
- Entwicklung einer Bemessungsgleichung unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse und der daraus abgeleitete Berechnungsansätze für einzelne Einflussgrößen und kleinmaßstäbliches Modell bezeichnet.
- Druckmessungen am Einzelstein unter definierten Randbedingungen

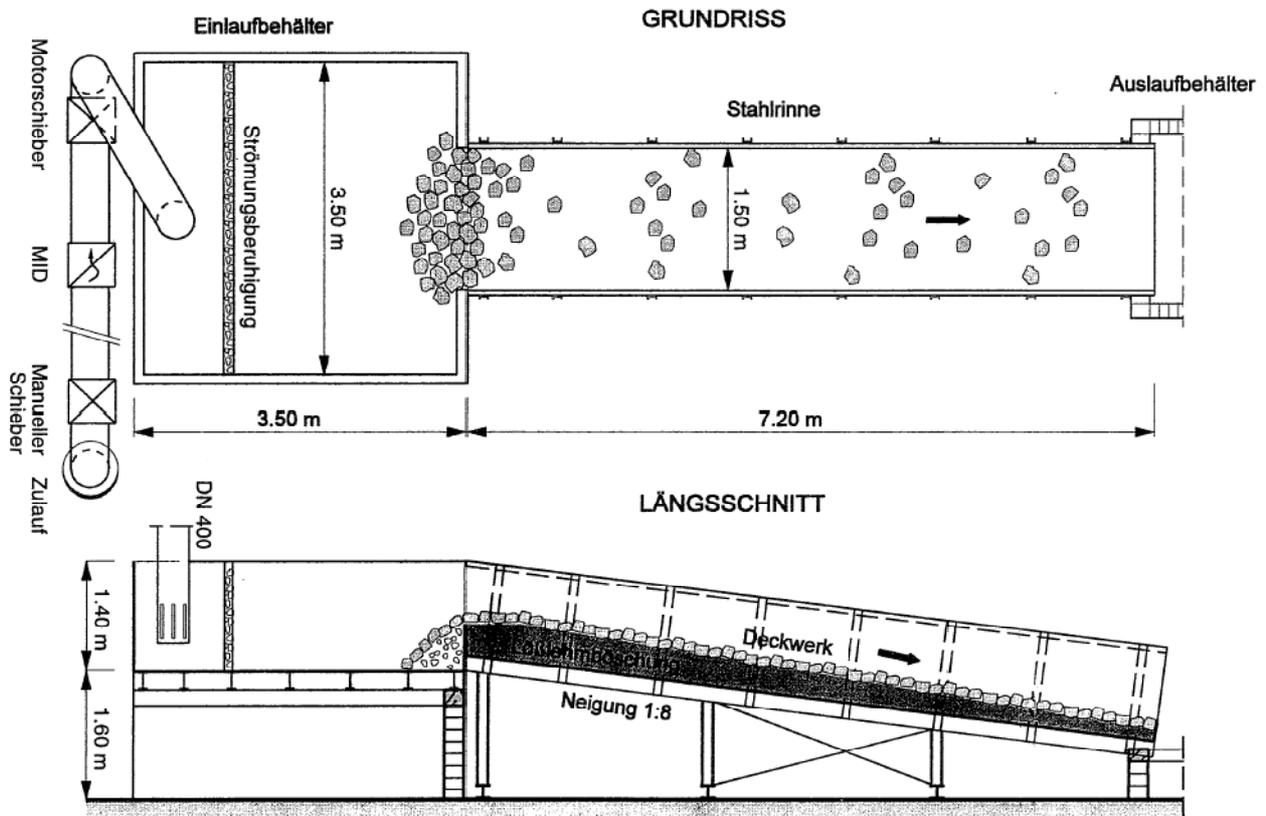


Abbildung 6.2 : Grundriss und Längsschnitt des großmaßstäblichen Modells [7].

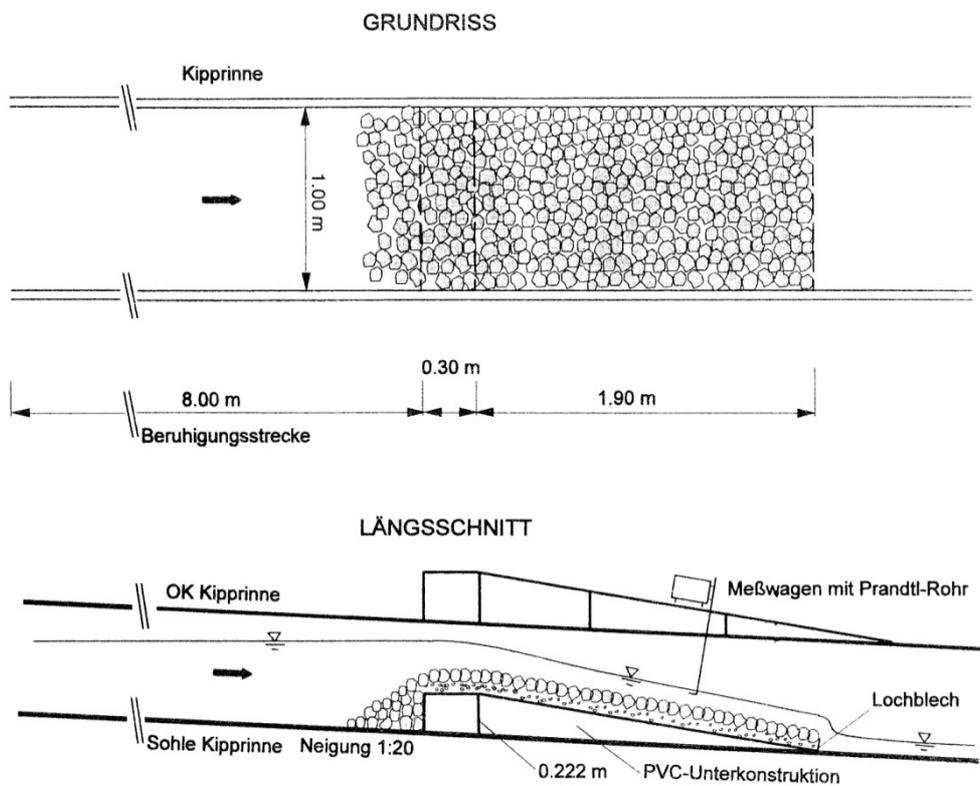
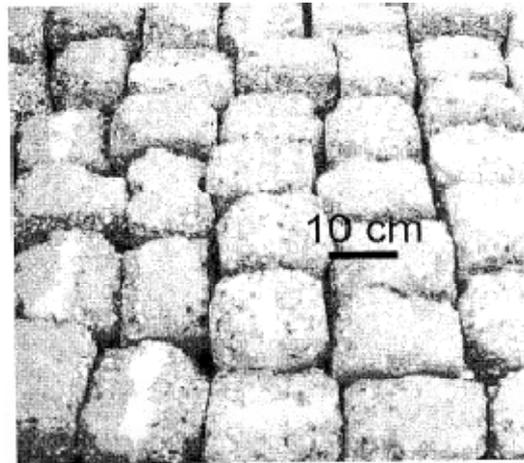


Abbildung 6.3 : Grundriss und Längsschnitt des kleinmaßstäblichen Modells [7].

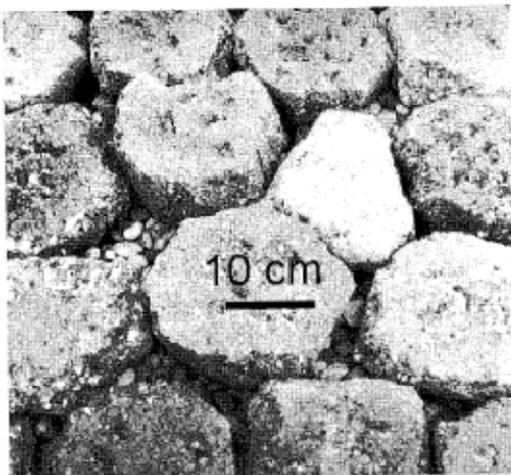
RATHGEB hat für seine Betrachtung zum Steinsatz zwei Modelle (Abbildung 6.2 und Abbildung 6.3) verwendet, die er als großmaßstäbliches und kleinmaßstäbliches Modell bezeichnet. Für das großmaßstäbliche Modell gibt RATHGEB (2001) einen Maßstabsbereich von 1:2 bis 1:5 an. Die Neigung der Böschung ist konstant 1:6 und die Abmessungen des betrachteten Böschungselementes waren 1,5 m in der Breite und 7,2 m in der Länge. Die Abflussleistung konnte bis zu 300 l/(s, m) gesteigert werden. Das kleinmaßstäbliche Modell hatte einen Maßstab von 1:20 bei einer Breite von 1,0 m und einer Länge von 1,9 m des Böschungselementes. Die Neigung war ebenfalls auf 1:6 eingestellt.



Quaderförmige Granitsteine



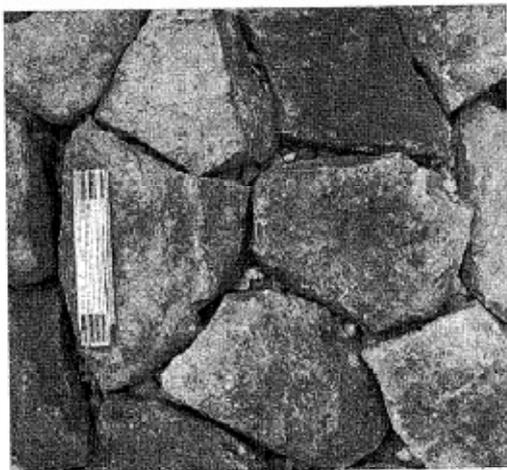
Quaderförmige Bimssteine



Plattige Bimssteine



Unregelmäßige
Weißjura-Kalksteine



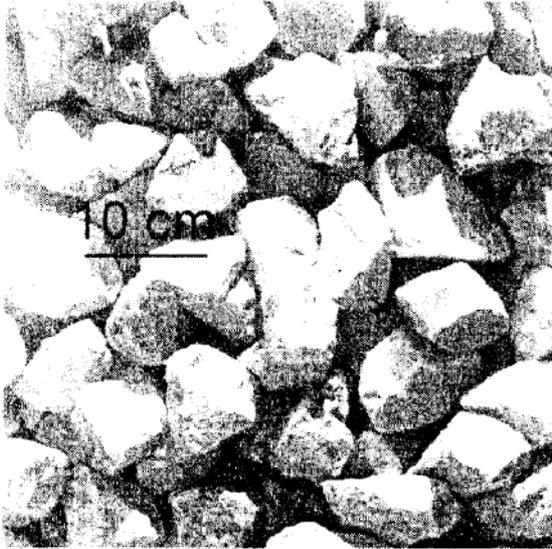
Plattige Muschelkalksteine



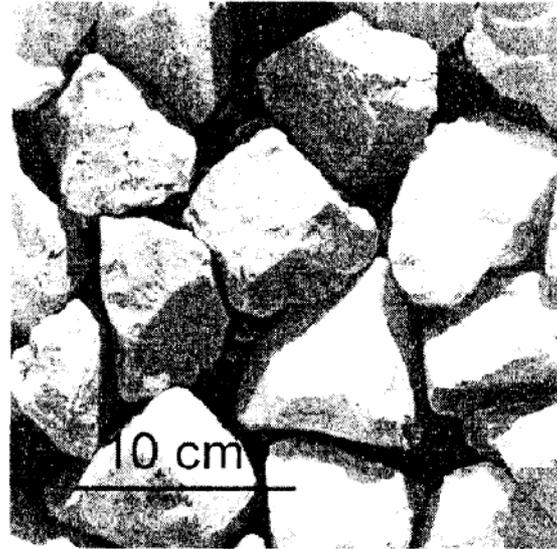
Künstliche Formsteine

Abbildung 6.4 : Deckwerksausführungen im großmaßstäblichen Modell [7]

Zur gezielten Untersuchungen des Einflusses von Versatzmaß der Steinkanten und Fugenweiten zwischen den Steinen auf die hydrodynamische Belastung des Einzelsteins wurden plattige Betonsteine mit genau definierten Kantenlängen und Steindicken hergestellt und schachbrettartig als Deckwerk angeordnet [7]. Die Steine wurden an den vier Eckbereichen mit vertikal angeordneten Löchern versehen. Durch diese Löcher hindurch konnten passgenau Metallstifte bis in Lehmkörper gerammt werden (Abbildung 6.4 und Abbildung 6.5).



Unregelmäßige Weißjura-Kalksteine
(Steinschüttung)



Unregelmäßige Weißjura-Kalksteine
(Steinsatz)



Plattige Muschelkalksteine

Abbildung 6.5 : Deckwerksausführungen im kleinmaßstäblichen Modell [7]

RATHGEB setzt in seinen Versuchen unterschiedliches Steinmaterial ein. Er betrachtete Granit, Bimssteine, Muschelkalksteine sowie Weißjura- Kalksteine. Zusätzlich untersuchte er sowohl plattige als auch unregelmäßige Steinformen. Als Anwendungsbereich werden Böschungsneigungen von 1:6 und flacher bis zu einem maximalen spezifischen Abfluss von 1000 l/(s, m) angegeben [7].

- Bemessungsansatz nach DORNACK (2001) :

Die Auswirkungen der speziell bei steilen Böschungsneigungen wirkenden Einflüsse auf die Erosionssicherheit konnten nicht allein anhand theoretischer Überlegungen beurteilt werden und forderten daher Untersuchungen am physikalischen Modell [3]. Der Versuch von Dornack behandelt vor allem steile Böschungen mit Neigungen größer als 1:4. Die Zielstellung bestand somit in der Ausarbeitung einer Beziehung zur Dimensionierung überströmter Deckwerke, wobei die Ergebnisse früherer Arbeiten genutzt und für Neigung $\cot \alpha = 4$, entsprechend ergänzt werden sollten. Für seine Betrachtung zum Steinsatz verwendet DORNACK eine experimentelle Untersuchung als hydraulische-physikalische Modelle. Am hydraulischen Modell wurden folgende Punkte 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 [3]
- Bestimmung der Lagerung- und Rauheitsparameter
- Ermittlung des Abstützwinkels
- Untersuchung der Längskraftentwicklung im Deckwerk durch Stützkraftmessungen am Böschungsfuß [3].
- Quantifizierung der Reibungskräfte $F_{\mu L}$ infolge Längskraftabtragung

- Physikalisches Modell :

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

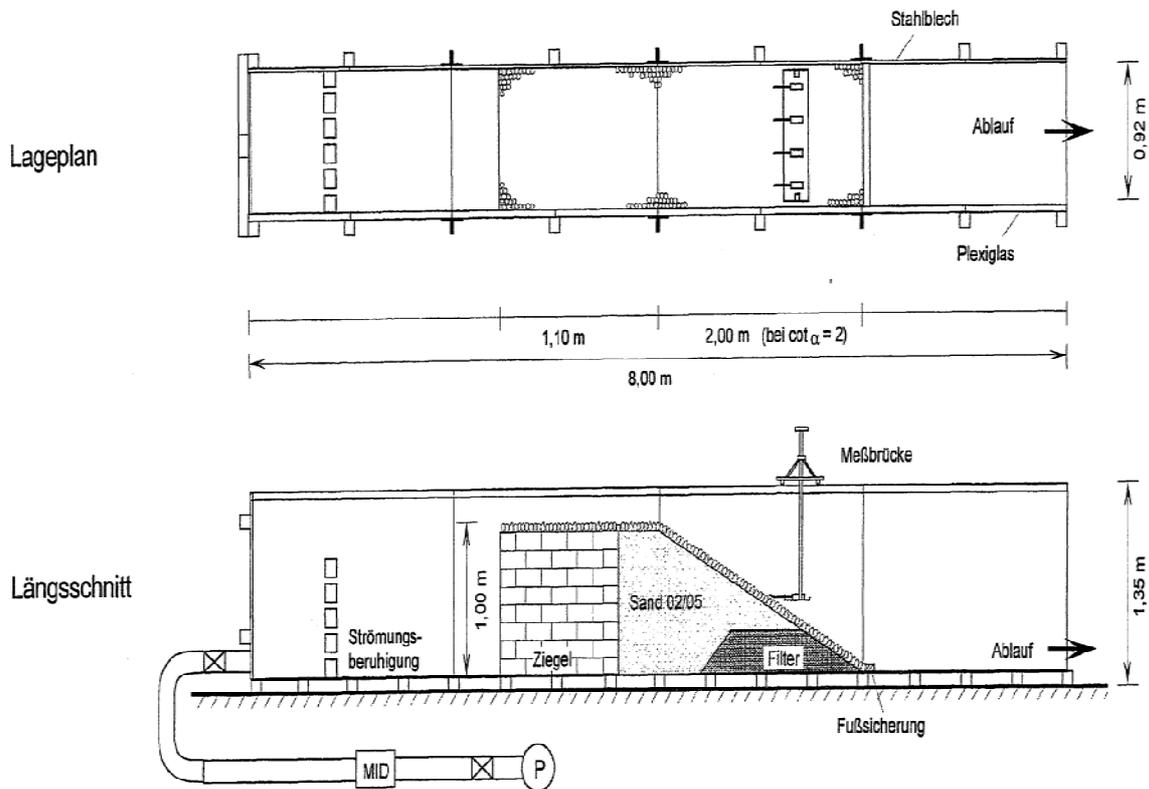


Abbildung 6.6: Lageplan und Längsschnitt der Versuchsrinne mit überströmbarem Dammodell [3]

DORNACK führt seine Untersuchung in einem Modell mit einem Böschungselement der Breite 0,92 m und der Länge 2,0 m durch. Der maximale spezifische Abfluss betrug in den Versuchen 100l/(s,m). Die betrachteten Neigungen liegen zwischen 1:1,5 und 1:3,4, aber den meisten Versuchen lag ein System mit einer Böschungsneigung von 1:2 zu Grunde. Er verwendete Bruchsteine mit drei verschiedenen Durchmessern $d_s=3, 4$ und 5 cm als Steinmaterial.

DORANCK (2001) hat folgende Bemessungsformel zur Bestimmung der erforderlichen Steingröße zur Sicherstellung der Erosionsstabilität entwickelt:

$$q_c = Fr_{S,c} \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3} \quad \text{Formel 6.5}$$

mit $Fr_{S,c}$ kritische Froude-Zahl des Steins

$$Fr_{S,c} = (0,649 \cdot \tan \beta^{-0,6} + 1,082 \cdot \tan \beta^{0/4})^{5/4} \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) \cdot \cos \beta} \quad \text{Formel 6.6}$$

g : Erdbeschleunigung [m/s²]

d_s : Steindurchmesser [m]

β : Böschungswinkel [°]

ρ_s : Korndichte [kg/m³]

ρ_w : Dichte von Wasser [kg/m³]

DORNACK hat luftseitige Böschungen von überströmbaren Dämmen mit Neigung zwischen 1:1,5 und 1.10 als Anwendungsbereich empfohlen.

Er hat auch in seinen Versuchen ebenfalls die zusätzliche Tragwirkung des Steinsatzes in Folge Gewölbebildung nachweisen. In einigen Fällen wurde nach dem Verlust des ersten Einzelsteins eine deutliche Abflusssteigung vorgenommen, bevor das vollständige Versagen des Deckwerks eintrat. Die Beobachtungen von DORNACK stimmen hierin mit denen von SOMMER überein. In der Arbeit vom DORNACK gibt er einen Grenzwert für die zulässigen Steinverluste an einem Deckwerk aus Steinsatz an: $V_{zul} = 0,5 \%$

Durch die Verbindung der erwähnten Beziehung mit Fließformel von Brahms/ de Chezy (Formel 3.10) wurde unter Verwendung des entsprechenden, angepassten Reibungsansatzes von Stricker (Formel 3.11) die Bemessungsgleichung (Formel 6.6) für den kritischen spezifischen Abfluss auf überströmbaren Deckwerken aus Steinsatz abgeleitet. Die Formel 6.6 ergibt bei steiler Neigung deutlich größere Werte $Fr_{s,cr}$ als die vorhandenen Bemessungsgleichungen und stimmt hier wesentlich besser mit den Versuchswerten überein und weist auch bei den flachen Gefällen zufriedenstellende Ergebnisse auf [3].

- Ergebnisse der hydraulischen Modellversuche :

1. Versuche zur Erosion des Deckwerks:

Im überströmten Steinsatz führt der Verlust einzelner Steine nicht zwangsläufig zum Versagen des Deckwerks. In der Stabilitätsbetrachtung ist die Anrechnung zulässiger Steinverluste gerechtfertigt.

2. Steinverluste vor Erreichen des kritischen Abflusses:

In den meisten Versuchen lösten sich einzelne Steine bereits vor dem Erreichen des kritischen Abflusses aus dem Steinsatz. Die dadurch entstehenden Fehlstellen wurden in einigen Fällen durch nachkippende Bruchsteine verschlossen. Bis zum Versagen des Deckwerks, das in allen Versuchen schlagartig und vollständig erfolgte, war nach den ersten Steinverlusten zumeist noch eine deutliche Abflusssteigerung möglich [3].

3. Kritische Abflüsse beim Versagen des Deckwerks:

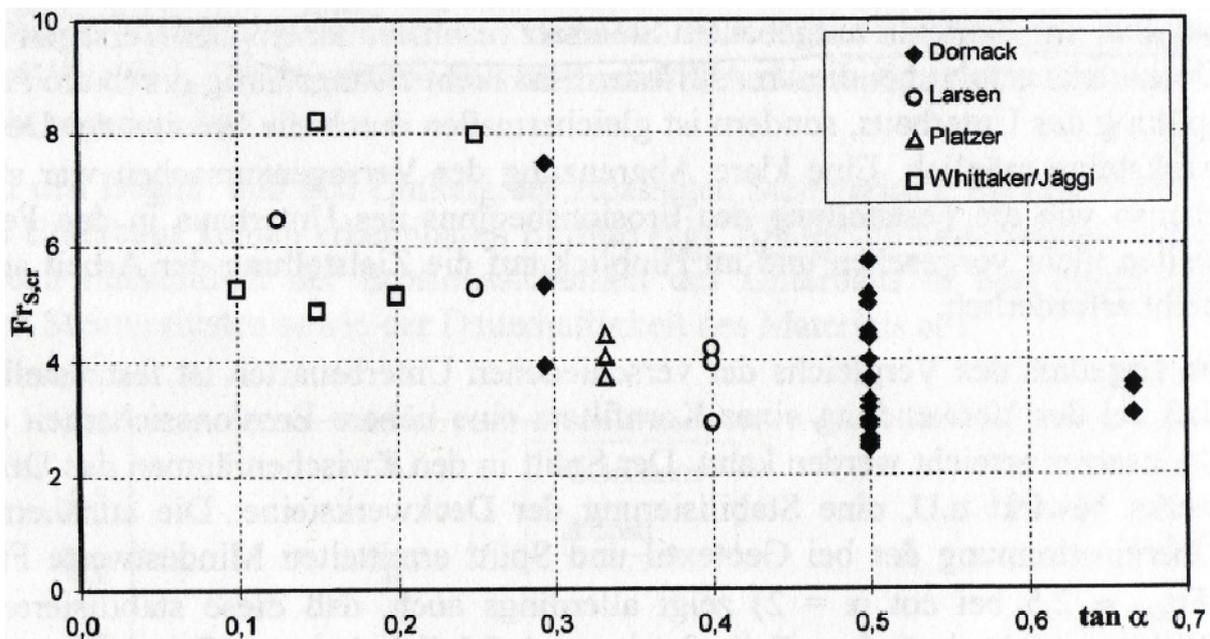


Abbildung 6.7 : Kritische steinbezogene Froude- Zahlen $Fr_{S,cr}$ beim Versagen des Deckwerks [3]

Die Ergebnisse der Werte von Larsen und Platzer gelten für flachere Neigung $\tan \alpha < 0,4$. Bei größerem Gefälle wurden mit $Fr_{S,cr} \geq 2,5$ ($\tan \alpha = 0,5$), $Fr_{S,cr} \geq 3$ ($\tan \alpha = 0,67$) ebenfalls recht hohe kritische Froude- Zahlen 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. Es bleibt festzustellen, dass diese Zwängungskräfte extrem von der Steinform abhängig sind.

In Gegensatz zu DORNACK führt Larsen sein Modellversuche mit extrem hochkant versetzten Steinen durch, wodurch der einzelne Stein bei einer möglichen Drehbewegung sich stark zwischen den Nachbarsteinen verkantet.

Als Analogiemodell für die Resultierende aus der hydraulischen Belastung kann eine mechanische Zugkraft am Einzelstein verwendet werden. Für die Zugversuche am Einzelstein im trockenen Deckwerk ist eine Vorstellung des Steinsatzes erforderlich, um näherungsweise den Spannungszustand wie im überströmten Deckwerk zu erhalten. Mit den Zugversuchen konnten die stabilisierenden Kräfte infolge Längskraftabtragung quantifiziert und ein Berechnungsansatz abgeleitet werden. In der Stabilitätsbetrachtung des Einzelsteins wird diese Kraftwirkung mit den ermittelten zulässigen Steinverlusten bei gewählter Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 0,5 berücksichtigt.

6.5 Vergleich der Formeln :

Steinsatz mit unregelmäßigen Steinen – Vergleich der Bemessungsansätze nach LfU (1997), Sommer (1997), Dornack (2001) und Rathgeb(2001)/LfU (2004)

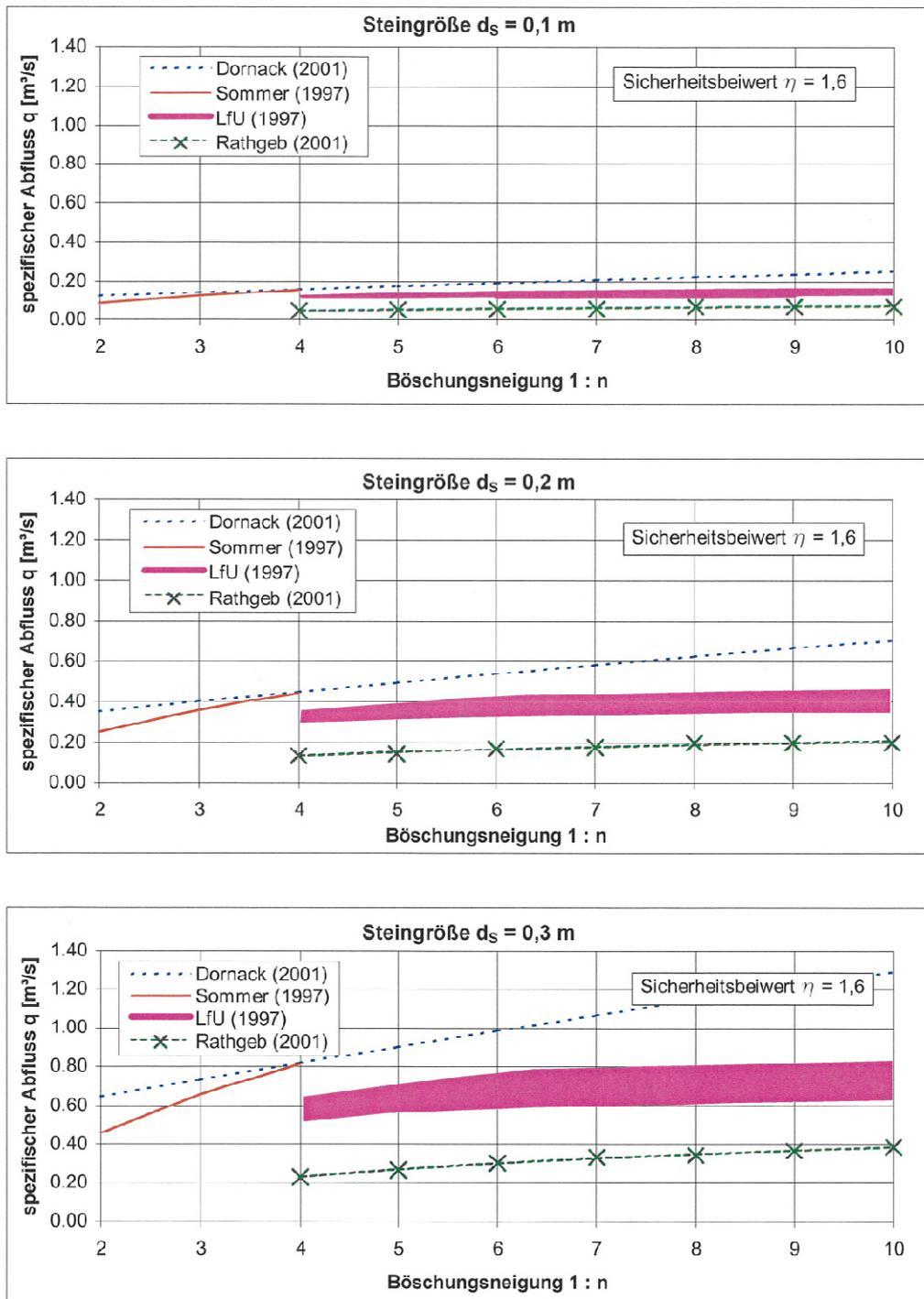


Abbildung 6.8 : Steinsatz mit unregelmäßigen Steinen nach LfU (1997), Sommer (1997), Dornack (2001) und Rathgeber (2001) / LfU (2004) [6]

Im Prinzip unterscheiden sich die Bemessungsansätze von (SOMMER, DORNACK und RATHGEB) grundsätzlich in der Definition des Versagenspunktes (Abbildung 6.8).

Während nach RATHGEB und der LfU des Versagen eines Deckwerkes aus Steinsatz mit dem Herauslösen des ersten Einzelsteines aus dem Deckwerkverbund gleichgesetzt wird, definieren SOMMER und DORNACK den Bruchzustand erst mit dem vollständigen Versagen des gesamten Deckwerks. Daraus resultieren erhebliche Differenzen bei der Angabe der Belastbarkeit des Steinsatzes. In der Abbildung 6.8 sind die betrachteten Bemessungsansätze in drei Diagrammen für die Steingrößen von 0,1 m, 0,2 m und 0,3 m einander gegenübergestellt. Die Abbildung 6.8 zeigt ein zentrales Problem bei der Dimensionierung des Steinsatzes und generell von Deckwerken in Lockerbauweise. Im Diagramm Weichen für die Steingröße von 0,3 m die zulässigen hydraulischen Abflüsse um mehr als den Faktor drei voneinander ab. Dies hängt einerseits von den unterschiedlichen definierten Versagensmechanismen, aber andererseits auch von der jeweils empirisch ermittelten Bemessungsformel ab.

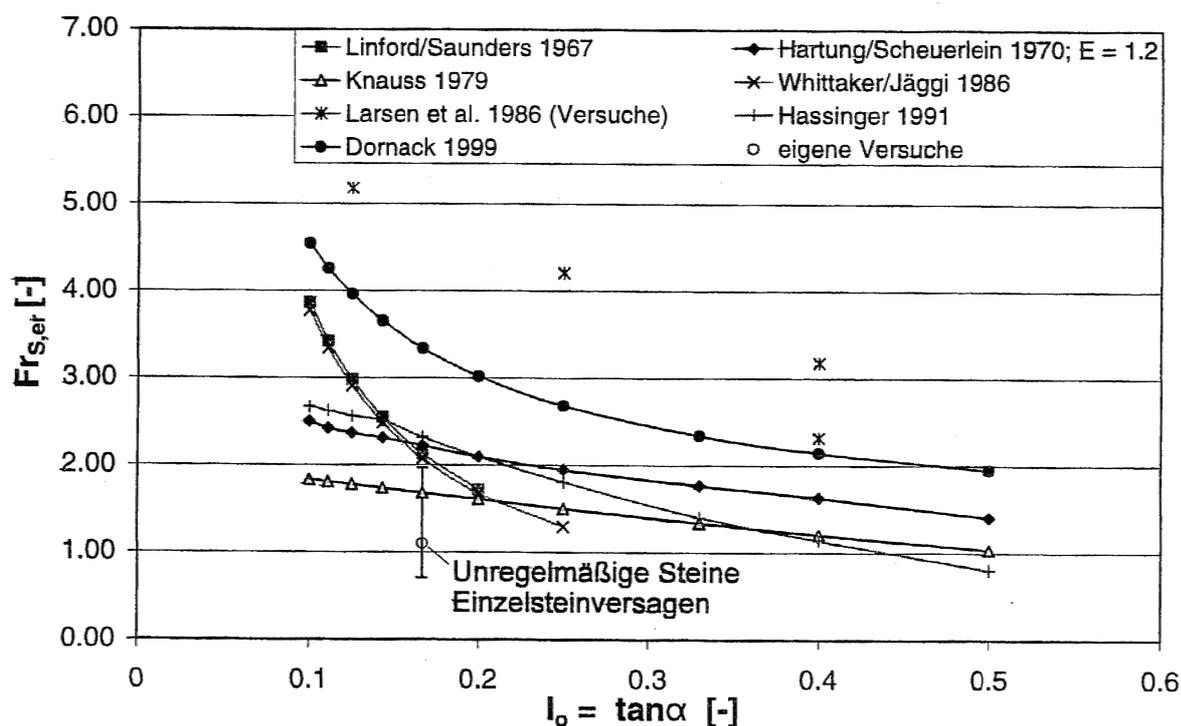


Abbildung 6.9 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für $F_{rs,cr} = f(\tan \alpha)$ Steinsatz
 $(\varphi = 40^\circ; \Phi = 1,0; P_C = 0,73; \rho_S = 2,650 \text{ kg/m}^3)$ [7]

Für die graphische Auswertung wurden hier für HARTUNG / SCHEUERLEIN größere kritische steinbezogene Froudezahlen errechnet, da eine größere Rauheit im Verhältnis zum äquivalenten Steindurchmesser gewählt wurde, was wiederum zu geringeren Fließgeschwindigkeiten führt. Die Kurven nach KNAUSS 1979 und HARTUNG/ SCHEUERLEIN 1970 zeigen verständlicherweise einen ähnlichen Verlauf.

Die Bemessung nach Knauss deckt sich gut mit den Ergebnissen eigener Erosionsversuche an Steinsätzen mit unregelmäßigen Steinen [7].

Mit den Ergebnissen der hydraulischen und mechanischen Versuche konnte über die Gleichgewichtsbedingung der Momente am Einzelstein eine Gleichung zur Berechnung der kritischen Fließgeschwindigkeit aufgestellt werden. Die Abbildung 6.10 und Abbildung 6.11 zeigen im Gegensatz zum Steinwurf, dass bei Deckwerken aus Steinsatz die experimentell bestimmten Froude- Zahlen bei Neigungen $\tan \alpha \geq 0,2$ erheblich größer als die berechneten Werte sind.

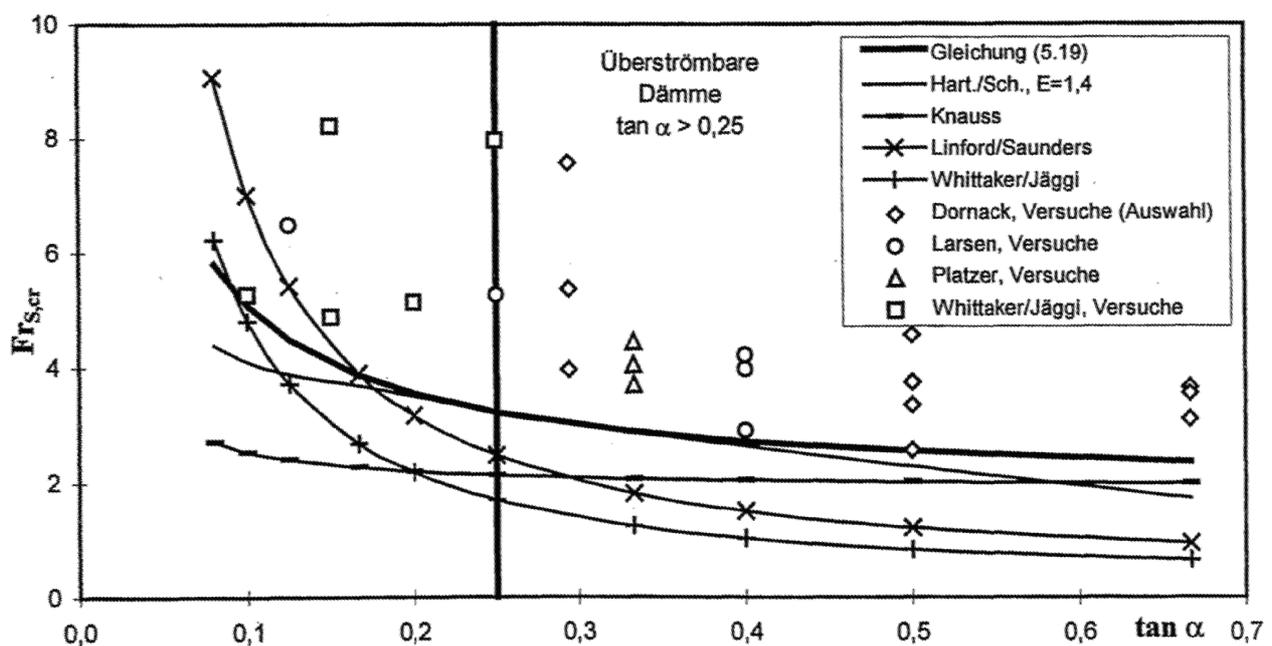


Abbildung 6.10 : Vergleich der Versuchsergebnisse $Fr_{s,cr}$ mit verschiedenen Bemessungskurven [3]

Die Kurve von WHITTAKER/ JÄGGI(1986) liegt im Übergangsbereich zwischen Steinsatz und -wurf und liefert für den Steinsatz erwartungsgemäß die geringsten Werte [3]. Bei HARTUNG/ SCHUEUERLEIN werden bessere Ergebnisse durch die Vergrößerung des Stabilitätsfaktors auf $E_K= 1,4$ nach KOBUS (1986) erzielt. Diese Bemessung ergibt sich sowohl bei flachen ($\tan \alpha \leq 0,1$) als auch bei steilen Neigungen zu geringe Werte.

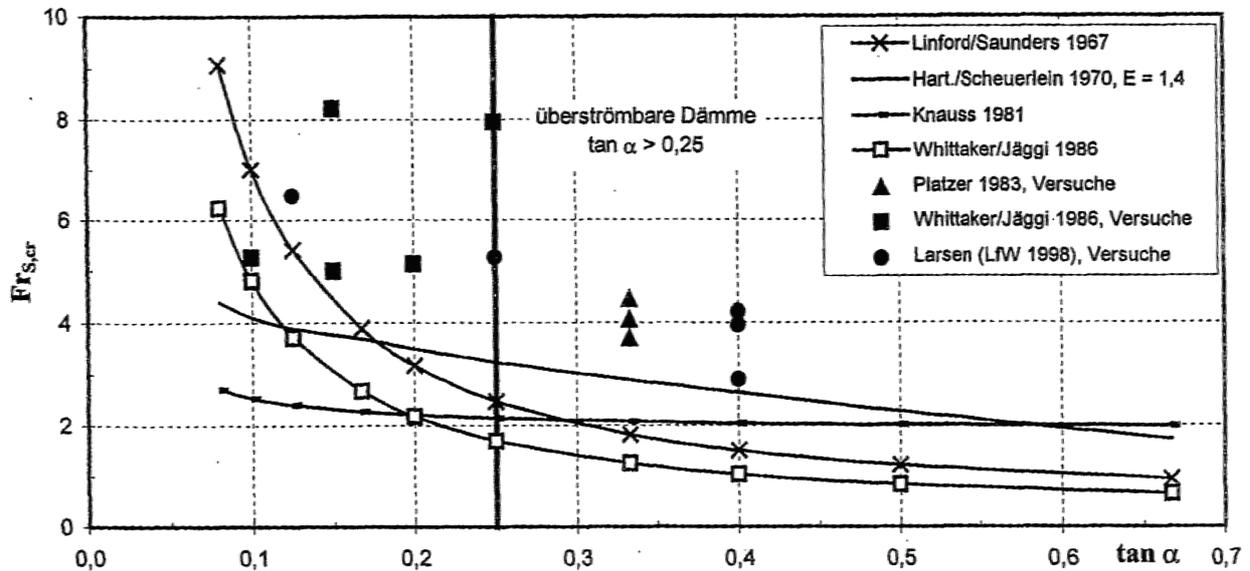


Abbildung 6.11 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse $F_{r,s,cr} = f(\tan \alpha)$ für Steinsatz ($\varphi = 40^\circ$; $\Phi = 1,0$; $P_C = 0,73$; $\rho_S = 2,650 \text{ kg/m}^3$) [3]

Die großen Abweichungen von Versuchs- und Rechenwerten für Steinsatz soll die Abbildung 6.11 belegen, dass bei steilen Böschungsneigungen mit vorhandenen Beziehungen wesentlicher Einflussgrößen nicht erfasst werden kann. Die grafische Darstellung der Ergebnisse (Abbildung 6.12) veranschaulicht zugleich Anwendungsbereich für überströmbare Deckwerke aus Steinsatz .

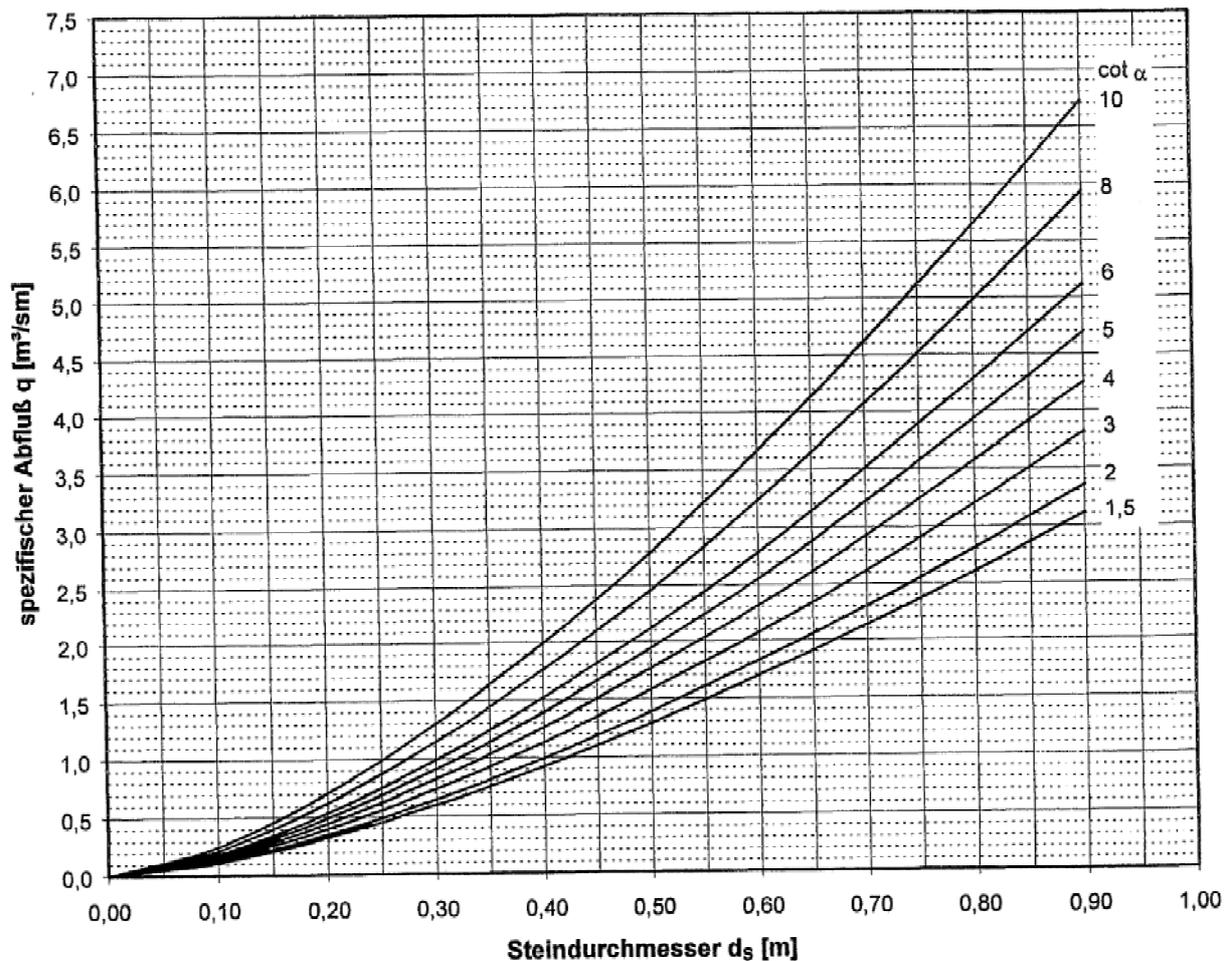


Abbildung 6.12 : Bemessungsabflüsse auf überströmbar Deckwerken aus Steinsatz

$$Fr_{s,cr} = f(\tan\alpha) \text{ für Steinsatz } (\varphi' = 40^\circ, \varphi = 1,0; P_C = 0,73, \rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3) [3]$$

Die Formel 6.5 und Formel 6.6 liefert unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte für den angegebenen Gefällebereich und die verschiedenen Steingrößen eines Deckwerks die grafische Darstellung (Abbildung 6.12) aus.

Die Bemessungsabflüsse sind bei steilen Neigungen $\cot \alpha \leq 4$ ($n = 1:4$) noch so hoch, dass der Steinsatz in diesem Gefällebereich nicht nur technisch, sondern auch wirtschaftlich als überströmbares Deckwerks prinzipiell geeignet ist.

6.6 Praktische Anwendung :

An Hand eines Beispiels werden die Bemessungsformeln von KNAUSS1981, HASSINGER 1991, DORNACK 1999 und WHITTAKER/ JÄGGI 1986, angewendet und die Ergebnisse verglichen und dargestellt.

6.6.1 Variation der Böschungsneigung :

$I_0 = \tan \alpha$	DORNACK	KNAUSS	HASSINGER	WHITTAKER/JÄGGI
0,10	0,98	1,12	1,37	1,63
0,11	0,95	1,09	1,30	1,57
0,12	0,93	1,04	1,26	1,45
0,13	0,92	0,99	1,18	1,35
0,14	0,91	0,92	1,11	1,28
0,15	0,90	0,87	1,05	1,24
0,16	0,87	0,82	1,00	1,20
0,18	0,85	0,78	0,95	1,10
0,20	0,81	0,74	0,90	1,00
0,24	0,75	0,71	0,82	0,81
0,25	0,72	0,69	0,81	0,78
0,30	0,65	0,68	0,78	
0,33	0,64	0,65	0,75	
0,40	0,63	0,64	0,69	
0,50	0,62	0,63	0,59	

Tabelle 6.2: Frs,er für verschiedene Böschungsneigungen nach WHITTAKER, KNAUSS, HASSINGER und DORNACK

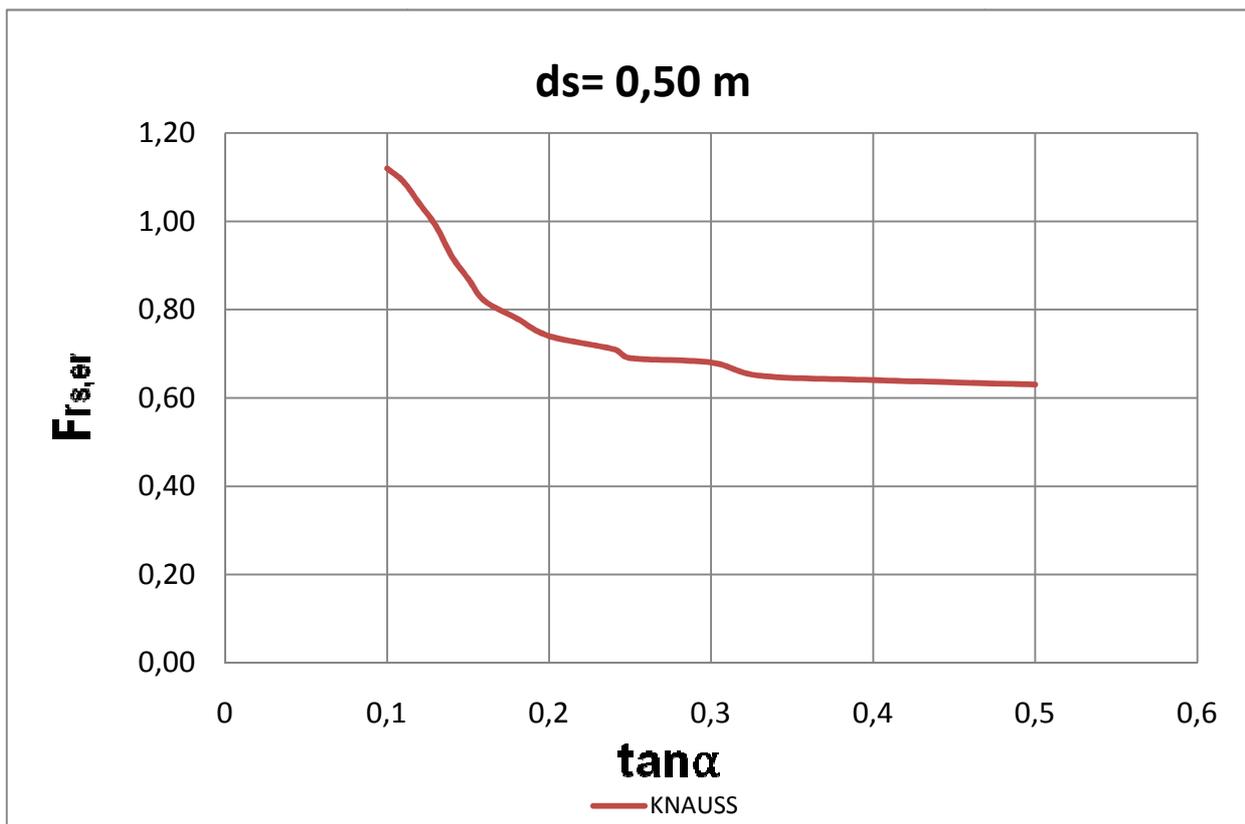
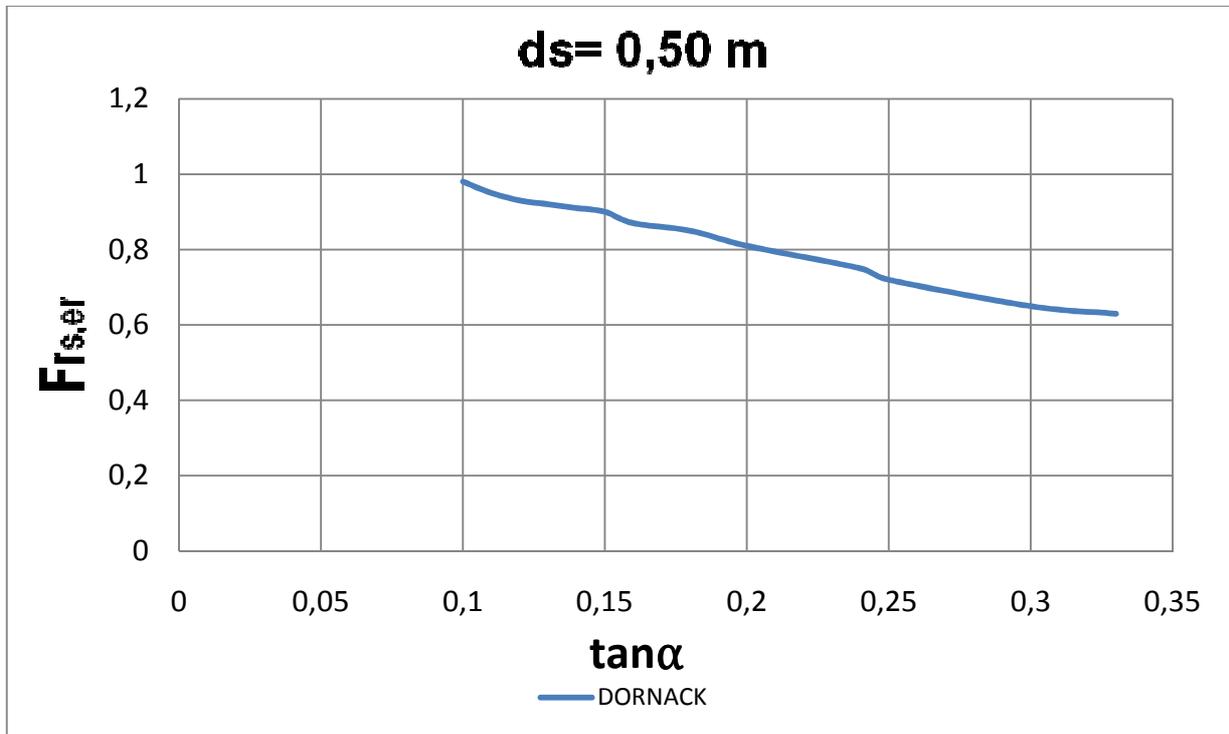


Abbildung 6.13 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse von 2 Autoren (DORNACK, KNAUSS) $Fr_{s,er} = f(\tan \alpha)$ für $ds= 0,50 \text{ m}$, $\rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$

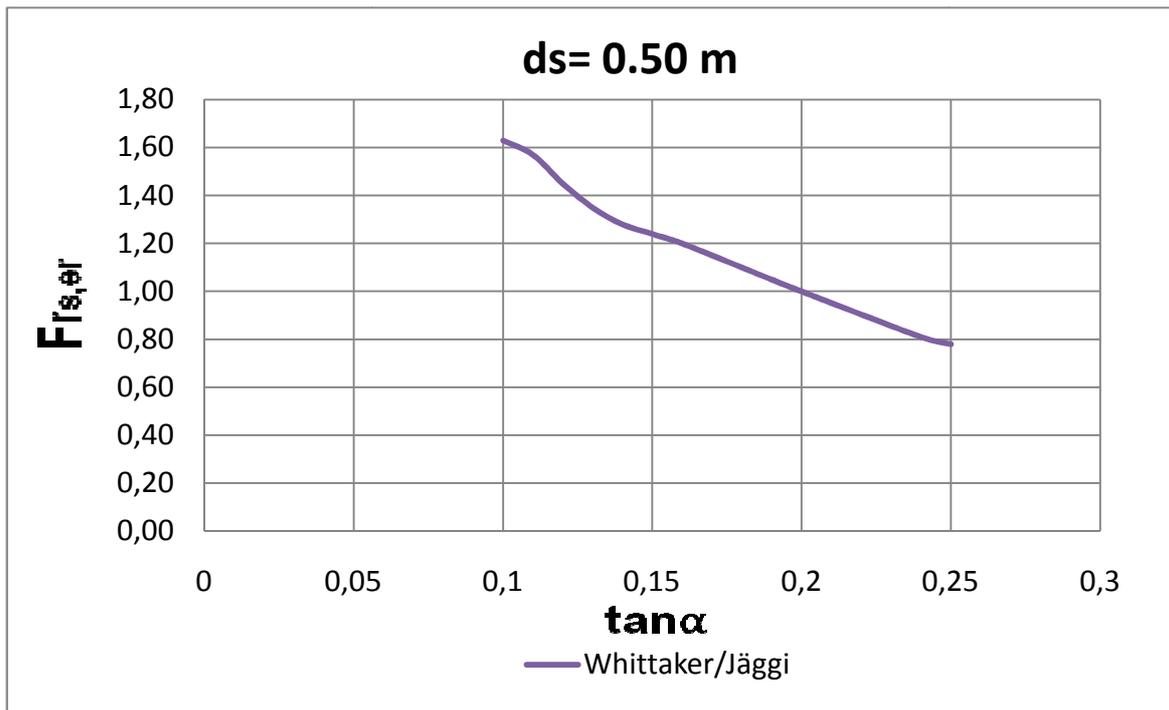
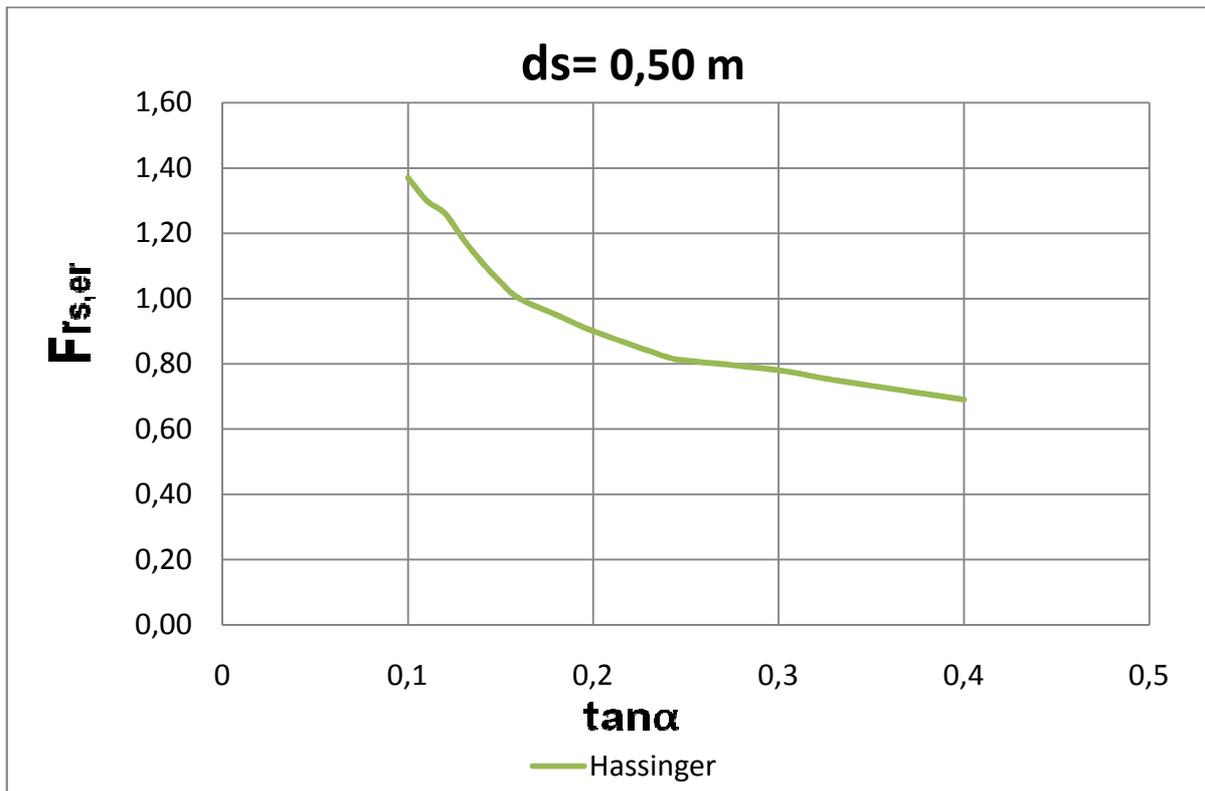


Abbildung 6.14 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse von 2 Autoren (HASSINGER und WHITTAKER) $F_{r,s,er} = f(\tan \alpha)$ für $ds= 0,50 \text{ m}$, $\rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$

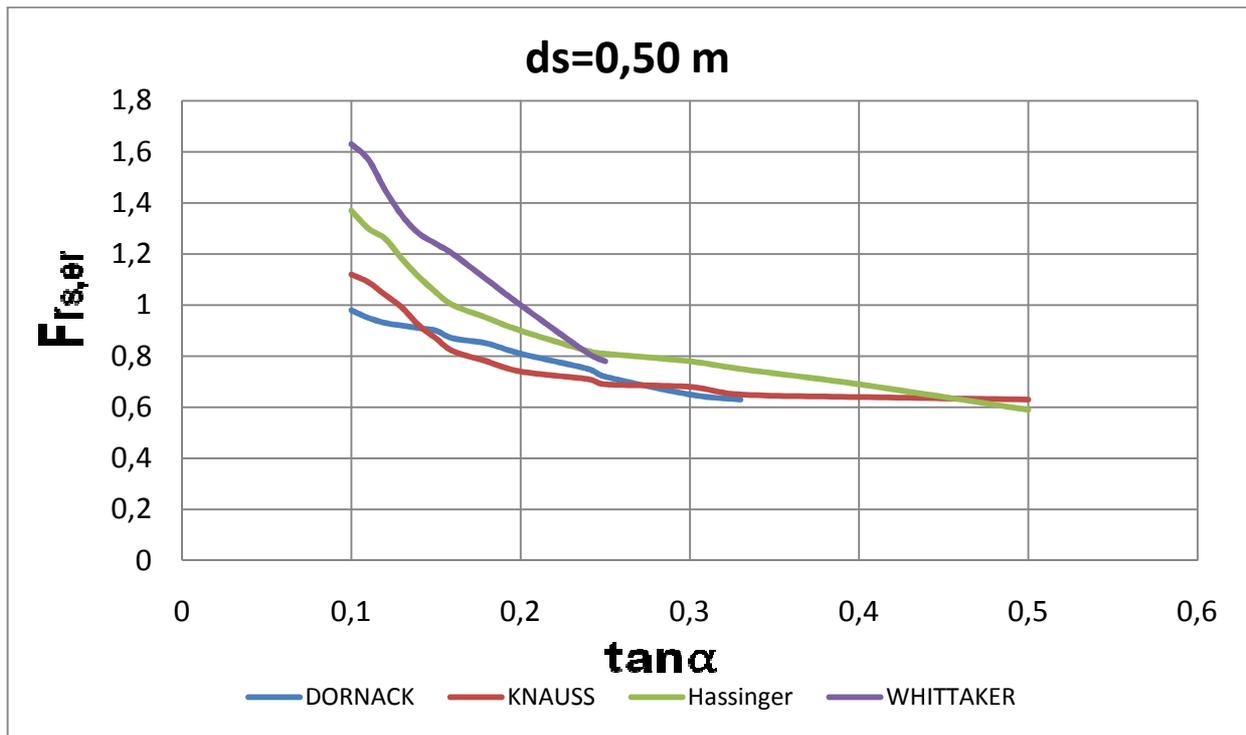


Abbildung 6.15 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Fr_{s,er} = f(\tan \alpha)$ für $ds = 0,50 \text{ m}$, $\rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$

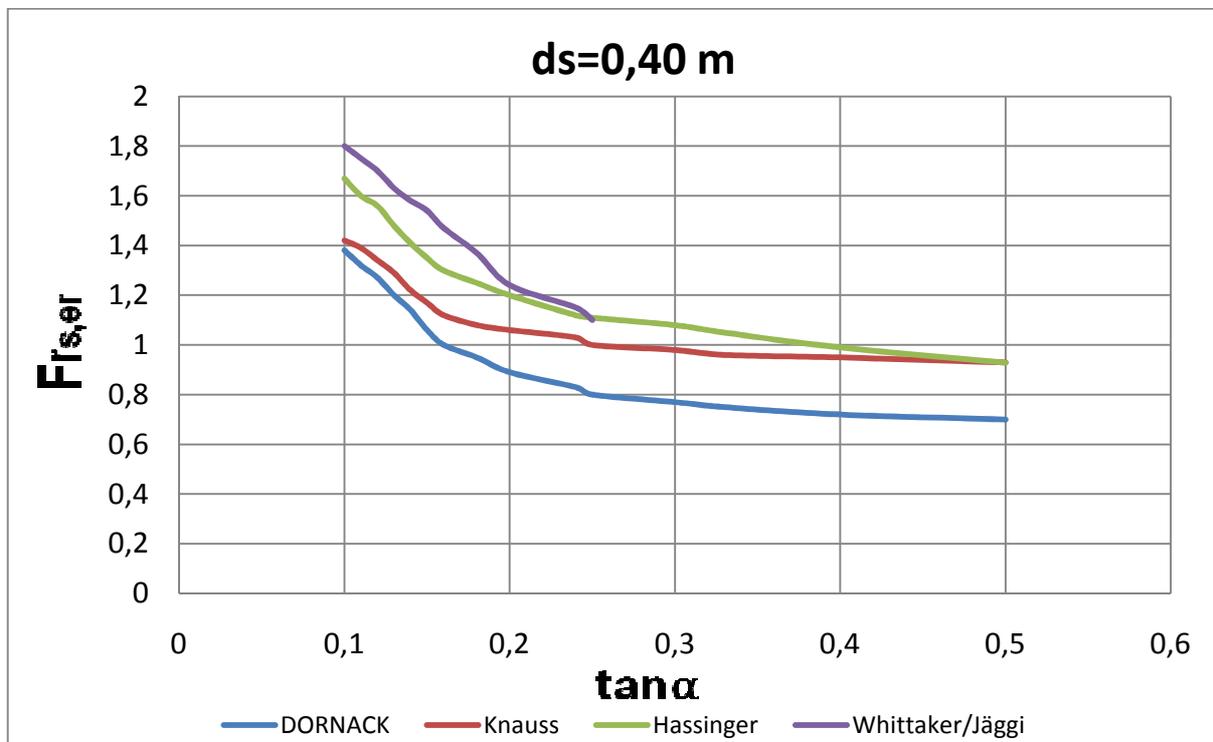


Abbildung 6.16 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Fr_{s,er} = f(\tan \alpha)$ für $ds = 0,50 \text{ m}$, $\rho_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$

6.6.2 Variation Durchfluss :

$I_0 = \tan \alpha$	DORNACK	KNAUSS	HASSINGER	WHITTAKER/JÄGGI
0,10	1,68	1,50	1,90	2,10
0,11	1,57	1,60	1,87	2,05
0,12	1,45	1,34	1,80	1,97
0,13	1,36	1,23	1,78	1,93
0,14	1,30	1,21	1,71	1,89
0,15	1,24	1,17	1,67	1,84
0,16	1,20	1,12	1,58	1,77
0,18	1,15	1,08	1,47	1,67
0,20	1,11	1,03	1,40	1,56
0,24	1,08	1,00	1,30	1,40
0,25	1,05	0,97	1,25	1,33
0,30	0,97	0,96	1,08	
0,33	0,92	0,95	1,05	
0,40	0,91	0,94	0,99	
0,50	0,90	0,94	0,93	

Tabelle 6.3: q [m³/s,m] für nach WHITTAKER/ JÄGGI, KNAUSS,HASSINGER und DORNACK

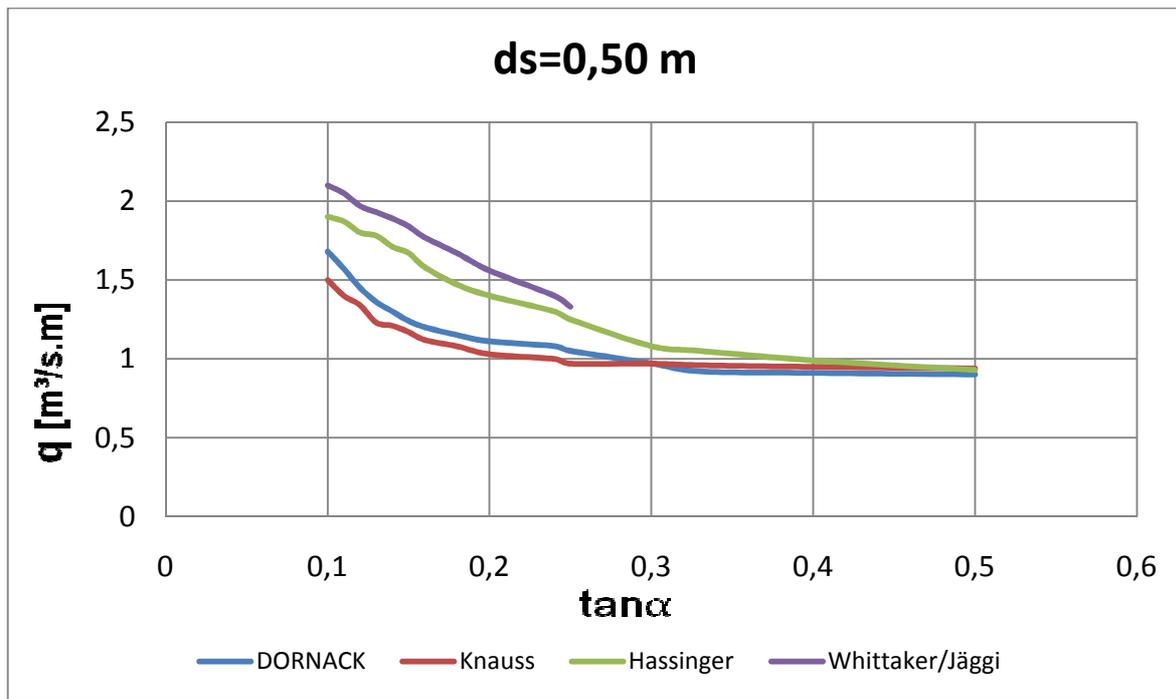


Abbildung 6.17 : Vergleich der Versuchsergebnisse q [$\text{m}^3/\text{s},\text{m}$] von 4 Autoren (DORNACK, KNAUSS, HASSINGER und WHITTAKER/ JÄGGI)

7 Zusammenfassung :

Bei Steinsätzen sind bei Neigungen $\tan \alpha \geq 0,2$ im Vergleich zum Steinwurf die experimentell bestimmten Froude-Zahlen erheblich größer die berechneten Werte (Abbildung 6.11). Steinsatz ist widerstandsfähiger sowohl gegenüber der Erosion an der Oberfläche als auch gegen Ausbrechen aus der Deckwerkebene und deshalb bei steilen Böschungen dem Steinwurf vorzuziehen. Die vorhandenen Formeln sind für eine wirtschaftliche Dimensionierung von Deckwerken aus Stein im Unterschied zur Bemessung von überströmbaren Steinschüttungen nicht brauchbar.

Bei dem überströmten Steinsatz führt der Verlust einzelner Steine nicht zwangsläufig zum Versagen des Deckwerks. In der Stabilitätsbetrachtung ist die Anrechnung zulässiger Steinverluste gerechtfertigt. Die kritischen Bereiche für den Erosionsbeginn befinden sich kurz oberhalb des Belüftungsbeginns in der Zone des beschleunigten unbelüfteten Abflusses. Die hier auftretenden Fließgeschwindigkeiten sind maßgebend für die Erosionssicherheit des Deckwerks. Mit der erstmaligen Überströmung eines Steinsatzes entsteht eine Längskraft im Deckwerk, die eine teilweise Umlagerung der Böschungsp parallelen Gewichtskraftkomponente auf die Fließsicherheit bewirkt. Während der hydraulischen Belastung wirken gleichzeitig antreibende Strömungskräfte und stabilisierende Stützkkräfte am Deckwerkstein. Nach Abschluss der Überströmung eines Steinsatzes verbleibt eine Längskraft im Deckwerk, auch im trockenen Zustand wird ein Teil der Gewichtskraft des Deckwerks durch die Fußstützung aufgenommen. Mit der Verwendung eines mineralischen Unterbaus kann im Vergleich zum Geotextil eine höhere Stabilität des Deckwerks erreicht werden. Voraussetzung ist die filtergerechte Abstufung der Korngrößen.

Die größten erosionskritischen steinbezogenen Froudezahlen und folglich die kleinsten Steine werden nach LARSEN (1986) und DORNACK(1999) ermittelt. Beide Bemessungsgrundlagen stützen sich hierbei erheblich auf den Einfluss der Verzahnung zwischen den Steinen. In den Modellversuchen nach LARSEN (1986) wurden extrem hochkant versetzte Steine verwendet, wodurch der einzelne Stein bei einer möglichen Drehbewegung sich stark zwischen den Nachbarsteinen verkantet. DORNACK erzielt eine höhere Stabilität durch die bereits erwähnte Anrechnung der Zwängungskräfte. Es bleibt festzustellen, dass diese Zwängungskräfte extrem von der Steinform abhängig sind.

8 Vergleich Steinsatz und Steinschüttung:

STEINSATZ	STEINSCHÜTTUNG
Einlagig	Mehrlagig
Gleich große Steine, werden senkrecht zu ihrer größten Dimension dicht zur Böschungsebene aneinander gesetzt.	Regelmäßige und unregelmäßige Steinformen könne flächig und räumlich aufgetragen werden
Bei Verwendung eines mineralischen Unterbaus kann im Vergleich zum Geotextil eine höhere Stabilität des Deckwerks erreicht werden.	Die Steine nicht gesetzt sondern lose auf eine Filterkiesschicht oder ein Geotextil geschüttet.
Im Vergleich mit Steinschüttung widerstandsfähiger, weil die Verklammerungswirkung der einzelnen Steine untereinander erheblich zur Standfestigkeit beiträgt.	sehr anpassungsfähig an die Setzungen des Untergrundes
Die Eigenschaften eines Steinsatzes sind von der Form und Größe des Einzelsteins abhängig.	Materialaufwand bei der Steinschüttung sehr hoch
Der Steinsatz ist für Überfallkörper, Rampen und steilere Böschungen geeignet (1:8 bis 1:10).	nur bei relativ geringen Bodenneigungen zwischen ca.1:4 und 1:12 verwendet (Nachteil)
Der Steinsatz ist bei Beanspruchung durch Überströmung erheblich belastet	Die Durchströmung spielt bei Steinschüttungen eine größere Rolle als bei Steinsatz
Zur Übertragung von Druckkräften geeignet. Die angreifenden Kräfte werden infolge Strömung und Eigengewicht in den Dammkörper abgetragen	Die Steine der Schüttung weisen sowohl in Bezug auf ihre Gewicht, als auch ihre Größe und Form eine weit größere Streuung auf, als die Steine eines Steinsatzes
Mit der erstmaligen Überströmung eines Steinsatzes entsteht eine Längskraft im Deckwerk, die eine teilweise Umlagerung der böschungsp parallelen Gewichtskraftkomponenten auf die Fußrichtung bewirkt.	Die Rauheit liegt bei dem Stein über denen des Steinsatzes.
Für die Steinsatz zeigt sich eine erhebliche Bandbreite in der Deckwerksstabilität.	Die Bandbreite der Stabilität ist bei Steinschüttungen erheblich geringer als beim Steinsatz

Abbildung 8.1 : Vergleich zwischen Steinsatz und Steinschüttung

9 Zusammenfassung :

Die Notwendigkeit zum Bau von überströmbaren Dämmen ergibt sich aus unterschiedlichen Anforderungen. Die Überströmstrecken sind bei Notentlastungen an Fließgewässern und bei Flutungsbauwerken für Polderräume eine kostengünstige Alternative zu konventionellen Einlaufbauwerken dar.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden Bruchsteindeckwerke in lockerer Bauweise, die im Überflutungsbereich überströmbarer Staudämme und Hochwasserrückhaltebecken als Erosionsschutz zum Einsatz kommen, behandelt. Diese Deckwerke werden vor allem bei kleineren Stauanlagen als kostengünstige Alternative zu Entlastungsbauwerken aus Beton für die Hochwasserabführung verwendet. Vor allem kommen die meisten Überströmstrecken als Hochwasserentlastungsanlage von Hochwasserrückhaltebecken im Einsatz. In den letzten Jahren vermehrt aus Gründen der Landschaftsgestaltung eingesetzt.

Für die Dimensionierung überströmbarer Deckwerke stehen verschiedene Bemessungsformeln zur Verfügung, die zumeist für Gefälle $\tan \alpha > 0,25$ entwickelt wurden und die nur zum Teil durch Modellversuche belegt sind. Die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen sowie der hydraulischen und mechanischen Modellversuche wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit zusammengestellt und verglichen. Anhand von umfangreichen Modellversuchen mit zahlreichen Parametervariationen wurden maßgebende Mechanismen der hydrodynamischen Belastung der Deckwerkssteine und die daraus resultierenden Erosionsvorgänge ermittelt.

Die daraus resultierenden Ergebnisse ermöglichten einen vertiefenden Einblick in die Strömungsvorgänge und Erosionsmechanismen von Lockerdeckwerken und sie ermöglichen eine grundsätzlich positive Beurteilung für den Einsatz.

10 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Bruch eines Dammes durch Überströmung [CCRS/CCT1996).....	8
Abbildung 2.1: Beispiel für die- Ausbildung der Sickerlinie [22]	9
Abbildung 2.2: Prinzipieller Aufbau von Zonendämmen [8]	12
Abbildung 2.3: Typische Dammquerschnitte [22].....	14
Abbildung 3.1: Typische Böschungssicherung bei Flussdämmen [8]	16
Abbildung 3.2: Nicht selbsttragende und selbsttragende Sicherung für überströmte Böschungen [1] [7].....	16
Abbildung 3.3: Prinzipskizze zur Konstruktion der Überlaufschwelle [9].....	17
Abbildung 3.4: Erosionsformen am Böschungsfuß [1].	18
Abbildung 3.5: Abflussgrabe mit Trapezquerschnitt und Spundwand [9].....	19
Abbildung 3.6: Sicherung des Abflussgrabens mit großen Wasserbausteinen [9].....	19
Abbildung 3.7: Hydrodynamische Bodenumlagerungen in einem Damm [22].	21
Abbildung 3.8: Schematischer Aufbau eines losen Steinschüttdeckwerkes mit Unterbau [8]	22
Abbildung 3.9: Entwurfsdiagramm zur Filterbemessung (aus ATV-DVWK M502).....	24
Abbildung 3.10: Rasengittersteine (Prinzipskizze) [7].....	29
Abbildung 3.11: Mit Grasbewuchs (gesicherte) Dammoberfläche [6]	31
Abbildung 3.12: Die Versuchsflächen nach abgeschlossenem Einbau [25]	33
Abbildung 3.13: Oberflächenerosion bei der Nullvariante [25].....	33
Abbildung 3.14: Bohrkern eines Deckwerks aus Mastix- Schotter [24].....	35
Abbildung 3.15: Mastix-Schotter-Deckwerk am HRB Mönchzell bei Meckesheimdes Zweckverbandes Hochwasserschutz Einzugsbereich Elsenz-Schwarzbach vor der Begrünung [21]	36
Abbildung 3.16: Steinmatratzen (Prinzipskizze) [26].....	38
Abbildung 3.17: Ruckverhangen der geogitterummantelten Steinmatratze über die Dammkrone [26].....	39

Abbildung 3.18: Loses Auflegen der Steinmatratzen auf die luftseitige Böschungsfläche [26].	39
Abbildung 3.19: Verbundlösung [22].....	41
Abbildung 3.20: Verbundbauweisen –Prinzipskizzen von Geogewebeschläuchen für überströmbare Dämme [6]......	42
Abbildung 3.21: Verbundbauweisen –Prinzipskizzen von Schlaupflösung für überströmbare Dämme [6]......	42
Abbildung 3.22: Überströmbare Dam aus einer Bodenverfestigung.[26]	43
Abbildung 3.23: Überströmung eines Dammes –hydraulisch maßgebende Abflussbereiche [1].....	45
Abbildung 3.24 : Volumetrische Bestimmung die Rauheit Scheuerlein (1968) [3]	47
Abbildung 3.25: Rauhgerinneabfluß [3]	51
Abbildung 3.26: Versuchsbedingungen und Anwendungsbereich der Fließformel (Scheuerlein) [3]	51
Abbildung 3.27: Versagenmechanismen von Lockerdeckwerken [26].....	52
Abbildung 3.28: Skizze zu den Kraftwirkungen am Einzelstein [3].....	56
Abbildung 3.29: Skizze zu den Kraftwirkungen am Einzelstein [3].....	58
Abbildung 3.30: Definitionsskizze zum Gleitsicherheitsnachweis eines Lockerdeckwerks nach BRAUNS 1986 [7]	59
Abbildung 4.1: Bauweisen von Rampen.....	62
Abbildung 4.2: Kolktiefe am Rampenfuß [14].....	68
Abbildung 5.1: Prinzipskizze einer Steinschüttung (LfU1997) [11].....	71
Abbildung 5.2: Volumen eines Steines [8]	71
Abbildung 5.3: Der Belastung und Lagerung eines Steines [8].....	72
Abbildung 5.4: Belastung und Lagerung eines Steines bei Überströmung [8]	73
Abbildung 5.5: Bemessungsdiagramm basierend auf der Formel von Kniess für Strömungsangriff bei Steinschüttungen für Geschwindigkeitsvektoren, die rechtwinkelig auf die Böschungsneigung stehen [21].....	75

Abbildung 5.6 : Deckschicht auf fester Filterschicht (links), Deckschicht auf lockerer Filter - schicht (recht) [8].	76
Abbildung 5.7 : Versuchsrinne für die großmaßstäblichen Modellversuche zu der Steinschüt- tung [5].....	77
Abbildung 5.8: Hydrodynamische Drücke einer 40cm –Schüttung im Dammkrone – Damm- fußbereich (360l/sm) [5].....	78
Abbildung 5.9: Hydrodynamische Drücke einer 25cm –Schüttung im Dammkrone – Damm- fußbereich (360l/sm) [5].....	79
Abbildung 5.10: Masse –Häufigkeitsverteilungen der erodierten Steine bei der 40cm – Schüttung [5].....	80
Abbildung 5.11: Masse –Häufigkeitsverteilungen der erodierten Steine bei der 25cm Schüt- tung [5].....	81
Abbildung 5.12: Erosionskritische steinbezogene Froudzahl für Steinschüttung [7]	89
Abbildung 5.13: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für Steinwurf [3]	90
Abbildung 5.14: Steinschüttung– Vergleich der Bemessungsansätze nach LfU (1997) und LfU (2004) [6].....	92
Abbildung 5.15: Vergleich der Bemessungsansätze nach verschiedenen Autoren für eine Steinschüttung für verschiedene Neigungen der Überflutungstrecke von Kobus 1986 [18]	93
Abbildung 5.16: Dammquerschnitt.....	94
Abbildung 5.17: Bemessungskurve $Frs, er = f(\tan\alpha)$ $ds=0,50$ m (OLIVER)	95
Abbildung 5.18: Bemessungskurven $Frs, er = f(\tan\alpha)$ $ds=0,50$ m (WHITTAKER/ JÄGGI und Knauss).....	96
Abbildung 5.19: Bemessungskurven $Frs, er = f(\tan\alpha)$ $ds= 0,50$ m (Linford).....	97
Abbildung 5.20: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Frs, er=$ $f(\tan\alpha)$.für Steinwurf ($ds=0,50$ m, $\rho_s = 2.650$ kg/m ³)	97
Abbildung 5.21: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Frs, er=$ $f(\tan\alpha)$ für Steinwurf ($ds= 0,50$ m $\rho_s = 2.650$ kg/m ³) von Tabelle 5.5.....	99
Abbildung 6.1: Steinsatz aus unregelmäßigen und plattigen Steinen(Prinzipskizze) [5]....	101

Abbildung 6.2: Grundriss und Längsschnitt des großmaßstäblichen Modells [7].....	108
Abbildung 6.3: Grundriss und Längsschnitt des kleinmaßstäblichen Modells [7].....	108
Abbildung 6.4: Deckwerksausführungen im großmaßstäblichen Modell [7].....	110
Abbildung 6.5: Deckwerksausführungen im kleinmaßstäblichen Modell [7].....	111
Abbildung 6.6: Lageplan und Längsschnitt der Versuchsrinne mit überströmbarem Dammmodell [3]	113
Abbildung 6.7: Kritische steinbezogene Froude- Zahlen Fr_s, cr beim Versagen des Deckwerks [3].....	115
Abbildung 6.8: Steinsatz mit unregelmäßigen Steinen nach LfU (1997), Sommer (1997), Dornack (2001) und Rathgeb (2001)/LfU(2004) [6]	117
Abbildung 6.9: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse $Fr_s, cr = f(\tan\alpha)$ für Steinsatz ($\varphi' = 40^\circ, \Phi = 1,0; PC = 0,73, \rho_s = 2,650\text{kg/m}^3$) [7].....	118
Abbildung 6.10: Vergleich der Versuchsergebnisse Fr_s, cr mit verschiedenen Bemessungskurven [3]	119
Abbildung 6.11: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse $Fr_s, cr = f(\tan\alpha)$ für Steinsatz ($\varphi' = 40^\circ, \Phi = 1,0; PC = 0,73, \rho_s = 2,650\text{kg/m}^3$) 3.....	120
Abbildung 6.12: Bemessungsabflüsse auf überströmbaren Deckwerken aus Steinsatz....	121
Abbildung 6.13: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse von 2 Autoren (DORNACK, KNAUSS) $Fr_s, er = f(\tan\alpha)$, ($ds=0,50\text{ m}, \rho_s = 2.650\text{ kg/m}^3$)	123
Abbildung 6.14: Bemessungskurven und Versuchsergebnisse von 2 Autoren (HASSINGER und WHITTAKER) $Fr_s, er = f(\tan\alpha)$, ($ds=0,50\text{ m}, \rho_s = 2.650\text{ kg/m}^3$)	124
Abbildung 6.15 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Fr_s, er = f(\tan\alpha)$ für ($ds=0,50\text{ m}, \rho_s = 2.650\text{ kg/m}^3$)	125
Abbildung 6.16 : Bemessungskurven und Versuchsergebnisse für vier Autoren $Fr_s, er = f(\tan\alpha)$ für ($ds=0,40\text{ m}, \rho_s = 2.650\text{ kg/m}^3$)	125
Abbildung 6.17: Vergleich der Versuchsergebnisse q [$\text{m}^3/\text{s.m}$] von von 4 Autoren (DORNACK, KNAUSS, HASSINGER und WHITTAKER/ JÄGGI)	127
Abbildung 8.1: Vergleich zwischen Steinsatz und Steinschüttung	129

11 Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Vor- und Nachteile von Dammtypen [22]	10
Tabelle 3.1: Bewertungsmatrix zur Auswahl des Deckwerks [21].....	28
Tabelle 3.2: Vergleich das verschiedene Böschungsschutzsystem Bosshard (1991)	28
Tabelle 3.3: Maximal mögliche Sohlneigungen und Geschwindigkeiten in Abhängigkeit der Grassart [8].....	31
Tabelle 3.4: Kenngrößen zur Beschreibung der Packungs- oder Rauheitsdichte von.....	48
Tabelle 3.5: Ansätze zur Bestimmung des Reibungsbeiwert nach verschiedenen Autoren[7]50	
Tabelle 5.1: Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für überströmbare Deckwerke [5].....	86
Tabelle 5.2: Ansätze für die Ableitung von Bemessungsformeln für überströmbare Deckwerke [5].....	88
Tabelle 5.3: gerechnete werte nach WHITTAKER, LINFORD und OLIVER nach verschiedenen Neigungen	95
Tabelle 5.4: Ergebnisse der Versuche zur Ermittlung $F_{rs,er}$ mit verschiedene q [$m^3/s.m$] ..	98
Tabelle 6.1: Bemessungsformeln für überströmbare Deckwerke [5]	104
Tabelle 6.2: $F_{rs,er}$ für verschiedene Böschungsneigungen nach WHITTAKER, KNAUSS, HASSINGER und DORNACK.....	122
Tabelle 6.3: q [$m^3/s.m$] für nach WHITTAKER, KNAUSS ,HASSINGER und DORNACK...	126

12 Literaturverzeichnis:

- [1] Überströmbare Dämme –Landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden –Württemberg. Karlsruhe, Juni 2004
- [2] Überflutbarkeit kleiner Dämme; Versuchsanstalt für Wasserbau ,Hydrologie und Glazialogie der ETH Zürich, 1991
- [3] Überströmbare Dämme-Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Stefan Dornack, 2001
- [4] Simplified Design Guidelines for Riprap Subjected to Overtopping Flow, Kathleen, Frizell, James F, Ruff ,and Subhendu Mishra, 1997
- [5] Baden– Württemberg Programm Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherung Neue Naturnahe Bauweise für Überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen. (BWPLUS) BWC2004, April 2003
- [6] Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für Überströmbare Dämme, Universität Karlsruhe(TH), Institut für Wasserbau und Gewässerentwicklung, Jan Queißer, 2006
- [7] Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut Wasserbau, .Dr.-Ing Rathgeb, 2001
- [8] Prof. Dr. techn. Tschernutter und Dipl.-Ing. Pucher. Skriptum Dammbau Institut Wasserbau TU Wien, 2008-2009
- [9] Neue Naturnahe Bauweise für Überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken . BWT 2205, Juni 2004
- [10] Stepped Overlays Can Protect your Embankment Dam during Overtopping .Kathleen, Frizell, 1996
- [11] Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken Landesanstalt für Umweltschutz Baden- Württemberg 1997
- [12] Design of Overflow Rockfill Dams. F. Hartung ,H. Scheuerlein, 1997
- [13] Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise .Dr. Ing Reinhard Hassinger Universität Stuttgart, 1991

- [14] Blockrampen-ökologische Bauwerke zur Sohlstabilisierung. Daniela Lange (2007)
- [15] Schutzwasserbau Skriptum- Institut Wasserbau Tu Wien Prof. Dr. techn. Tschernutter und Dipl.-Ing Honsowitz, 2008-2009
- [16] Geotextilien als Unterlage für Riprap, Couch F.(1982) und Geotextilien als Unterlage für Lebendverbau
- [17] Small overtoppable earthdams as alternative for flood protection purposes R.Siebel, 2007
- [18] An Introduction to Air- Water Flows in Hydraulics H. Kobuss Institut für Wasserbau Universität Stuttgart, 1985
- [19] Platzer ,Hydraulische Grundlagen für die Dimensionierung ebener und muldenförmiger Blocksteinrampen mit einer Neigung von 1:10 .Dissertation an der Technischen Universität Wien, April 1994
- [20] Initiation Phase of Rockfill Dams Breaching by Overtopping Miguel Angel Toledo, Manuel .Pisfil University of Madrid, 2007
- [21] Wasserbausteine im Deckwerkausbau Bemessung und Konstruktion Uwe Hansen, 1985
- [22] Dammbau in Theorie und Praxis. Werner Striegler, Berlin: Verl. Für Bauweisen 1998
- [23] Stuttgarter unikurier - Forschung & Wissenschaft Dr. Henry Schäfer, April 2003
- [24] Mastix- Schotter- Deckwerk für überströmbare Dämme und Deich Universität Karlsruhe (TH), Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, A. Bieberstein & H. Wörsching 2004
- [25] Untersuchungen zum Sanierungskonzept für den Staudamm „Forchtenstein“, Diplomarbeit, Friedel- Vinzen- Kroner- Februar 2004, Boku Wien
- [26] Überströmbare Dämme und Dammscharten Baden- Württemberg LFU Karlsruhe 2004
- [27] Leistungsbeschreibung für den Flussbau, Österreich / Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft. Mitglieder des Arbeitskreises, Version 2. 2002

13 Formelverzeichnis:

Formel 3.1.....	23
Formel 3.2.....	23
Formel 3.3.....	23
Formel 3.4.....	24
Formel 3.5.....	25
Formel 3.6.....	25
Formel 3.7.....	25
Formel 3.8.....	25
Formel 3.9.....	46
Formel.3.10.....	46
Formel.3.11.....	46
Formel.3.12.....	47
Formel.3.13.....	48
Formel.3.14.....	48
Formel.3.15.....	48
Formel.3.16.....	49
Formel.3.17.....	49
Formel.3.18.....	49
Formel.3.19.....	53
Formel.3.20.....	53
Formel.3.21.....	54
Formel.3.22.....	55
Formel.3.23.....	55
Formel.3.24.....	55
Formel.3.25.....	55
Formel.3.26.....	55

Formel.3.27	56
Formel.3.28	57
Formel.3.29	57
Formel.3.30	57
Formel.3.31	57
Formel.3.32	57
Formel.3.33	57
Formel.3.34	57
Formel.3.35	58
Formel.3.36	59
Formel.3.37	59
Formel.3.38	60
Formel.3.39	60
Formel.3.40	60
Formel.3.41	60
Formel.3.42	60
Formel 4.1	65
Formel 4.2	65
Formel 4.3	66
Formel 4.4	66
Formel 4.5	66
Formel 4.6	67
Formel 4.7	67
Formel 4.8	67
Formel 4.9	67
Formel.4.10	68
Formel.4.11	68

Formel.4.12	68
Formel.4.13	69
Formel 5.1	71
Formel 5.2	72
Formel 5.3	72
Formel 5.4	73
Formel 5.4	74
Formel 5.5	74
Formel 5.6	74
Formel 5.7	74
Formel 5.8	74
Formel 5.9	83
Formel.5.10	83
Formel.5.11	83
Formel.5.12	84
Formel.5.13	84
Formel.5.14	84
Formel.5.15	85
Formel.5.16	85
Formel.5.17	85
Formel.5.18	86
Formel 6.1	105
Formel 6.2	105
Formel 6.3	105
Formel 6.4	106
Formel 6.5	114
Formel 6.6	114

14 Anlage:

Anlage-1

	BAUFORMEN		
	1. STEINSCHÜTTUNG	2. BEROLLUNG	3. STEINWURF
ANWENDUNG:	Dammkörper, Gegengewichtsschüttungen, Bodenauswechslungen, Entwässerungskörper, Verfüllung von Sohlkolken und Uferbrüchen, Bühnen und Leitwerke	Ufer- und Sohlensicherung bei Gerinnen mit kleiner Schleppkraft, Flächenhafte Sicherung von Böschungen gegen Erosion.	Fußsicherung von Böschungen, Bühnen und Leitwerken, Sohlgurte, -schwellen, -rampen, Sicherung von Gerinnesohlen, Verfüllung von Sohlkolken und Uferbrüchen.
STEINMATERIAL FORM:	Bruchstein beliebiger Form.	Kubischer Bruchstein, eventuell auch Rundsteine.	unbearbeiteter Bruchstein (Wurfstein), keine ausgeprägte Lagerfläche erforderlich.
GRÖSSE:	Abhängig vom Ausmaß des Schüttkörpers und Verwendungszweck, jedoch Mindestgröße 70 mm, Gewichtsbereich 1-8.	Je nach Dicke der Berollung (max. 50 cm) und Beanspruchung, Gewichtsbereich 1 - 2.	Abhängig vom Verwendungszweck, in Gerinnen von der Schleppkraft des Gerinnes, Gewichtsbereich 2-6.
QUALITÄT:	Auswahl des Gesteinsmaterials, sodass die erforderliche Eigenschaft des daraus hergestellten Schüttkörpers auf Dauer erhalten bleibt, wenn gefordert, hochfrostbeständig.	Die geforderte Frostbeständigkeit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123.	Die geforderte Frostbeständigkeit ist 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:	Erforderlichenfalls Verdichtung durch Stampfen, Walzen, Rütteln.	Maschinelles Profilieren, eventuell Humusierung und Besämung auf Böschungen.	Geringfügiges Nachrichten mit Gerät oder von Hand aus, Profilisierung nur begrenzt möglich in Sonderfällen Verfüllen mit Kies, Guss- oder Pumpbeton.
MERKMALE:	Material- und einbringungsbedingter regelloser Aufbau mit guter innerer Verzahnung.	Rauhe Oberfläche.	Rauhe Oberfläche, regelloser, jedoch verzahnter Aufbau.
ANMERKUNGEN:	Geeignet für Schüttung von Dammböschungen bis zirka 1:1.	Bei schlechtem Untergrund gegebenenfalls Schotterbettung (Filteraufbau).	Wirkung durch Gewicht des Einzelsteines, besondere Anpassungsfähigkeit bei Bewegungen.

Anlage-1 : Typische Merkmale von Steinschüttungen, Berollungen und Steinwurf [27]

Analge-2

4. STEINSCHLICHTUNG	5. STEINSATZ	6. PFLASTERUNG
Ufersicherungen, Stützkörper, Entwässerungsrippen, seltener: Bühnen und Leitwerke, Sohlgurte, -schwellen, -rampen.	Stützkörper und -rippen, Überfallkörper, Rampen, seltener: Uferdeckwerke, Sohlenbefestigungen, Bühnen 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 quaderförmig mit mindestens einer Lagerfläche, gespalten oder unbearbeitet.
Abhängig von Verwendungszweck, Gewichtsbereich 2-6.	Abhängig von den Abmessungen des zu errichtenden Baukörpers und seiner Beanspruchung, Gewichtsbereich 2-6.	Die Seitenlängen der Sichtfläche sollen mindestens gleich der 1,5 bis 2-fachen Pflasterdicke sein (bei gespaltenen Steinen), Angabe der Pflasterdicke in cm.
Die geforderte Frostbeständigkeit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123.	Die geforderte Frostbeständigkeit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123. Druckfest, wenn gefordert, erhöhte Abriebfestigkeit.	Die geforderte Frostbeständigkeit ist abhängig von der Beanspruchung des verbauten Steines gemäß ÖNORM B 3123.
Schichten, händisch oder mit Geräten und gegebenenfalls händisches Nachrichten, Möglichst enge Fugen.	Steine einzeln im dichten Verband, lagerhaft versetzt, Fugenausbildung möglichst eng, Lagerfugen senkrecht zur Krafrichtung, 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 Beanspruchung ohne Bettung, in Sand-Kies oder Beton verlegt.
Vereinzelte 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, Rasenziegeln oder Zementmörtel.	Verfüllen der Fugen mit Sand, Humus, Rasenziegeln, Zementmörtel.
Rauhe Oberfläche, geregelter, lockerer Steinverband, mit gegenseitiger Berührung, Einbindung der Decksteine erforderlich, Oberfläche rau.	Dichter, geschlossener Verband, genaue Profilverstellung, gute Ebenflächigkeit möglich, trockenmauerwerksähnlicher Aufbau, zur Übertragung von Druckkräften geeignet, Oberfläche rau.	Geschlossene Oberfläche, große Ebenflächigkeit.
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.

Analge-2 : Typische Merkmale von Steinschlichtungen, Steinsatz und Pflasterungen [27]