

Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau Teil 1: Lose Steinschüttungen

Determination of ripraps in waterway construction
Part I: Unjoined ripraps

Zusammenfassung

Eine ausreichende Standsicherheit von Deckwerken aus losen Schüttsteinen ist sowohl im Ruhezustand als auch im belasteten Zustand nur gegeben, wenn das Steingerüst nach geometrischen Kriterien aufgebaut ist und die Steingewichte auf die maßgebenden Belastungen abgestimmt sind. Im vorliegenden Beitrag wird die Abhängigkeit zwischen der repräsentativen Steingröße, der Trockenrohddichte des Steinmaterials und der Lage des Deckwerks in bezug auf die Belastung durch Strömung und Wellen dargestellt. In Form von Diagrammen werden Richtwerte für die praktische Bemessung angegeben.

Summary

The stability of ripraps constructed by unjoint rocks will only be sufficient firstly if the geometrical criteria given for the framework are considered and secondly if the weight of the rocks is in accordance with the forces acting. In this paper it will be shown that there are some functional relationships between the representative rock size of the riprap, the gross density of the rock material and the position of the revetment relative to the effects of currents and waves. The use of some diagrams showing these relationships may be helpful in designing ripraps for practical purposes.

Inhalt

	Seite
1. Deckwerk	41
2. Steinmaterial	42
2.1 Abmessungen	42
2.2 Größenklassen	43
3. Steinschüttung	44
3.1 Größenverteilung	45
3.2 Schüttdicke	46
3.3 Hohlraumgehalt	48
3.4 Schüttgewicht	49
4. Stabilität	51
4.1 Ruhezustand	51
4.1.1 Innerer Reibungswinkel	52
4.1.2 Relativer Reibungswinkel	53
4.2 Beanspruchung durch Strömung	55
4.2.1 Stabilitätskriterien	56
4.2.2 Neigung des Deckwerks	57
4.2.2.1 Geneigte Sohlenbefestigung	58
4.2.2.2 Geneigtes Uferdeckwerk	58
4.2.2.3 Freie Strömungsrichtung – k_n	59
4.2.3 Trockenrohddichte	60
4.2.4 Anwendung	60
4.3 Beanspruchung durch Wellen	65
4.3.1 Hudson – Formel	66
4.3.2 Bemessung	66
4.3.2.1 Basisgröße D_{r0}	67
4.3.2.2 Trockenrohddichte	67
4.3.3 Anwendung	68
5. Zusammenfassung	68
6. Schrifttum	70

1. Deckwerke

Zur Befestigung von Ufern und Sohlen von Gewässern werden traditionell überwiegend Deckwerke aus Steinschüttungen verwendet, deren Bewährung vom Aufbau der Steinschüttung und von den darauf einwirkenden Belastungen bestimmt wird.

Im vorliegenden Beitrag werden die für Bemessung und Ausbildung von Schüttstein-Deckwerken maßgebenden Kriterien unter Berücksichtigung der im Verkehrswasserbau wichtigen Belastungen erläutert, die sich nach Theorie und praktischen Erfahrungen als geeignet erwiesen haben.

- Teil I : lose Steinschüttungen
Teil II : gebundene Steinschüttungen

Die Verwendung von Steinschüttungen zum Bau von Deckwerken stellt einen der ältesten Aufgabenbereiche des Wasserbaues dar, um Ufer, Sohlen und Leitwerke zu befestigen. Ein Deckwerk besteht aus einer Filter- und einer Deckschicht:

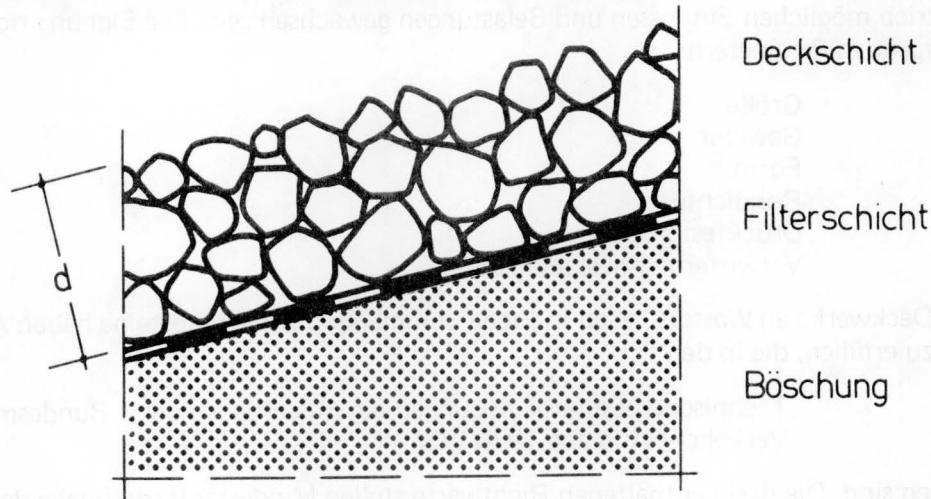


Abb. 1 Aufbau eines Deckwerks

Zum Aufbau der Filterschicht werden Kornfilter in ungebundener und gebundener Form und Kunststoff-Filter eingesetzt, deren Eignung nach Baustoffen, Boden und Belastungen bestimmt wird. /3, 9/

Die Filterschicht wird gegen äußere Belastungen durch die Deckschicht geschützt. Als äußere Belastungen sind

- Strömung
- Wellen
- Eis
- Schiffsstoß

zu berücksichtigen.

Während früher durchweg lose Steinschüttungen verwendet wurden, werden seit einigen Jahren zunehmend gebundene Steinschüttungen insbesondere in Wasserstraßen mit großer Verkehrsbelastung eingesetzt.

Steinschüttungen stellen Haufwerke dar, deren Eigenschaften für die Bemessung von ungebundenen Deckwerken unmittelbar und von gebundenen Deckwerken mittelbar verwendet werden können. Ein Haufwerk ist definiert als Ansammlung einer großen, aber endlichen Zahl von unveränderlichen Steinen, wobei sowohl die einzelnen Steine als auch das Haufwerk als Ganzes statistisch physikalischen Gesetzen folgen. /7/

Die Versagenswahrscheinlichkeit des Haufwerks und der darin befindlichen einzelnen Steine wird durch folgende Parameter bestimmt:

Steinmaterial
Geometrie des Haufwerks
Belastungen

Im Gegensatz zu Haufwerken aus großen Schüttdicken ($d \gg D$) stellen Steinschüttungen in Deckwerken vornehmlich flächige Haufwerke dar, deren Schüttdicke nur bis zum 3-fachen der größten darin vorkommenden Steingröße reicht. Die für Haufwerke mit echt 3-dimensionaler Ausbildung geltenden Gesetze können daher nur beschränkt auf Haufwerke mit 2-dimensionaler Ausbildung angewandt werden.

2. Steinmaterial

Das für den Bau von Deckwerken in Betracht kommende Steinmaterial soll allen bei Einbau und Betrieb möglichen Einflüssen und Belastungen gewachsen sein. Die Eignung richtet sich nach folgenden Parametern:

Größe
Gewicht
Form
Rohdichte
Druckfestigkeit
Verwitterungsbeständigkeit

Die für Deckwerke an Wasserstraßen in Frage kommenden Wasserbausteine haben Anforderungen zu erfüllen, die in den

„Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine – Bundesminister für Verkehr – Ausgabe 1976“ /2/

angegeben sind. Die darin enthaltenen Richtwerte stellen Mindestanforderungen dar, die sich aus Erfahrungswerten von einer Vielzahl von Deckwerken ergeben haben.

2.1 Abmessungen

Die Kennzeichnung von Steinmaterial mit der Streubreite der Gewichte der darin enthaltenen Steine – z. B. 10/60 kg – hat sich als nicht zweckmäßig erwiesen. Zur Beurteilung der Eignung eines Steinmaterials ist es zweckmäßiger, von geometrischen Daten und der Trockenrohdenke der Steine auszugehen, da damit die Vielfalt der möglichen Deckwerksbauweisen einheitlich und vergleichbar dargestellt werden kann.

Nach der „TL Wasserbausteine“ wird die charakteristische Größe eines Steins definiert als die in der größten Hauptdiagonalen des Steins meßbare Länge D

Das Volumen eines Steins ergibt sich dann nach Einführung eines Formfaktors k_1 zu

$$V = k_1 \cdot D^3 \quad (1)$$

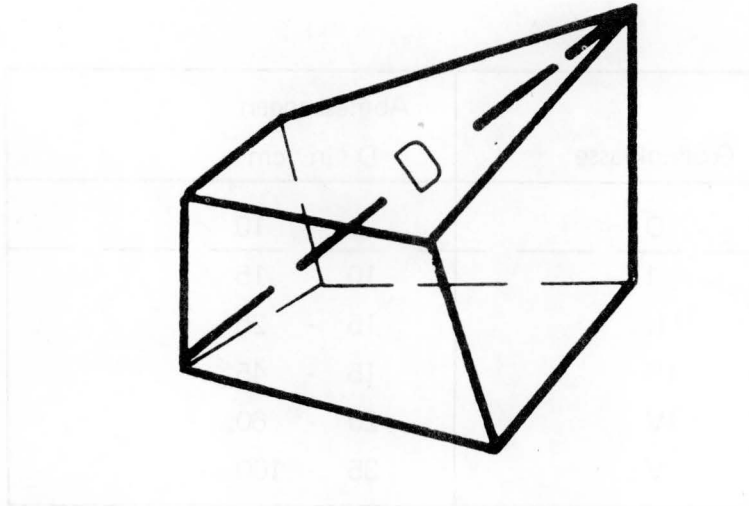


Abb. 2 Steinlänge D

Der hier verwendete Formfaktor k_1 bezieht sich auf die größte Hauptdiagonale D und ist nicht mit dem von Heywood /11/ definierten Formfaktor k_D zu vergleichen, der sich aus dem Durchmesser eines projizierten Ersatzkreises bestimmt. Für geometrisch einfache Körper lauten die Formfaktoren k_1 wie folgt:

Körper	Abmessungen	Formfaktor k_1
Kugel	Durchmesser = D	0,524
Würfel	Kantenlänge = a Diagonale = $a \cdot \sqrt{3}$	0,192
Kegel	Höhe = a Durchmesser = a Diagonale $D = a \cdot 1,12$	0,187
Quader	Kantenlängen $a/a/\frac{a}{3}$ Diagonale $D = a \cdot 1,45$	0,110

Tabelle 1: Formfaktoren einfacher Körper

Aus einer Reihenuntersuchung an Schüttsteinen mit Steinlängen zwischen 13 und 50 cm wurde der Formfaktor k_1 statistisch ermittelt:

$$k_1 = 0,245 \quad (2)$$

$$V = 0,245 \cdot D^3 \quad (3)$$

Dieser statistisch ermittelte Formfaktor liegt in seiner Größe zwischen dem der Kugel (0,524) und dem des Würfels (0,192).

2.2 Größenklassen

Zur Einteilung von Wasserbausteinen sind in der „TL Wasserbausteine“ Größenklassen festgelegt worden, die in der Praxis häufig verwendet werden:

Größenklasse	Abmessungen	
	D in cm	
O	5	10
I	10	15
II	15	25
III	15	45
IV	20	60
V	35	100

Tabelle 2: Größenklassen von Wasserbausteinen

In der derzeitigen Fassung der „TL Wasserbausteine“ ist die Größenklasse O nicht enthalten. Aufgrund zahlreicher Erfahrungen erscheint es jedoch als zweckmäßig, diese Größenklasse vornehmlich für Steine aus Erzschlacken mit großer Trockenrohddichte zu berücksichtigen. Es ist ferner zu berücksichtigen, daß die Größenklasse V nicht nur für Wasserbausteine aus Felsgestein, sondern auch für Steine aus Erzschlacken in Betracht kommt.

Bei Annahme von Trockenrohddichten von 2,5 und 3,9 kg/dm³ ergeben sich folgende Einzelgewichte:

Klasse	Einzelgewicht (kg)	
	Trockenrohddichte	Trockenrohddichte
	2,5 kg/dm ³	3,9 kg/dm ³
O		0,1 - 1,0
I	0,6 - 2,0	1,0 - 3,0
II	2,0 - 10	3,0 - 16
III	2,0 - 60	3,0 - 94
IV	5 - 130	8 - 200
V	25 - 600	40 - 960

Tabelle 3: Einzelgewichte von Wasserbausteinen

Als Trockenrohddichte wird hierbei nach DIN 1306 der Quotient aus der Masse eines Stoffes und jenem Volumen verstanden, das die Hohlräume einschließt. Die Trockenrohddichte wird am getrockneten Stein ermittelt.

3. Steinschüttung

Für die Stabilität loser, unverklammerter Steinschüttungen sind die Kornverteilung und die Dicke der Schüttlage maßgebend, aus denen der Hohlraumgehalt und die Hohlraumgröße bestimmt werden können.

3.1 Größenverteilung

Die Verteilung der Steingrößen innerhalb einer Steinschüttung sollte gut abgestuft sein, wobei die großen Steine für die Stabilität ausschlaggebend sind. Eine Steinschüttung mit einem geringen Ungleichförmigkeitsgrad U (D_{60}/D_{10}) kann unter sonst gleichen Belastungen mit gleicher mittlerer Korngröße D_{50} leichter und tiefer erodiert werden als eine Steinschüttung mit einem größeren Ungleichförmigkeitsgrad. Die für die Lagestabilität repräsentative Korngröße D_r ist größer als die mittlere Korngröße D_{50} . Aus Kolkuntersuchungen ist für die repräsentative Korngröße folgende Beziehung bekannt /14/:

$$D_r = \left(\frac{\sum_{i=1}^{10} D_i^3}{10} \right)^{1/3} \quad (4)$$

$$D_i \quad (i=1) = \frac{D_0 + D_{10}}{2}$$

$$D_i \quad (i=2) = \frac{D_{10} + D_{20}}{2}$$

$$D_i \quad (i=10) = \frac{D_{90} + D_{100}}{2}$$

Darin stellen die Ausdrücke $D_0, D_{10} \dots$ die Siebdurchmesser der zur Steinschüttung gehörenden Kornverteilungskurve dar.

Bei stetiger Kornverteilungskurve gelten folgende Richtwerte für D_r :

$$U < 5 : \quad D_r = D_{50} \quad \text{bis} \quad D_{60} \quad (5)$$

$$U > 5 : \quad D_r = D_{84}$$

Die Verteilung der Korngrößen sollte folgenden Verhältnissen entsprechen /13/:

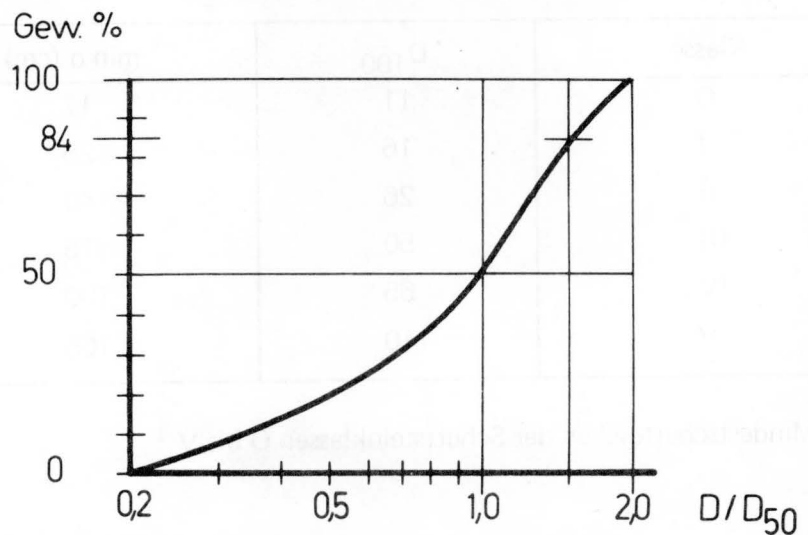


Abb. 3 Kornverteilung einer stabilen Steinschüttung nach /13/

Die repräsentative Korngröße D_r ist in dieser Kornverteilung

$$D_r = 1,25 \cdot D_{50} \cong D_{67} \quad (6)$$

In einer derartig aufgebauten Steinschüttung werden die Hohlräume zwischen den großen Steinen durch kleine Steine gefüllt, so daß eine gegenseitige Verschiebung der Steine erschwert und die Stabilität des internen Stützgerüsts verbessert wird.

Unter Berücksichtigung der o. a. Kornverteilung werden für die Steinklassen O bis V die in Abb. 4 angegebenen Kornverteilungskurven empfohlen.

Die sich aus den Kornverteilungskurven ergebenden Kenngrößen lauten:

Klasse	U	D_{50}	D_r	D_{100}
O	1,70	7,5	8	11
I	1,40	13	14	16
II	1,50	20	22	26
III	2,70	30	38	50
IV	2,50	40	50	65
V	2,32	50	80	110

Tabelle 4: Kenngrößen der Schüttsteinklassen O bis V

3.2 Schüttdicke

Die Dicke der Steinschüttung sollte so groß sein, daß sich darin ein Stützgerüst bilden und die gewählte Kornverteilung hinreichend hergestellt werden kann.

Die Dicke sollte

$$\text{min. } d = 1,5 \cdot D_{100} \quad (7)$$

betragen. Für die Steinklassen gelten dann folgende Mindestdicken:

Klasse	D_{100}	min d (cm)
O	11	17
I	16	25
II	26	40
III	50	75
IV	65	100
V	110	165

Tabelle 5: Mindestschüttdicken der Schüttsteinklassen O bis V

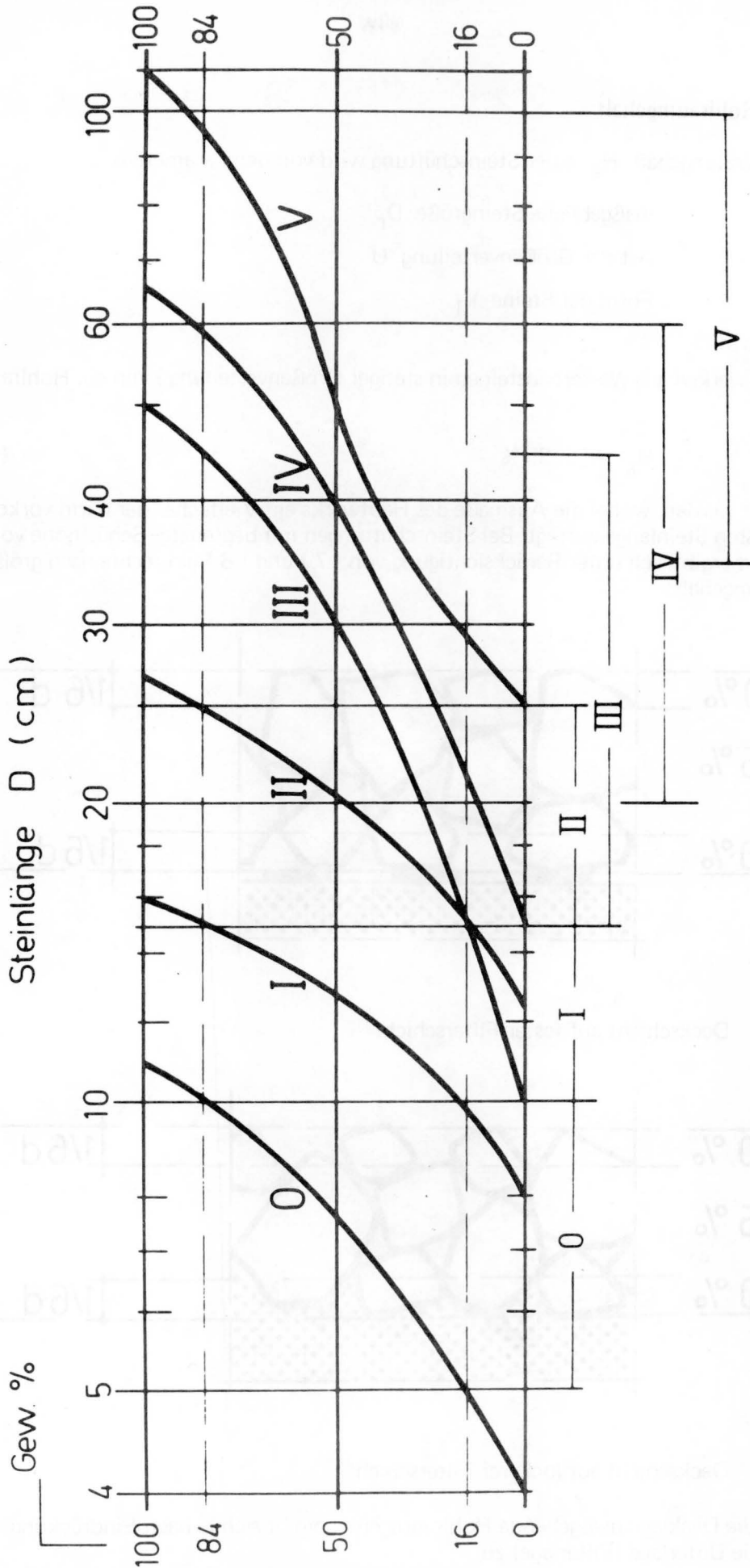


Abb. 4 Kornverteilung der Schüttsteinklassen O bis V

3.3 Hohlraumgehalt

Der Hohlraumgehalt H_k einer Steinschüttung wird von den Parametern

maßgebliche Steingröße D_r

Art der Größenverteilung U

Form der Steine k_1

beeinflusst.

Bei Haufwerken aus Wasserbausteinen in stetiger Größenverteilung kann ein Hohlraumgehalt von

$$H_k = 35\% \quad (8)$$

angesetzt werden, wobei die Ausmaße des Haufwerks ein Vielfaches der darin vorkommenden größten Steinlänge beträgt. Bei Steinschüttungen mit begrenzter Schütthöhe von $d = \min d$ ergibt sich unter Berücksichtigung von (7) und (8) ein rechnerisch größerer Hohlraumgehalt:

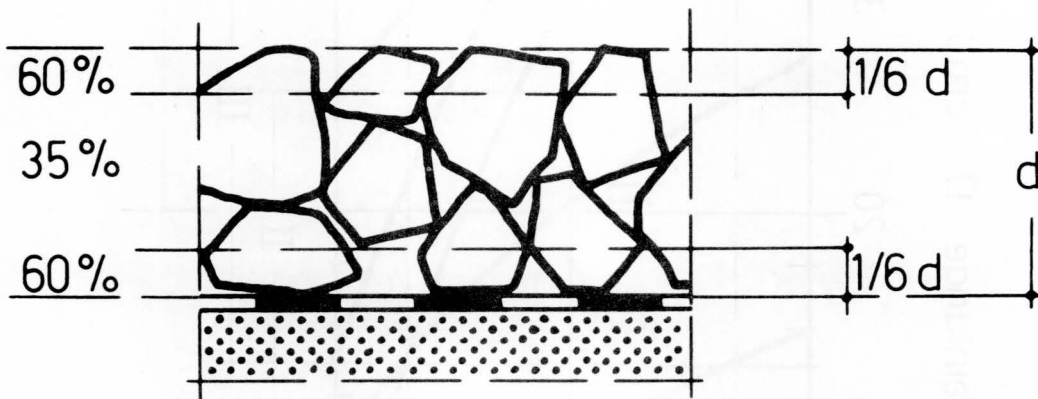


Abb. 5 Deckschicht auf fester Filterschicht

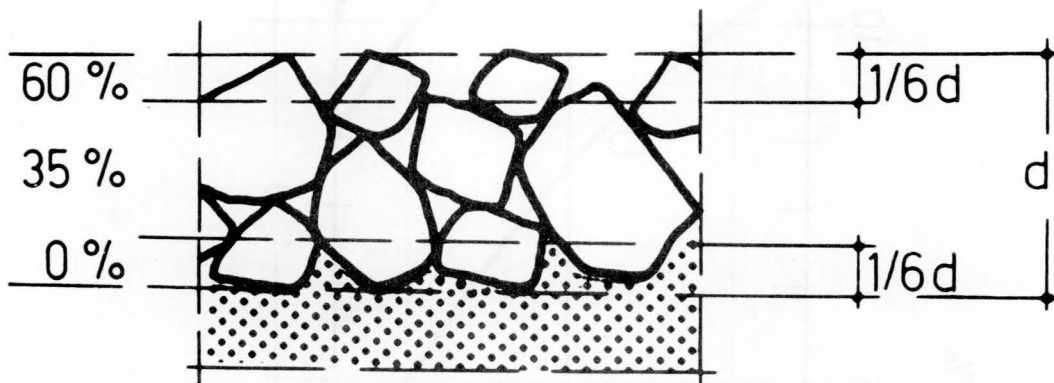


Abb. 6 Deckschicht auf lockerer Filterschicht

Der für die Decklage maßgebende Hohlraumgehalt ergibt sich je nach Eindrückung der Decklage in die Unterlage (Filterlage) zu

$$H_k = 40 \text{ bis } 43\% \quad (9)$$

Die absolute Größe der in einer Steinschüttung vorhandenen Hohlräume kann nur grob geschätzt werden, wozu die Verhältnisse innerhalb einer Kugelpackung herangezogen werden. Eine Packung aus Kugeln gleichen Durchmessers D besitzt bei ebener Packung einen Hohlraumgehalt von 30 % und bei räumlicher, kubisch dichtester Packung einen Hohlraumgehalt von 26 %. Der Durchmesser \emptyset der darin noch unterzubringenden Füllkugel ist abhängig von der Art der Packung:

Anordnung der Basis-Kugeln	\emptyset / D
Gleichseitiges Dreieck	0,15
Tetrad	0,22
Okteader	0,41
Würfel	0,73

Tabelle 6: Durchmesser von Füllkugeln von Kugelpackungen

Unter Berücksichtigung der für die Steinklassen O bis V angegebenen Kornverteilungskurven, des für eine Steinschüttung anzunehmenden Hohlraumgehaltes und der für eine Kugelpackung kleinsten Füllkugel ergeben sich für die Steinklassen folgende Richtwerte:

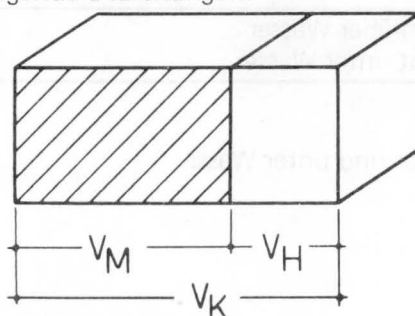
Klasse	D_{100} cm	Dicke d cm	Hohlraumgehalt dm^3/m^2	Hohlraumgröße \emptyset cm
O	11	17	73	1,7
J	16	25	110	2,4
II	26	40	170	3,9
III	50	75	320	7,5
IV	65	100	430	10
V	110	165	710	17

Tabelle 7: Hohlraumgehalt von Steinschüttungen

3.4 Schüttgewicht

Die Dichte eines Haufwerks ist ein Maß für die darin vorhandene Massenkonzentration, die die mechanischen Eigenschaften des Haufwerks beeinflusst. Als Schüttdichte wird nach DIN 1306 der Quotient aus der Masse eines Stoffes und jenem Volumen verstanden, das die Zwischenräume der Schüttung einschließt.

Es gelten folgende Beziehungen:



- V_K Gesamtvolumen
- V_M Feststoff-Volumen
- V_H Hohlraum

Abb. 7 Volumenanteile

$$\begin{aligned}
 \text{Dichtigkeitsgrad} \quad D_K &= V_M / V_K \\
 \text{Dichte} \quad \rho_K &= M / V_K \quad D_K = \rho_K / \rho_M \quad (10) \\
 \text{Hohlraumgehalt} \quad H_K &= V_H / V_K = 1 - D_K = 1 - \rho_K / \rho_M \\
 \text{Trockenrohdichte} \quad \rho_M &= M / V_M \\
 \text{Schüttdichte, trocken} \quad \rho_K &= M / V_K
 \end{aligned}$$

Aus den Beziehungen (9) und (10) ergibt sich für Steinschüttungen eine Schüttdichte ρ_K im Trockenem von

$$\begin{aligned}
 \rho_K &= \rho_M \cdot (1 - H_K) = \rho_M \cdot (1 - 0,43) \\
 \rho_K &= \rho_M \cdot 0,57 \quad (11)
 \end{aligned}$$

Die Schüttdichte ρ'_K für Steinschüttungen unter Wasser wird aus den gleichen Beziehungen ermittelt, wobei der auf das Steinmaterial wirksame Auftrieb zu berücksichtigen ist.

$$\begin{aligned}
 \rho'_K &= (\rho_M - 1) \cdot (1 - H_K) \\
 \rho'_K &= 0,57 \cdot (\rho_M - 1) \quad (12)
 \end{aligned}$$

Für die Schüttsteinklassen O bis V ergeben sich unter Berücksichtigung der jeweiligen Mindestdicken in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte des Steinmaterials folgende Schüttgewichte über und unter Wasser.

Trockenrohdichte	2,3	2,4	2,5	2,65	2,8	3,0	3,2	3,5	3,9
Schüttdichte über Wasser	1,311	1,368	1,425	1,511	1,596	1,710	1,824	1,995	2,223
Schüttdichte unter Wasser	0,741	0,798	0,855	0,941	1,026	1,140	1,254	1,425	1,650
Klasse O d = 17 cm	223 126	233 136	242 145	257 160	271 174	291 194	310 213	339 242	378 281
Klasse I d = 25 cm	328 185	342 200	356 214	378 235	399 257	428 285	456 314	499 356	556 413
Klasse II d = 40 cm	524 296	547 319	570 342	604 376	638 410	684 456	730 511	798 570	889 660
Klasse III d = 75 cm	983 556	1026 599	1069 641	1133 705	1197 770	1283 855	1368 941	1496 1069	1667 1238
Klasse IV d = 100 cm	1311 741	1368 798	1425 855	1511 941	1596 1026	1710 1140	1824 1254	1995 1425	2223 1650
Klasse V d = 165 cm	2163 1223	2257 1317	2351 1411	2492 1552	2633 1693	2833 1881	3010 2069	3292 2351	3668 2723
	1. Zeile = Flächengewicht über Wasser 2. Zeile = Flächengewicht unter Wasser								

Tabelle 8: Gewichte von Steinschüttungen über und unter Wasser

4. Stabilität

Die Stabilität von Steinschüttungen ist abhängig vom Aufbau der Steinschüttung und der sie beanspruchenden Belastungen, die getrennt untersucht werden:

Ruhezustand (Eigengewicht)
Strömung
Wellen

Die einzelnen Steine stellen mechanische Elemente zur Kraft- und Bewegungsübertragung dar, wobei die äußeren Kräfte vornehmlich auf die äußeren Randsteine der Steinschüttung einwirken. Das Gesamtsystem ist äußerlich flächenhaft gestützt.

4.1 Ruhezustand

Im Ruhezustand wird die Stabilität einer Steinschüttung ohne Einwirkung äußerer Kräfte durch den Aufbau der Steinschüttung, durch die Größe der Reibungswinkel innerhalb des Steingerüsts sowie zwischen Steingerüst und Unterlage und durch die Neigung der Böschung beeinflusst.

Die Eigengewichte der Steinschüttung werden durch Druck- und Reibungskräfte in den Untergrund abgetragen.

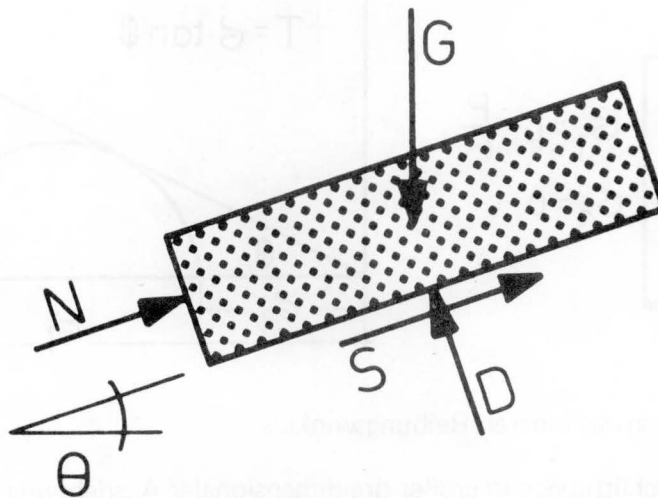


Abb. 8 Deckwerkselement mit angreifenden Kräften

In der Regel wird die Übertragung von Druckkräften parallel zur Schüttelebene nicht angesetzt ($N = 0$), so daß die Standsicherheit gegen Abrutschen lautet:

$$\mu_1 = \frac{\tan \Phi_1}{\tan \Theta} \quad (13)$$

$$= \frac{\tan \Phi_2}{\tan \Theta} \quad (14)$$

ψ_1 = innerer Reibungswinkel der Steinschüttung

Φ_2 = relativer Reibungswinkel zwischen Steinschüttung und Unterlage bzw. Böschung

Θ = Neigungswinkel der Böschung gegen die Horizontale

4.1.1 Innerer Reibungswinkel Φ_1

Der innere mechanische Zustand einer Steinschüttung kann mit Hilfe der statistischen Mechanik erfaßt werden, wobei das Haufwerk der Steinschüttung ein unendlich innerlich statisch unbestimmtes System darstellt. Die Gesetze des Kraftflusses werden erst bei Betrachtung einer sehr großen Zahl von Steinen deutlich, während das mechanische Verhalten des einzelnen Steins letztlich willkürlich und zufällig ist.

Bei ausreichender Druckfestigkeit der Steine werden äußere Kräfte durch Druck- und Reibungskräfte in den Berührungsflächen der Steine übertragen. Der kinematische Freiheitsgrad des einzelnen Steins nimmt mit zunehmender Verdichtung des Haufwerks ab und führt zu einer zunehmenden Stabilisierung des Gesamtsystems. Bei Belastungssteigerung weichen einzelne Steine solange aus, bis sich ein neues „Reibungsgleichgewicht“ einstellt. Die inneren Kraftlinien werden so verändert, daß bis zum Erreichen eines Grenzzustandes ein zunehmend besserer innerer Kraftfluß entsteht. Kennzeichnender Parameter des Grenzzustandes ist der innere Reibungswinkel Φ_1 , der von Form, Größe und Größenverteilung der Steine abhängig ist.

Obwohl die Steinschüttung als Haufwerk diskontinuierlich aufgebaut ist, kann sie bei großer Steinzahl als quasiisotroper Körper nach den Gesetzen der Spannungstheorie (Mohr) analysiert werden.

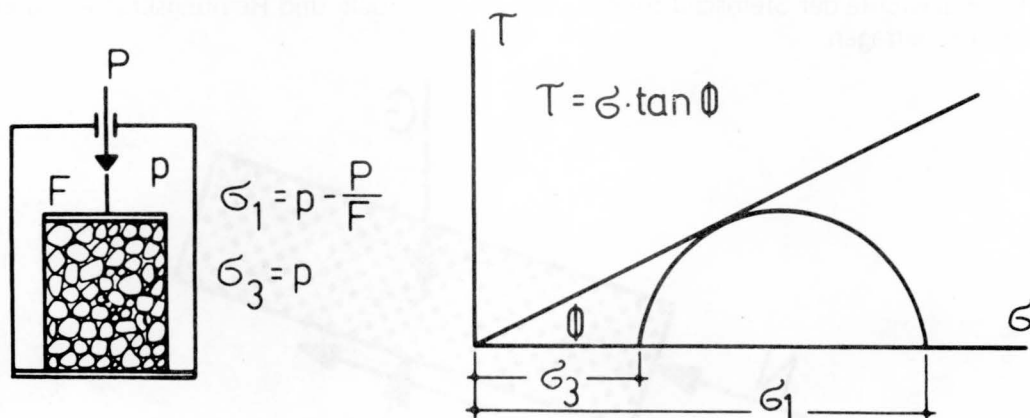


Abb. 9 Ermittlung des inneren Reibungswinkels

Während für Steinschüttungen in großer dreidimensionaler Ausdehnung (Dammschüttungen) der innere Reibungswinkel im dreiachsigen Druckversuch bestimmt werden kann, sind die danach bekannten Werte für flächig ausgedehnte Steinschüttungen in Form von Deckwerken nur eingeschränkt zu verwenden. Es empfiehlt sich, den inneren Reibungswinkel des für ein Deckwerk vorgesehenen Steinmaterials entweder durch Probeschüttungen oder durch Versuche mit einer geeigneten Ebene in situ zu bestimmen.

Ohne besonderen Nachweis sollte der innere Reibungswinkel einer Steinschüttung nicht größer als

$$\Phi_1 = 35^\circ$$

angenommen werden.

Folgende Richtwerte für den inneren Reibungswinkel Φ_1 sind bekannt:

Steinmaterial	Reibungswinkel Φ_1	Quelle
abgerundete Steine auf abgerundeten Steinen	35°	U.S. Army Coastal Engineering Research Center
eckige Steine auf eckigen Steinen	29°	
eckige Steine auf gerundeten Steinen	32°	Shore Protection, Planning and Design
Bruchsteine (Gneis) 50 – 100 mm	27°	H. Breth: Der derzeitige Stand des Staudamm-baues Wasserwirtschaft 1/2 1972
Kies 10 – 100 mm	34°	
Moräne 0,01 – 50 mm	37°	
Bruchsteine 15 – 25 cm Taunusquarzit Saarhölzbach	35°	BAW/WSA Saarbrücken

Tabelle 9: innerer Reibungswinkel von Steinschüttungen

4.1.2 Relativer Reibungswinkel

Der zwischen Steinschüttung und deren Bettung wirksame Reibungswinkel Φ_2 wird wesentlich von der gegenseitigen Verzahnung beider Schichten bestimmt. Er setzt sich aus der Kontakt-Reibung und der sich aus der Unebenheit der Kontaktzone (Bettung) ergebenden Reibung zusammen:

$$\Phi_2 = \Phi_2(\tau) + \Phi_2(\sigma_p)$$

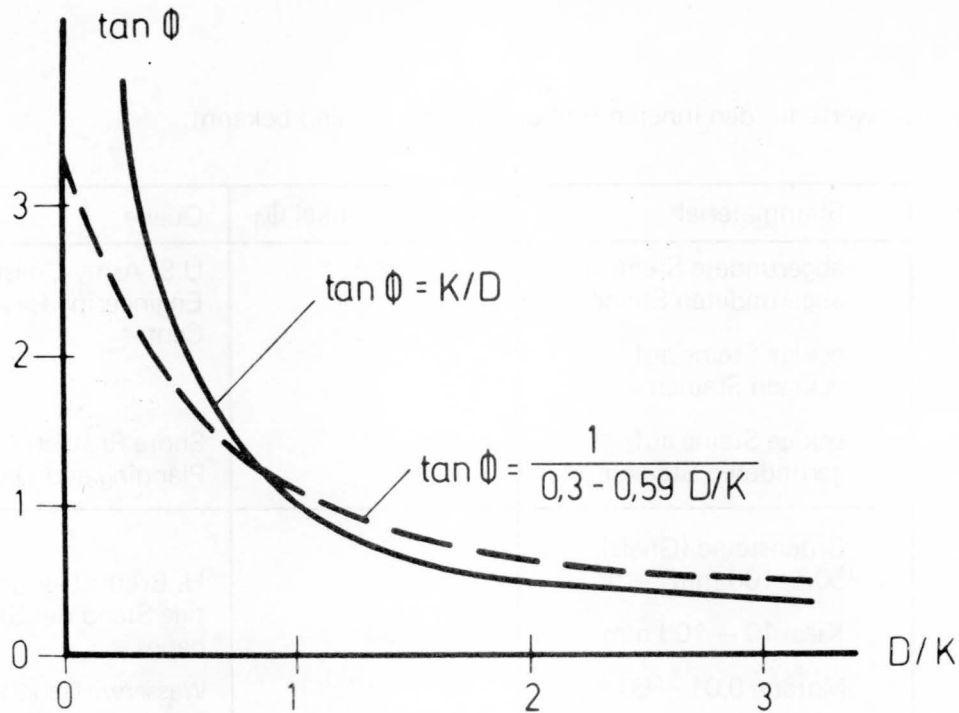
Aus Modelluntersuchungen /4/ wurde eine Beziehung zwischen dem Reibungswinkel Φ_2 und maßgebenden Parametern von Steinschüttung und Bettung ermittelt, deren Ergebnisse in ihrer Tendenz auf natürliche Verhältnisse übertragen werden können. Der durchschnittliche Reibungswinkel ist demnach im wesentlichen abhängig von dem Verhältnis der Korngrößen von Steinschüttung und Bettung:

$$\tan \Phi_2 = \frac{K}{2,61} \quad \text{für } D/K \leq 1$$

$$\tan \Phi_2 = \frac{1}{0,3 + 0,59 D/K} \quad \text{für } D/K > 1 \quad (15)$$

D = D_r Steingröße der Steinschüttung

K = Korngröße der Bettung

Abb. 10 Reibungswinkel Φ_2 als Funktion von D/K nach /4/

Unter der Voraussetzung, daß die Bettung der Steinschüttung starr ist und sich die einzelnen Steine in diese nicht plastisch eindrücken, ergeben sich für ausgewählte Größenverhältnisse D/K folgende Reibungswinkel Φ_2 :

Größenverhältnis	Reibungswinkel		Faktor α
	Φ_2	$\tan \Phi_2$	
1,0	48°	1,12	1,00
1,25	44°	0,96	0,86
1,50	40°	0,84	0,75
1,75	37°	0,75	0,67
2,00	34°	0,68	0,61
2,25	32°	0,61	0,54
3,0	26°	0,48	0,43

Tabelle 10: rel. Reibungswinkel nach /4/

Bei größeren Verhältnissen D/K kann bei lockerer, ungebundener Bettung ein Eindrücken einzelner Steine der Schüttung angenommen werden, so daß die Tiefe der Eindrückung wiederum in Beziehung zur Steingröße zu setzen ist.

Zur Übertragung dieser Modellergebnisse auf natürliche Verhältnisse wird unter Berücksichtigung des unterschiedlichen inneren Reibungswinkels Φ_1 zur Ermittlung des zwischen Steinschüttung und Bettung herrschenden Reibungswinkels folgende Beziehung vorgeschlagen:

$$\tan \Phi_2 = \alpha \cdot \tan \Phi_1 \quad (16)$$

Wird eine Steinschüttung auf einem Kunststoff-Filter aufgebracht, ist die Dehnungsfähigkeit des Filters und die Lagerungsdichte des darunter liegenden Bodens für die mögliche Einbettung und den sich daraus ergebenden Reibungswinkel ϕ_2 maßgebend. Die Filtermatte sollte hierbei eine möglichst große Dehnungsfähigkeit bei 2axialer Zugbeanspruchung besitzen.

4.2. Beanspruchung durch Strömung

Bei Überströmung einer Steinschüttung werden die der Strömung ausgesetzten Steine durch Schub- und Liftkräfte belastet.

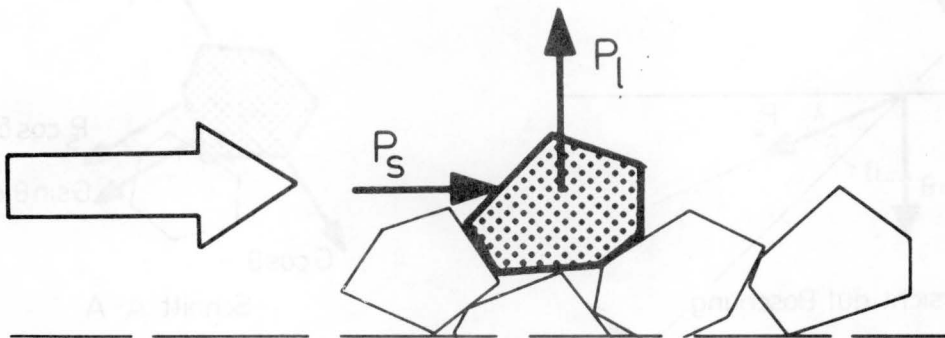
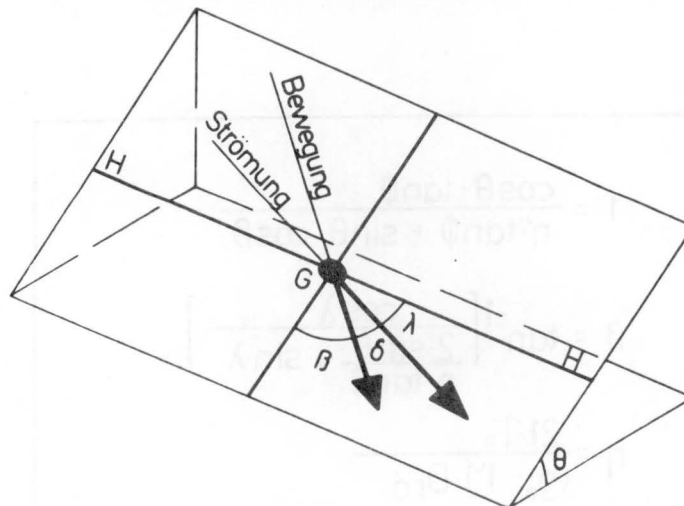


Abb. 11 Belastung eines Steins durch Strömung

Die Schubkraft P_S wirkt in Richtung der Strömung, die Liftkraft P_L senkrecht zur Strömungsrichtung und zur Deckwerksebene.

Zur Aufstellung der Stabilitätskriterien werden folgende Parameter verwendet:



- θ Neigungswinkel der Böschung
- λ Winkel zwischen Strömung V_S und Horizontalen H
- δ Winkel zwischen Strömung V_S und Bewegung des Steins G
- Richtung der Strömung V_S = Richtung der Schubspannung T_0

Abb. 12 Überströmung eines geböschten Deckwerks

4.2.1 Stabilitätskriterien

Ein im oberen Bereich einer überströmten Steinschüttung liegender Stein wird durch Schub- und Liftkräfte belastet, denen das wirksame Gewicht des Steins als Widerstand entgegen wirkt.

Unter der Annahme, daß der Beginn der Instabilität der Steinschüttung durch ein Abrollen der Steine gekennzeichnet ist, lassen sich Momentengleichgewichte um die Kontaktpunkte der Steine aufstellen. Zur Vereinfachung wird das Momentengleichgewicht an einem repräsentativen Stein in der Ebene seiner möglichen Rollrichtung gebildet /13/.

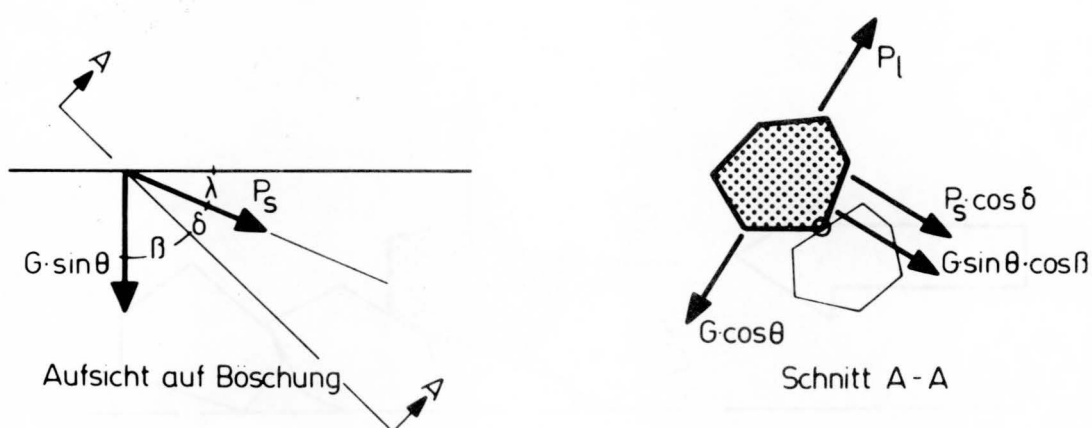


Abb. 13 Belastung und Lagerung eines Steins bei Überströmung

Durch Einbeziehen der geometrischen Größen des einzelnen repräsentativen Steins in die Gesamtheit des Haufwerks, dessen geometrische Kriterien durch die Steingröße D_r und den inneren Reibungswinkel Φ_1 gegeben sind, und des Shield'schen Kriteriums für den Bewegungsbeginn werden folgende Gleichungen hergestellt:

$$\begin{aligned}
 1 &= \frac{\cos\theta \cdot \tan\Phi}{\eta' \cdot \tan\Phi + \sin\theta \cdot \cos\beta} \\
 \beta &= \tan^{-1} \left[\frac{\cos\lambda}{\frac{2 \cdot \sin\theta}{\eta \cdot \tan\Phi} + \sin\lambda} \right] \\
 \eta &= \frac{21 \cdot \tau_0}{(g_0 - 1) \cdot D_{r0}} \\
 \eta' &= \eta \left[\frac{1 + 2 \sin(\lambda + \beta)}{2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{16}$$

Die praxisgerechte Anwendung der Gleichungen (16) zur gezielten Bemessung einer Steinschüttung scheidet jedoch in den meisten Fällen an der Bestimmung der dafür maßgebenden Schubspannung τ_0 sowie der Winkel λ und δ .

Aus Theorie, Modelluntersuchungen und praktischen Erfahrungen sind jedoch für die Bemessung einer Steinschüttung zur Befestigung einer waagerechten oder flach geneigten Gewässer- sohle Formeln bekannt, aus denen die repräsentative Steingröße D_r in Abhängigkeit von der sohlennahen Strömungsgeschwindigkeit V_s ermittelt werden kann. Als eine der ältesten Bemessungsformeln gilt die von A. Brahms in „Anfangsgründe der Deich- und Wasserbau- kunst, Aurich 1754/57“ angegebene Beziehung

$$V_s = k \cdot G^{1/6}$$

Jüngere Bemessungsformeln /6, 10, 11, 15/ sind in gleicher Weise aufgebaut, wobei der Bestimmung des Parameters k die größte Bedeutung zukommt. Die in /6/ angegebene Formel ist durch neuere Untersuchungen weiter abgesichert worden und wird hier für die weitere Ableitung verwendet:

$$G = 0,062 \cdot V_s^6 \quad (17)$$

Gl. (17) liefert etwas geringere Steingewichte als die in /10/ und /15/ angegebenen Formeln, da eine gewisse Verbundwirkung durch gegenseitige Verzwickung der Schüttsteine berücksichtigt wird. Aus den Gl. (3) und (17) ergibt sich mit einer Trockenrohddichte des Steinmaterials von $\rho_0 = 2,65 \text{ kg/dm}^3$ die Beziehung

$$D_{r0} = 0,4574 \cdot V_s^2$$

(18)

D_{r0} in (dm)

V_s in (m/s)

Die sich daraus für eine waagrecht liegende Sohlenbefestigung ergebende Steingröße wird als Basisgröße D_{r0} ($\Theta = 0$, $\lambda = 0$) bezeichnet. Die repräsentative Steingröße D_r einer geböschten Sohlen- oder Uferbefestigung ($\Theta \neq 0$, $\lambda \neq 0$, $\rho \neq \rho_0$) wird aus der Basisgröße D_{r0} berechnet, indem die jeweiligen örtlichen Gegebenheiten durch Korrekturfaktoren k_n und k_m berücksichtigt werden.

$$D_r = D_{r0} \cdot k_n \cdot k_m \quad (19)$$

k_n = Korrekturfaktor für Neigung des Deckwerks

k_m = Korrekturfaktor für Trockenrohddichte

4.2.2 Neigung des Deckwerks

Ein Deckwerk kann gegenüber der waagrecht liegenden Sohlenbefestigung entweder in Strömungsrichtung oder quer zur Strömungsrichtung um den Winkel Θ zur Horizontalen geneigt sein, woraus sich unterschiedliche Korrekturfaktoren ergeben.

4.2.2.1 Geneigte Sohlenbefestigung – $k_{n, 90}$

Bei geneigter Sohlenbefestigung ergibt sich der Korrekturfaktor $k_{n, 90}$ aus den Gl. (16), wobei zur Vereinfachung angenommen wird, daß der Winkel zwischen Strömungs- und Rollrichtung δ gleich Null ist.

$$\begin{aligned}\lambda &= 90^\circ \\ \delta &= 0\end{aligned}$$

$$k_{n, 90} = \frac{1}{\cos \left(1 - \frac{\tan \Theta}{\tan \Phi} \right)} \quad (20)$$

$\lambda = 90^\circ$							
$\tan \Theta$	Φ	30°	35°	40°	45°	50°	
1:1	$45,0^\circ$	–	–	–	–	8,79	
1:1,5	$33,7^\circ$	–	–	–	3,97	3,00	
1:2	$26,6^\circ$	8,34	3,91	2,77	2,24	1,93	
1:2,5	$21,8^\circ$	3,51	2,51	2,06	1,79	1,82	
1:3	$18,4^\circ$	2,49	2,01	1,75	1,58	1,46	
1:4	$14,0^\circ$	1,82	1,60	1,47	1,37	1,30	
1:5	$11,3^\circ$	1,56	1,43	1,34	1,37	1,23	
1:7	$8,1^\circ$	1,34	1,27	1,22	1,18	1,15	
1:10	$5,7^\circ$	1,22	1,17	1,14	1,12	1,10	
1:15	$3,8^\circ$	1,13	1,11	1,09	1,07	1,06	
1:20	$2,9^\circ$	1,10	1,08	1,06	1,05	1,04	
1: ∞	0°	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

Tabelle 11: Korrekturfaktor $k_{n, 90}$, geneigte Sohlenbefestigung

4.2.2.2 Geneigtes Uferdeckwerk – $k_{n, 0}$

Aus den Gl. (16) ergibt sich der Korrekturfaktor $k_{n, 0}$ für ein geneigtes Uferdeckwerk mit der vereinfachenden Annahme, daß die Strömungsrichtung mit der Streichrichtung der Uferböschung annähernd identisch ist und λ gleich Null gesetzt wird.

Aus Gl. (13) wird die Standsicherheit gegen Abrutschen eingeführt:

$$\mu_1 = \frac{\tan \Phi}{\tan \Theta} \tag{21}$$

$$k_{n,0} = \frac{\mu_1^2}{\cos \Theta (\mu_1^2 - 1)}$$

$\lambda = 0^\circ$							
$\tan \Theta$	Φ	30°	35°	40°	45°	50°	
1:1	$45,0^\circ$	—	—	—	—	4,78	
1:1,5	$33,7^\circ$	—	—	—	2,38	1,93	
1:2	$26,6^\circ$	4,47	2,28	1,73	1,49	1,36	
1:2,5	$21,8^\circ$	2,07	1,60	1,39	1,28	1,21	
1:3	$18,4^\circ$	1,58	1,36	1,25	1,19	1,14	
1:4	$14,0^\circ$	1,27	1,18	1,13	1,10	1,08	
1:5	$11,3^\circ$	1,16	1,11	1,08	1,06	1,05	
1:7	$8,1^\circ$	1,08	1,05	1,04	1,03	1,02	
1:10	$5,7^\circ$						
1:15	$3,8^\circ$		$\approx 1,00$				
1:20	$2,9^\circ$						
1:	0°						

Tabelle 12: Korrekturfaktor $k_{n,0}$, geneigtes Uferdeckwerk

4.2.2.3 Freie Strömungsrichtung – $k_{n,\lambda}$

Die Berechnung des Korrekturfaktors $k_{n,\lambda}$ für andere Strömungsrichtungen zwischen 0 und 90° ist nach den Gl. (20 - 22) schwierig und zeitaufwendig. Es ist einfacher, den Korrekturfaktor mit Hilfe der beiden Korrekturfaktoren $k_{n,90}$ und $k_{n,0}$ zu bestimmen, indem diese beiden Werte als Grenzwerte betrachtet werden, zwischen denen der Wert von $k_{n,\lambda}$ je nach Richtung der Strömung liegt.

Aufgrund der geometrischen Eigenschaften der Steinschüttung als quasiisotropes Haufwerk wird zwischen den Grenzwerten $k_{n,90}$ und $k_{n,0}$ eine elliptische Verteilung angenommen, so daß für den Korrekturfaktor $k_{n,\lambda}$ gilt:

$$k_{n,\lambda} = \sqrt{k_{n,0}^2 \cdot \cos^2 \lambda + k_{n,90}^2 \cdot \sin^2 \lambda} \tag{23}$$

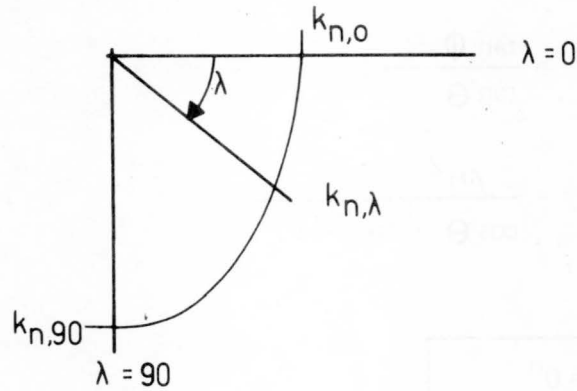


Abb. 14 Korrekturfaktor $k_{n,\lambda}$

4.2.3 Trockenrohdichte

Die Basisgröße D_{r0} wird für eine Steinschüttung bestimmt, deren Trockenrohdichte $\rho_0 = 2,65 \text{ kg/dm}^3$ beträgt. Bei Steinmaterial mit anderer Trockenrohdichte ergibt sich aus den Gl. (16) der Korrekturfaktor k_m :

$$k_m = \frac{\rho_0 - 1}{\rho - 1} \quad (22)$$

(kg/dm^3)	k_m
2,30	1,27
2,40	1,18
2,50	1,10
2,65	1,00
2,80	0,92
3,00	0,83
3,20	0,75
3,50	0,66
3,90	0,57

Tabelle 13: Korrekturfaktor k_m für Trockenrohdichte

4.2.4 Anwendung

Die für die Bemessung der repräsentativen Steingröße D_r aufgestellten Gleichungen werden für häufig vorkommende Deckwerke in Form von Diagrammen ausgewertet.

Aus Naturmessungen an Uferdeckwerken von Wasserstraßen /12/ ist bekannt, daß die bei Schiffsvorbeifahrt entstehende Rückströmung in ihrer Resultierenden maximal zwischen 40°

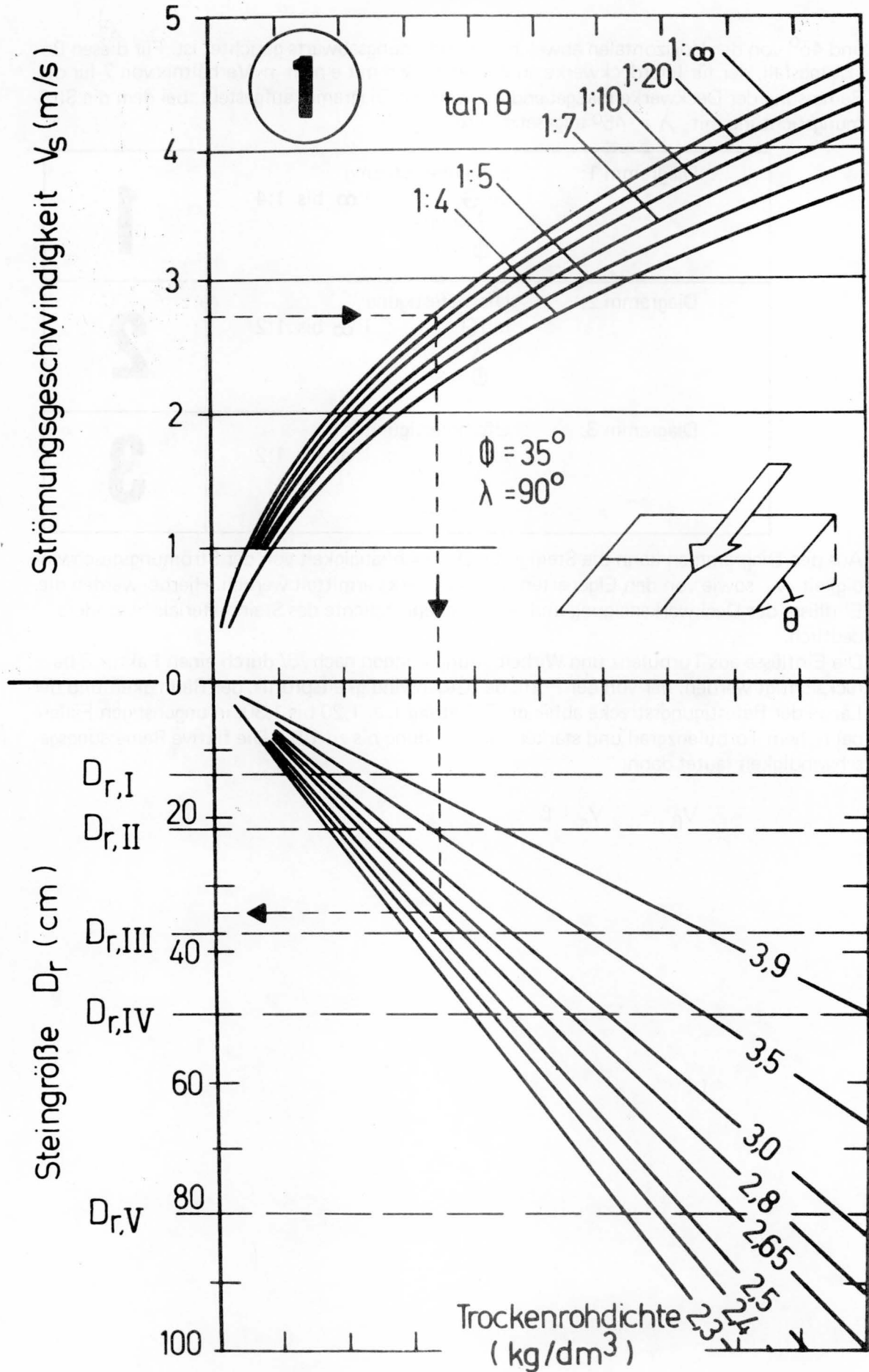
und 45° von der Horizontalen abweicht und böschungsabwärts gerichtet ist. Für diesen Belastungsfall, der für Uferdeckwerke an Wasserstraßen mit einem n -Verhältnis von 7 für die Bemessung der Deckwerke maßgebend ist, wird ein Diagramm aufgestellt, bei dem die Strömungsrichtung mit $\lambda = 45^\circ$ angesetzt wird.

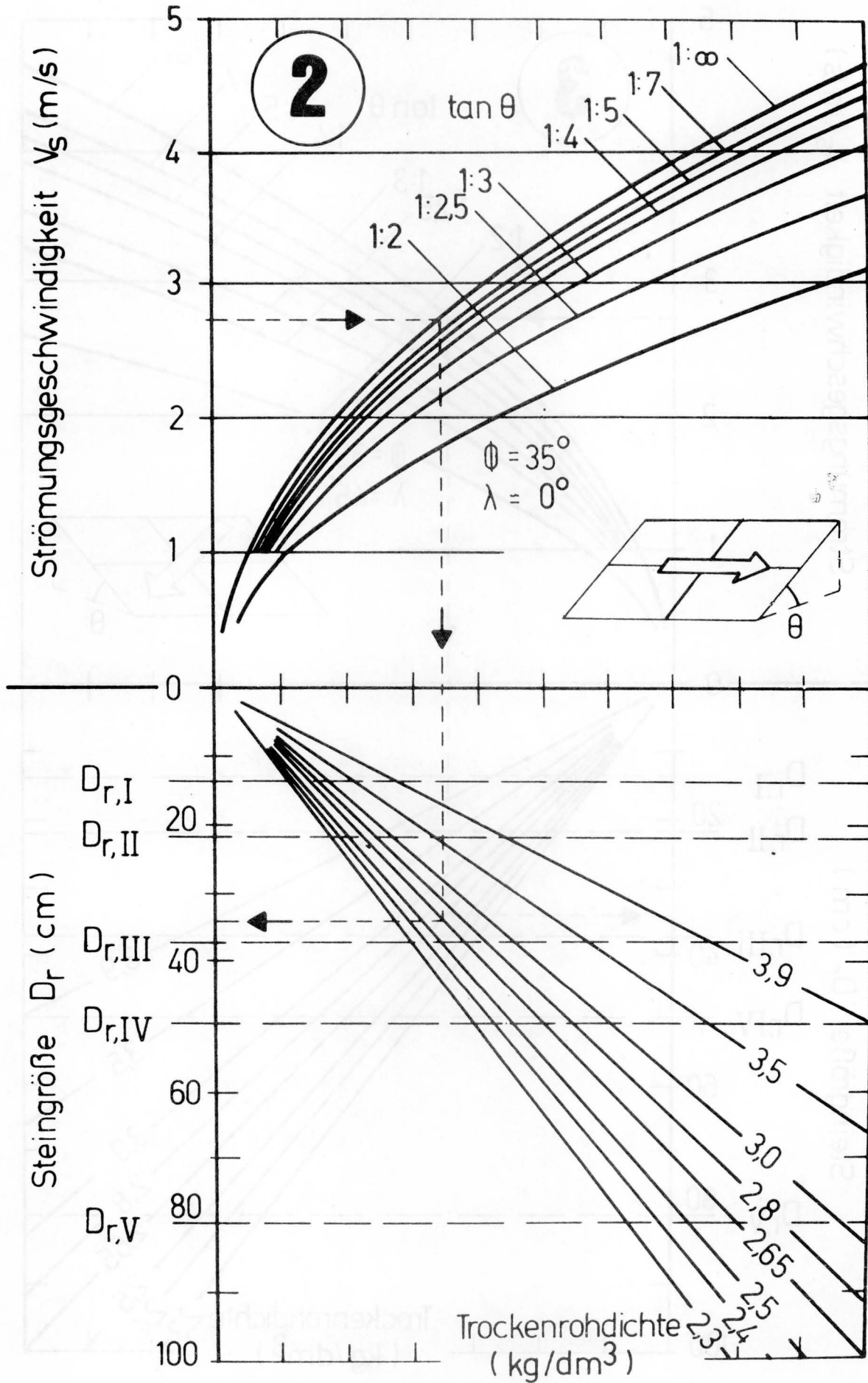
Diagramm 1:	Sohlenbefestigung $\tan \Theta$: 1:∞ bis 1:4 $\lambda = 90^\circ$ $\Phi = 35^\circ$	1
Diagramm 2:	Uferbefestigung $\tan \Theta$: 1:∞ bis 1:2 $\lambda = 0^\circ$ $\Phi = 35^\circ$	2
Diagramm 3:	Uferbefestigung $\tan \Theta$: 1:∞ bis 1:2 $\lambda = 45^\circ$ $\Phi = 35^\circ$	3

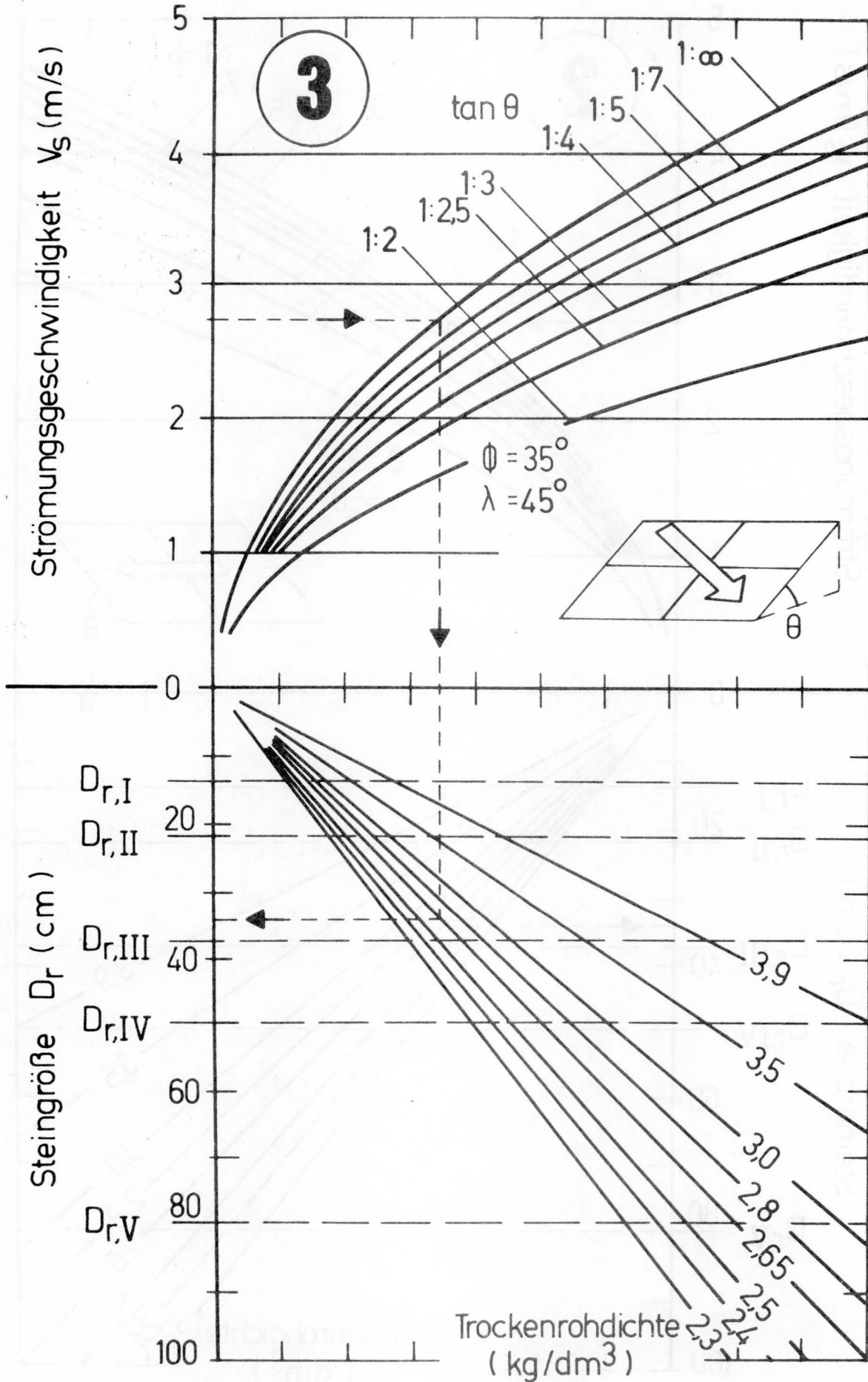
Aus den Diagrammen kann die Steingröße D_r in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit V_s sowie von den Eigenarten des Deckwerks ermittelt werden. Hierbei werden die Einflüsse der Deckwerksneigung und der Trockenrohdichte des Steinmaterials besonders deutlich.

Die Einflüsse aus Turbulenz und Wirbelbildung können nach /6/ durch einen Faktor 8 berücksichtigt werden, der von der Form des Geschwindigkeitsprofils, der Rauigkeit und der Länge der Befestigungsstrecke abhängt. Er beträgt i. a. 1,20 bis 1,30, in ungünstigen Fällen bei hohem Turbulenzgrad und starker Wirbelbildung bis zu 1,50. Die fiktive Bemessungsgeschwindigkeit lautet dann:

$$V_\beta = V_s \cdot \beta$$







4.3 Beanspruchung durch Wellen

Deckwerke an Wasserstraßen werden außer durch Strömung und bei Schiffsverkehr entstehendem Absunk durch wind- und schiffserzeugte Oberflächenwellen belastet. Die Intensität der Belastung richtet sich nach der Wellenhöhe H unmittelbar vor dem Deckwerk und nach der Neigung des Deckwerks. /3, 5/

Das Deckwerk wird dabei durch den Druckschlag brechender Wellen und durch Strömungskräfte der auf- und ablaufenden Welle beansprucht.

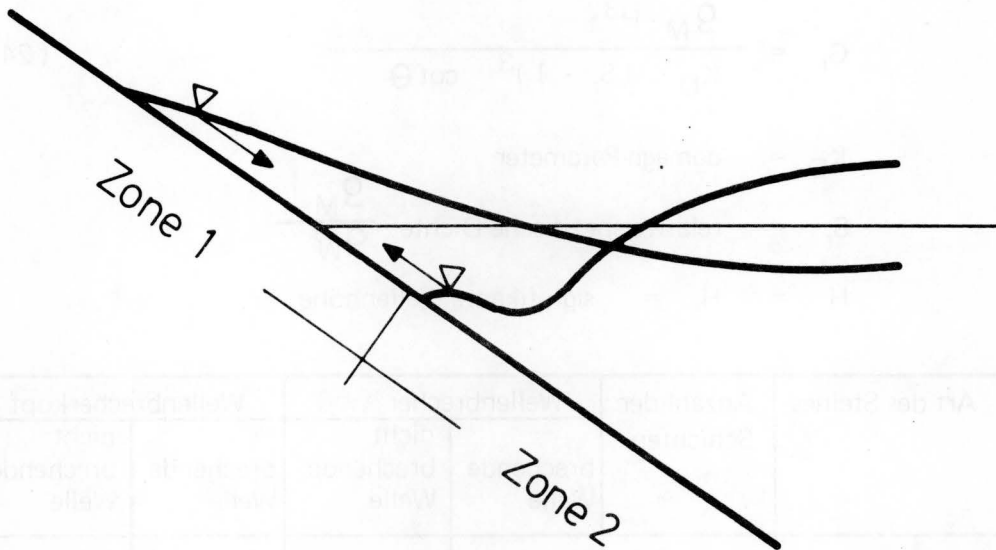


Abb. 15: Beanspruchung eines Deckwerks durch Wellen

Bei Deckwerken aus losen Schüttsteinen treten Schäden vor allem im Bereich des Ruhewasserspiegels und darunter auf, wobei zwei Zonen unterschiedlicher Belastung vorhanden sind /4/:

Zone 1: Geschwindigkeit und Beschleunigung der infolge Wellenaufbaus entstehenden Strömung sind im wesentlichen parallel zur Böschungsebene in Fallrichtung gerichtet. Die in dieser Zone liegenden Steine werden durch Schub- und Liftkräfte belastet.

Zone 2: Das Geschwindigkeitsfeld ändert sich plötzlich bei gleichzeitiger Änderung der quasi-hydrostatischen Druckbelastung, wenn das ablaufende Wasser in die nächstfolgende Welle stürzt. Hierbei tritt eine Strömungskomponente senkrecht zur Deckwerksebene auf. Je nach Höhe und Form der Welle sowie der Neigung des Deckwerks wird das Deckwerk der Zone 1 durch Druckschlagwirkung brechender Wellen belastet. Hierbei treten kurzzeitige (10^{-1} bis 10^{-2} s) und sehr große Druckspannungen auf kleiner Fläche auf, die Sprengwirkungen erzeugen.

4.3.1 HUDSON-Formel

HUDSON untersuchte in Modellversuchen das Stabilitätsverhalten von Wellenbrechern aus losen Bruch- und Formsteinen. Hierbei wurde angenommen, daß die böschungsparelle Reibungskomponente die wesentliche Kraft ist, die dem Wellenangriff Widerstand leistet und daher die Lagestabilität des Deckwerks maßgeblich beeinflußt /5, 8, 15/.

Die Untersuchungen ergaben eine Bemessungsformel für das Gewicht eines in der obersten Deckschicht liegenden Steins:

$$G_r = \frac{\rho_M \cdot H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \theta} \quad (24)$$

K_D = damage-Parameter

S_r = relative spezifische Dichte $\frac{\rho_M}{\rho_W}$

$H = H_s$ = signifikante Wellenhöhe

Art des Steines	Anzahl der Schichten	Wellenbrecher		Wellenbrecherkopf	
		brechende Welle	nicht brechende Welle	brechende Welle	nicht brechende Welle
glatte nat. Steine	2	2,5	2,6	2,0	2,4
rauhe nat. Steine	1	2,3	2,9	2,0	2,3
	2	3,0	3,2	2,7	2,9
Würfel	2	7,0	7,5	-	5,0
Tetrapoden	2	7,5	8,5	5,0	6,5
Hexapoden	2	8,5	9,0	5,0	7,0
Tribarren	2	8,5	10,0	5,0	7,5
Tribarren	1	12,0	15,0	7,5	9,5

Tabelle 14: k_D - Werte für Schüttsteine

Die Bemessungsformel (24) ist für Vorbemessungen von Deckwerken geeignet. Sie erfaßt jedoch nicht die komplexen Vorgänge des Stabilitätsverhaltens einer Steinschüttung im Detail.

4.3.2 Bemessung

Zur Beurteilung des Stabilitätsverhaltens von Steinschüttungen an Wasserstraßen wird die Gl. (24) unter Berücksichtigung der zuvor diskutierten kennzeichnenden Eigenschaften einer Steinschüttung umgeformt. Zur Vereinfachung werden für Deckwerke aus losen Schüttsteinen folgende Annahmen getroffen:

$$S_r = S_M \text{ mit } S_W = 1$$

$$K_D = 3,20$$

Aus Gl. (24) + (3) ergibt sich für das Steingewicht G_r :

$$G_r = 0,245 \cdot S_M \cdot D_r^3$$

$$D_r = \frac{H_s}{(S_M^{-1})} \cdot \sqrt[3]{\tan \theta} \quad (25)$$

4.3.2.1 Basisgröße D_{r0}

Analog zur Bemessung bei Überströmung wird zunächst die Basisgröße D_{r0} für Steine mit einer Trockenrohdichte von 2,65 kg/dm bestimmt.

Neigung $\tan \theta$	Steingröße D_{r0} cm
1:2	48
1:2,25	46
1:2,5	45
1:3	42
1:4	38
1:5	35
1:6	33

bei $H_s = 100$ cm

Tabelle 15: Basiswerte D_{r0} für Wellenbelastung

Voraussetzung für diese Bemessung der repräsentativen Basisgröße D_{r0} ist ein Aufbau der Steinschüttung mit einem inneren und relativen Reibungswinkel – s. Ziffer 4.1 – von mindestens $\phi = 35^\circ$, so daß bis zu einer Deckwerksneigung von 1:2 noch eine Standsicherheit ohne Einwirkung äußerer Belastung von $\mu_1 = 1,4$ vorhanden ist. Die K_D -Parameter beinhalten unter Berücksichtigung der Eigenschaften der Steinschüttung Sicherheitsfaktoren in Form von Versagenswahrscheinlichkeiten, die die Auswirkung von Form der Steine, Grad der Verzweckung und Form der angreifenden Welle umfassen.

4.3.2.2 Rohdichte

Wird die Trockenrohdichte des Steinmaterials gegenüber der Basisgröße D_{r0} verändert, so errechnet sich die Steingröße D_r analog zu Ziffer 4.2.3 wie folgt:

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

$$k_m = \frac{S_0 - 1}{S - 1}$$

(26)

Die sich daraus für übliche Trockenrohdichten ergebenden Korrekturfaktoren k_m können der Tabelle in Ziffer 4.4.3 entnommen werden.

4.3.3 Anwendung

Die für die Bemessung der repräsentativen Steingröße D_r aufgestellten Beziehungen werden für im Verkehrswasserbau vorkommende Deckwerke in Form eines Diagramms ausgewertet. Für die darin berücksichtigten Steinschüttungen werden folgende Annahmen getroffen:

Uferdeckwerk Neigung $\tan\Theta = 1:2$ bis $1:7$ Reibungswinkel $\phi = 35^\circ$ Wellenhöhe $H_s = 0$ bis 200 cm K_D -Parameter $K_D = 3,20$	4
--	----------

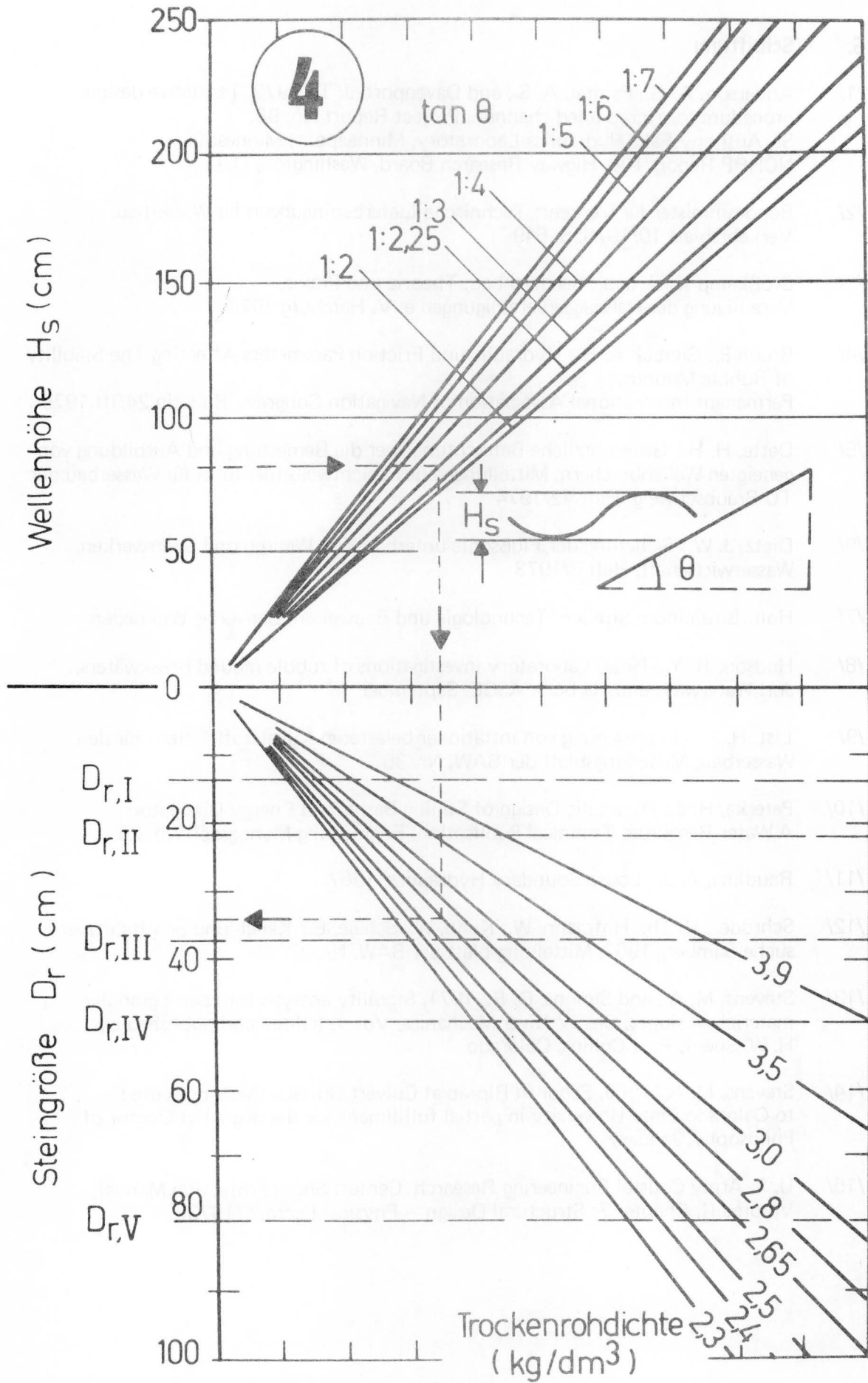
Aus dem Diagramm 4 kann die repräsentative Steingröße D_r in Abhängigkeit von der signifikanten Wellenhöhe H_s , der Neigung des Deckwerks und der Trockenrohdichte des Steinmaterials bestimmt werden.

5. Zusammenfassung

Die Stabilität und Bewährung von Deckwerken aus losen Steinschüttungen werden vom Aufbau der Steinschüttung in Form eines Haufwerks mit vornehmlich flächiger Ausdehnung und von den darauf einwirkenden Belastungen bestimmt. Eine ausreichende Standsicherheit ist im Ruhezustand und im belasteten Zustand nur gegeben, wenn das Steingerüst nach geometrischen Kriterien aufgebaut ist und die Steingewichte auf die maßgebenden Belastungen abgestimmt sind. Ferner muß die Bettung der Steinschüttung auf einer Böschung eine ausreichende Übertragung von Schubkräften ermöglichen.

Für die in den „Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine“ gewählten Größenklassen von Schüttsteinen aus Naturgestein und Schlacken werden Bemessungsverfahren angegeben, mit denen die für eine lose, unverklammerte Steinschüttung maßgebenden Richtwerte einfach ermittelt werden können.

Als Fortsetzung wird in einem Teil II zur Ausbildung und Bemessung von verklammerten Steinschüttungen Stellung genommen werden.



6. Schrifttum

- /1/ Anderson, A. G., Paintal, A. S., and Davenport, J. T., 1970, Tentative design procedure for riprap-lined channels, Project Report No. 96, St. Anthony Falls Hydraulics Laboratory, Minneapolis, Minnesota, NCHRP Report 108, Highway Research Board, Washington, D. C.
- /2/ Bundesminister für Verkehr: Technische Lieferbedingungen für Wasserbau, Verkehrsblatt 10/1976, S. 549
- /3/ Brößkamp K. H. u. a.: Seedeichbau, Theorie und Praxis, Vereinigung der Naßbaggervereinigungen e. V. Hamburg 1976
- /4/ Bruun P., Günbak A. R.: Hydraulic und Friction Parameters Affecting The Stability of Rubble Mounds, Permanent International Association of Navigation Congress, Bulletin 24/III 1976
- /5/ Dette, H. H.: Grundsätzliche Betrachtung über die Bemessung und Ausbildung von geneigten Wellenbrechern, Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 42/1974
- /6/ Dietz, J. W.: Sicherung der Flußsohle unterhalb von Wehren und Sperrwerken, Wasserwirtschaft, Heft 3/1973
- /7/ Holl: Bituminöse Straßen, Technologie und Bauweisen, Bauverlag Wiesbaden
- /8/ Hudson, R. Y., 1959, Laboratory investigations of rubble mound breakwaters, Jor. Waterways and Harbors, ASCE, September
- /9/ List, H. J.: Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau, Mitteilungsblatt der BAW, Nr. 35
- /10/ Peterka, H. J.: Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, A Water Resources Technical Publication, Engineering-Monograph No. 25
- /11/ Raudkivi, A. J.: Loose Boundary Hydraulics, 1967
- /12/ Schröder, H. Th., Hofmann, W., Kuhn, W., Schäle, E.: Kanal- und Schifffahrtsversuche Bamberg 1967, Mitteilungsblatt der BAW, Nr. 27
- /13/ Stevens, M. A., and Simons, D. B., 1971, Stability analysis for coarse granular material on slopes, Ch. 17 River Mechanics, Vol. I, (edited and published by H. W. Shen), Fort Collins, Colorado
- /14/ Stevens, M. A., 1969, Scour in Riprap at Culvert Outlets, thesis presented to Colorado State University in partial fulfillment for the degree of Doctor of Philosophy, January
- /15/ U. S. Army Coustal Engineering Research Center: Shore Protection Manual Volume II, Chapter 7: Structural Design — Physical Factors (1973)