

# Projektierung von Steinschüttungen zum Schutz vor Wellen

*Harold Wagner und Ronald Wagner stellen eine Methode zur Bestimmung von Steingrößen zum Schutz vor Wellen dar, die alle wesentlichen Einflussfaktoren berücksichtigt*

## Zusammenfassung

Die dargestellte Untersuchung basiert auf der Bruchhypothese, die besagt, dass die Zerstörungen von Steinschüttungen zum Uferschutz maßgeblich durch Strahlbelastungen der Wellenbrandung hervorgerufen werden. Mit einer mechanischen Modellvorstellung, theoretischen Grundlagen über die Wirkung des Strahldruckes, erdmechanischen Versuchen sowie durch hydraulische Modellierung mit regelmäßigen und irregulären Wellen wird eine Bestimmungsgleichung für wellenresistente Steingrößen entwickelt. Die zur Sicherung notwendigen Steingewichte werden in Abhängigkeit von der mittleren Wellenhöhe, der Wellensteilheit, der Wellenperiode, der Belastungsdauer, der Wassertiefe vor dem Bauwerk, dem Spektraltyp der Wellen, der Steinform, den Lagerungs- und Durchlässigkeitsverhältnissen, den Dichten von Wasser und Steinmaterial, der Böschungsgneigung, der Böschungsgrenzneigung, die Bauwerkskrümmung und schließlich als Funktion der auftretenden bzw. vertretbaren Verluste dargestellt.

In den Heften 3/2013 und 4/2013 [1] [2] dieser Zeitschrift wurde gezeigt, dass die bisher existierenden Bestimmungsgleichungen für wellenresistente Steingewichte dringend Ergänzungen und Berichtigungen bedürfen. Es muss gefordert werden, dass solche Beziehungen möglichst alle maßgeblich bestimmenden Einflussfaktoren berücksichtigen und auch in Grenzbereichen keine physikalisch nicht möglichen Zustände als real existierend beschreiben.

## Maßgebende Einflussfaktoren

Als für Steingewichte in Wellenschutzschichten bestimmende Funktionswerte gelten zunächst die belastenden Wellengrößen, d. h. die Dichte des Wassers  $\rho$ , die Wellenhöhe  $H$ , die Wellenlänge  $\lambda$ , das Wassertiefenverhältnis vor dem Bauwerk  $h/H$ , die Anzahl der Belastungswellen  $N$  sowie deren Spektraltyp. Zur Funktionsbeschreibung der widerstehenden Einflussfaktoren gehören die Dichte des Steinmaterials  $\rho_s$ , die Kantigkeit der Steine, die Verhältnisse ihrer Hauptabmessungen  $D_a : D_b : D_c$ , die Größenzusammensetzung der Steinschüttung  $D_{85}/D_{15}$  und die noch als verträglich betrachtete Verlustgröße  $V$ . Wichtige, nicht zu vernachlässigbare Funktionswerte sind weiterhin die Lagerungsbedingungen, d. h. die Böschungsgneigungswinkel  $\alpha$ , der Porenraum  $n$  in der Deckschicht, die Schichtdicke  $d_s$  der Steinschicht sowie Durchlässigkeit und Porengröße des Unterbaus.

Da einerseits eine rein theoretische Bestimmung der zur Sicherung notwendigen Steingrößen in naher Zukunft ausgeschlossen werden muss und andererseits die empirische Festlegung einer sol-

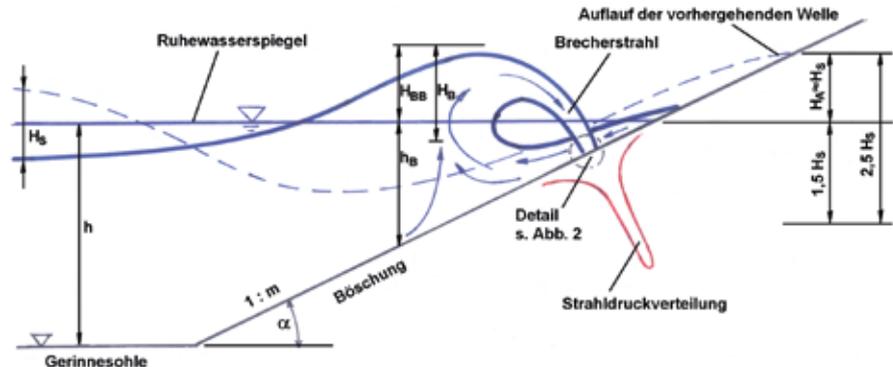


Abb. 1: Kritische Belastungssituation unter dem Brecherstrahl mit Definition der Brandungswassertiefe, der Brecherwellenhöhe, Brecherhöhe über dem Ruhewasserspiegel und der Böschungslänge

chen Abhängigkeit trotz umfangreicher Bemühungen in der Vergangenheit an der Vielzahl der zu berücksichtigenden Faktoren und am Aufwand der hydraulischen Versuche gescheitert ist, wird nachfolgendes Vorgehen als erfolgsversprechend angesehen.

Auf der Basis einer sachlich begründeten Bruchhypothese für Steinschüttungen unter Welleneinwirkung soll eine mechanische Modellvorstellung so ausgewertet werden, dass eine modulartige, produktverknüpfte Bestimmungsgleichung entsteht. Die Faktoren dieser Beziehung werden anschließend entweder theoretisch direkt, mittelbar durch Einführung schon bekannter hydraulischer Abhängigkeiten, separat durch rein erdbauliche Versuche (Kipp- und Zugversuche), durch Versuche mit regelmäßigen Wellen und schließlich mit irregulären Wellen ermittelt.

### **Bank protection with wave resistant stone sizes**

*The presented study is based on the break hypothesis, which means that the destruction of riprap bank protection is mainly caused by beam loadings of the breaking waves. Using a mechanical model, theoretical basics concerning the effects of jet pressure, soil-mechanical experiments and hydraulic models with regular and irregular waves, an equation for wave-resistant stone sizes was developed. In this equation, the minimum weights for wave-resistant stones are described as a function of the average wave height, the wave steepness, the wave period, the duration of exposure, the depth of water in front of the construction, the spectral type of the waves, the stone form, the packing and permeability relations, the densities of water and stone material, the slope inclination and the slope inclination limit, the curvature of the structure and finally as a function of the appearing or justifiable losses (damages).*

*For further information please contact Harold Wagner, harold.wagner@gmx.de*

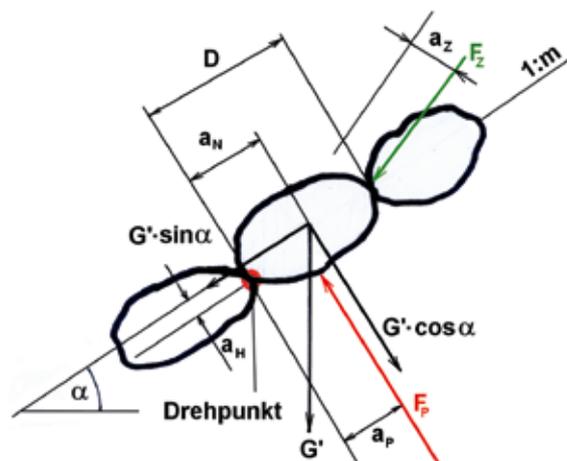
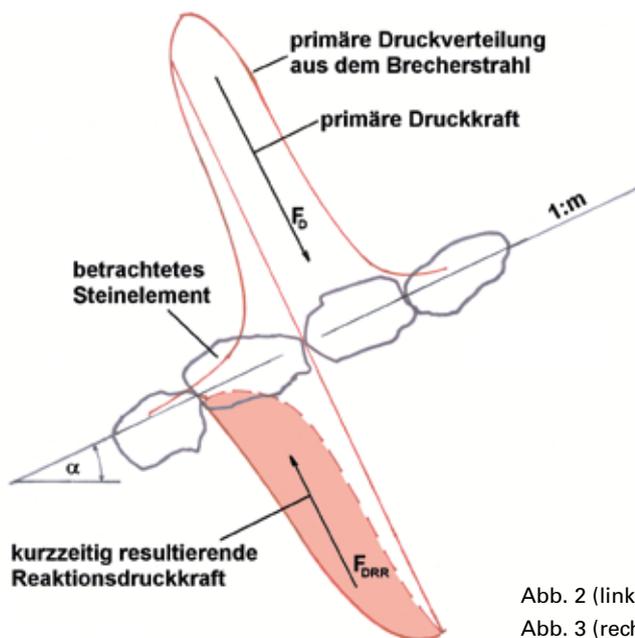


Abb. 2 (links): Detail der Strahldruckbelastung  
 Abb. 3 (rechts): Kräfteansatz am Steinelement

**Grundkonzeption**

Es ist bekannt, dass der Schadensbeginn bei der Zerstörung von wellenbelasteten Steinschüttungen in einer Vielzahl von Fällen im Bereich um den Ruhewasserspiegel beginnt, meistens kurz darunter. Das ist aber auch gleichzeitig der Bereich, in dem der Brecherstrahl der anlaufenden Wellen mit außerordentlich starken Druckstößen auf die Böschung trifft. Deshalb wird als Grundkonzeption die Arbeitshypothese aufgestellt, dass initial die Zerstörung einer Steinschüttung unter Welleneinwirkung durch die Aufschlagswirkung des Brecherstrahls erzeugt wird.

Bekannt ist, dass unter der Aufschlagswirkung des Brecherstrahls (Abb. 1 und Abb. 2) sowohl Primärdruckkräfte  $F_D$  wie auch resultierende Reaktionsdruckkräfte  $F_{DR}$  bzw. die dazugehörigen Drücke  $p_D$  und  $p_{DR}$  entstehen, die proportional zur erzeugenden Wellenhöhe  $H$  sind. Sie sind weiterhin von der Böschungsneigung  $m = 1/\tan \alpha$  und von der Wellensteilheit  $H/\lambda$  abhängig. Gl. 1 siehe Kasten oben. Darin ist  $H_{ma\beta}$  die für das jeweilige Ereignis maßgebende Wellenhöhe.

Entsprechend der Primärdruckverteilung wird über die getroffene Steinfuge der Druck mit der über dieser Stelle auftretenden Ordinate in den Untergrund geleitet. Unter dem betrachteten Stein bildet sich eine Druckfigur, die einerseits von der erzeugenden Druckordinate und andererseits von der Entlastungsebene (nächste Fuge) bestimmt wird. Dabei können sich beträchtliche Unterschiede zwischen der von oben auf den Stein drückenden anteiligen primären Druckkraft und der von unten auf den Stein wirkenden Reaktionskraft auftreten. In Abb. 2 wird dieser Unterschied als resultierende Reaktionskraft  $F_{DRR}$  dargestellt, die die Tendenz hat, den betrachteten Stein aus seiner Lageposition herauszudrücken.

Die Proportionalität des Reaktionsdruckes zur Wellenhöhe bedeutet damit aber auch gleichzeitig, dass, bei Belastung mit Wellenspektren, in der Bestimmungsgleichung der Steingewichte nicht die mittleren Wellenhöhen, sondern maßgebende Wellenhöhen  $H_{ma\beta}$

$p = k \cdot \rho_S \cdot g \cdot H_{ma\beta} \cdot f(\alpha; \lambda/H; \dots) \approx k \cdot \rho_S \cdot g \cdot H_{ma\beta} \cdot \sqrt[3]{\tan \alpha} \cdot f(\lambda/H)$	Gl. 1
$p \approx k \cdot \rho_S \cdot g \cdot H_{ma\beta} \cdot \sqrt[3]{\coth \left( 9 \cdot 10^5 \cdot \frac{g}{c^2} \cdot H_{ma\beta} \right)} \cdot \sqrt[3]{\tan \alpha} \cdot f(\lambda/H)$	Gl. 2
$c$ [m/s] Schallgeschwindigkeit im Wasser	$c = 1484$ m/s
$g$ [m/s <sup>2</sup> ] Erdbeschleunigung	$g = 9,81$ m/s <sup>2</sup>

entscheidend werden, die wesentlich größer sind und damit auch eine geringere Auftrittswahrscheinlichkeit besitzen. Es sind allerdings auch nicht die maximalen Wellenhöhen entscheidend, weil die Druckwirkung weiterhin wesentlich vom Zustand der Aufschlagfläche abhängig ist. Diese Situation wird aber maßgebend durch die Wasserbedeckung beim Aufschlag und damit auch durch die Vorgängerwelle sowie durch Porosität und Schluckfähigkeit von Steinschüttung und Unterbau bestimmt. Druckercheinungen durch den Aufschlag des Brecherstrahls beinhalten, nachgewiesen von Skladnev und Popov [3] durch Luftaufnahmen, in der Stirnfläche des Strahls einen Maßstabeffekt. Auf der Basis der vorliegenden Versuchsergebnisse kann dieser Effekt in Gl. 1 einbezogen werden. Damit gilt Gl. 2 (siehe Kasten oben), allerdings nur für starre, glatte und undurchlässige Böschungsoberflächen. Für die raue Oberfläche einer Steinschüttung sind partielle Lufteinschlüsse beim Strahlaufschlag geometrisch vorgegeben, sodass hier kein Maßstabeffekt existiert. Zerstörungerscheinungen von Steinschüttungen sind dadurch gekennzeichnet, dass Steinelemente aus dem ursprünglichen Verband herausgerissen werden. Als solcher Verlust  $V_S$  gilt ein Steinelement dann, wenn es unter Einwirkung der Belastung um mehr als das Abstandsmaß  $D_A$  von der ursprünglichen Lage auf der Böschung entfernt wird.

$$D_A = \sqrt[3]{\frac{G}{\rho_S \cdot g \cdot (1 - n)}} \tag{Gl. 3}$$

Dabei bezeichnen:

- $G$  [kN] mittleres Steingewicht
- $\rho_S$  [kg/m<sup>3</sup>] Dichte des Steinmaterials
- $n$  [1] Potenzzahl der Steinschüttung

Die Verluste  $V$  (Gl. 4, siehe Kasten S. 90) werden in Prozent angegeben. Sie sind auf die Anzahl der Plätze

$$N_V = V_S \cdot \left[ \frac{G}{\rho_S \cdot g \cdot (1 - n)} \right]^{2/3}$$

bezogen, die sich auf der belasteten Böschungsoberfläche  $A_V = B \cdot 2,5 \cdot H_S \cdot m$  befinden.

### Mechanisches Grundmodell

Um zu einem ersten Ansatz für das notwendige Steingewicht bzw. für den notwendigen mittleren Steindurchmesser  $D$  zu gelangen, wird das Momentengleichgewicht der wirksamen Kräfte an einem Steinelement der äußeren Böschungssicherung betrachtet (Abb. 3).

$$G' = (\rho_S - \rho) \cdot g \cdot D^3 \quad \text{Unterwassergewicht}$$

$$F_Z \sim G' \cdot f_3(\alpha) \quad \text{Kontaktkraft}$$

$$F_P = \rho \cdot g \cdot H_{ma\beta} \cdot D^2 \cdot \sqrt[3]{\tan \alpha} \cdot f_1 \quad \text{Strömungskraft}$$

Außer den Komponenten des Steingewichtes unter Wasser  $G'$  greifen am Steinelement die Resultierende der Strömungskräfte  $F_P$  (Resultierende von Strahldruck, Rücklauf und Sickerwasserdruck) sowie die Kontaktkraft  $F_Z$  der benachbarten Steinelemente an. Diese Kontaktkraft ist funktionsabhängig vom Steingewicht und der Böschungsneigung.

Der Gleichgewichtsansatz liefert die Proportionalität gemäß Gl. 5 (siehe Kasten S. 90) bzw. den Grundansatz der Bestimmungsgleichung gemäß Gl. 6 (siehe Kasten S. 90). Zunächst fällt auf, dass die ersten drei Glieder von Gl. 5 bzw. Gl. 6 identisch mit der Gleichung von Hudson sind.

$K_V$  kennzeichnet den Volumenwert des Steinelementes. Er liegt für das geforderte kubische Material zwischen  $K_V = 0,52$  (Kugel) und  $K_V = 1,00$  (Würfel). Bei den eigenen Versuchen war  $K_V = 0,68$ . Mit dem Symbol  $\Delta$  wird die relative Unterwasserdichte des Steinmaterials bezeichnet. Es ist:

$$\Delta = (\rho_S - \rho) / \rho \quad \text{Gl. 7}$$

Die Funktionen  $f_2$  und  $f_3$  stellen reine Abhängigkeiten von der Böschungsneigung dar und werden von der hydrodynamischen Belastung nicht beeinflusst. Sie können deshalb allein durch bodenmechanische Versuche bestimmt werden. Die Relation der maßgebenden zur mittleren Wellenhöhe ( $H_{ma\beta}/H_m$ ) wird durch die Wellenhöhenverteilung im Spektrum und durch den Spektrentyp bestimmt. Schließlich ist  $f_1^*$  ein Funktionsausdruck, der die spezifische Widerstandsfähigkeit des Steinelementes von der Wellenbelastung, die Abhängigkeit von der Wellensteilheit ( $H/\lambda$ ) und von der Summe der spezifischen Lagerungsbedingungen enthält. Er wird anschließend mit den Modulen  $M_1, M_2, M_4, M_5, M_7$  und  $M_j$  beschrieben.

### Bestimmungsgleichung

Zur zweckmäßigen, empirischen, separierten Deutung der verschiedenen Unbekannten in Gl. 6 wird sie in folgender Form, aufgelöst nach Einzelmodulen geschrieben, siehe Gl. 8 im Kasten rechts. Die einzelnen Module  $M_j$  werden mit Ausnahme von  $M_2$  durch erdmechanischen Recherchen (Kipp- und Zugversuche) sowie durch hydraulische Versuche mit regelmäßigen und mit irre-

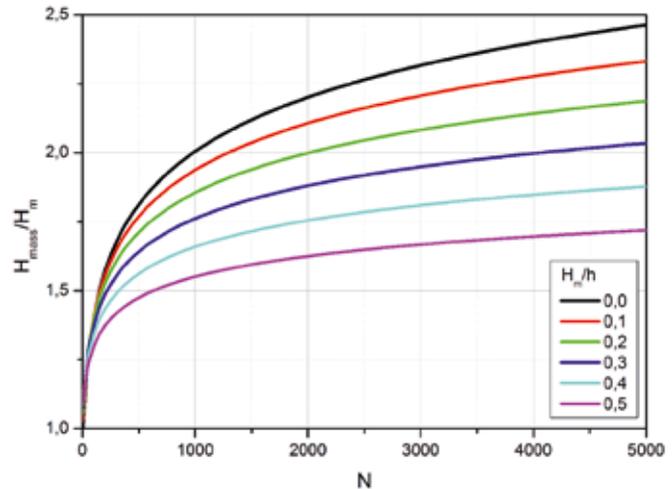


Abb. 4: Wellenhöhenverhältnis

gulären Wellen, vgl. [4], [5], [6], [7], [8] bestimmt. Das Modul  $M_j$  steht für weitere, bisher noch nicht erkannte Abhängigkeiten und wird bislang mit 1 angesetzt. Obwohl die vorstehend dargestellten Beziehungen unter der Prämisse von Sturzbrechern, d. h. für einen Bereich des Brecherindex von

$$\xi = \frac{\sqrt{\lambda/H}}{m} = 0,5 \text{ bis } 3,3$$

entwickelt wurden, haben die durchgeführten Versuche gezeigt, dass sie auch bei steileren Neigungen zutreffende Ergebnisse liefern. Diese Tatsache kann damit erklärt werden, dass auch im Bereich der Reflexionsbrecher, d. h. für  $\xi > 3,3$ , auf der Böschungsoberfläche lokal begrenzt große Druckunterschiede auftreten, die damit zu sehr ähnlichen Stabilitätsverhältnissen wie bei den Sturzbrechern führen.

Auf der Basis der bisher vorliegenden Ergebnisse kann deshalb empfohlen werden, Gl. 8 für Böschungsneigungen von  $m = 1$  bis 5 anzuwenden. Damit ist es möglich, die Steingrößen wellenbelasteter Böschungen als Funktion von allen maßgebenden Faktoren im vorstehend genannten Böschungsbereich zu bestimmen und dabei gleichzeitig Bauwerksoptimierungen in Abhängigkeit von Baumaterial und Bautechnik vorzunehmen.

### Präzisierung des Strukturbeiwertes

Wie schon vorher ausgeführt, ist der Strukturbeiwert  $K_0$  hauptsächlich von der speziellen Kornform und der Größenzusammensetzung des benutzten Steinmaterials sowie durch die von der Einbauart entstehenden Lagerungsbedingungen abhängig. Für annähernd form- und gewichtsgleiche Bruchsteine ist es deshalb möglich, ihn durch Kippversuche zu präzisieren. Dabei kann man ggf. durch Veränderung der Einbautechnologie zu größeren Werten von  $K_0$  und damit zu steileren und materialsparenden Böschungsneigungen zu gelangen. Es ist dazu notwendig, auf der Baustelle großmaßstäbliche Kippversuche durchzuführen, bei denen das für den Bau vorgesehene Steinmaterial mit gleicher Einbautechnik und damit mit gleichen Lagerungsbedingungen wie beim zum erstellenden Bauwerk getestet wird. Nach den bisher durchgeführten, eigenen Recherchen ergab sich für den Strukturbeiwert  $K_0$  nachfolgender Funktionsausdruck in Abhängigkeit vom Böschungsgrenzwinkel  $\alpha_{g,V=1\%}$  (Grenzwinkel, bei einem auftretenden Verlust von  $V = 1\%$ ):

$$K_0 = 0,88 \cdot \alpha_{g,V=1\%} - 42, 3^\circ \quad \text{Gl. 9}$$

$$V[\%] = \frac{N_v}{B \cdot 2,5 \cdot H_s \cdot m} \cdot 100 = \frac{V_s \cdot \left[ \frac{G}{\rho_s \cdot g \cdot (1-n)} \right]^{2/3}}{B \cdot 2,5 \cdot H_s \cdot m} \cdot 100 \quad \text{Gl. 4}$$

mit  
 $V_s$  [1] Anzahl der Steinverluste auf der Böschungfläche der Wasserlinienbreite B und  
 $H_s$  [m] signifikante Wellenhöhe

---


$$D \sim \frac{1}{\Delta} \cdot H_{ma\beta} \cdot \sqrt[3]{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{f_2 + f_3} \cdot f_1 = \frac{1}{\Delta} \cdot H_m \cdot \sqrt[3]{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{f_2 + f_3} \cdot f_1 \cdot \frac{H_{ma\beta}}{H_m} \quad \text{Gl. 5}$$


---


$$G = K_V \cdot \rho_s \cdot g \cdot D^3 = \frac{\rho_s \cdot g}{\Delta^3} \cdot H_m^3 \cdot \tan \alpha \cdot \frac{1}{(f_2 + f_3)^3} \cdot \left[ \frac{H_{ma\beta}}{H_m} \right]^3 \cdot f_1^* \quad \text{Gl. 6}$$


---


$$G = \prod_{i=1}^9 M_i \cdot M_j = M_1 \cdot M_2 \cdot M_3 \cdot M_4 \cdot M_5 \cdot M_6 \cdot M_7 \cdot M_8 \cdot M_9 \cdot M_j \quad \text{Gl. 8}$$

In Gl. 8 sind:

$M_1 = \frac{1}{K_0}$	Strukturmodul für Bruchsteine empfohlen	$K_0 = 2,5$ bis $5,0$ $K_0 = 3,5$
$M_2 = \frac{\rho_s \cdot g}{\Delta^3}$	Dichtemodul, für Quarzmaterialien	$M_2 = 5787 \text{ N/m}^3$
$M_3 = \frac{1}{(1+V)^{0,6}}$	Verlustmodul	Empfehlung: $V = 2 \%$ bis $6 \%$
$M_4 = \frac{1}{K_D}$	Durchlässigkeitsmodul einheitliches Steinmaterial zwei Steinschichten auf Erdstofffilter drei Steinschichten auf textilem Filter zwei Steinschichten auf textilem Filter zwei Steinschichten auf undurchl. Material	$K_D = 1,0$ $K_D = 0,8$ $K_D = 0,7$ $K_D = 0,6$ $K_D = 0,5$
$M_5 = \left( \frac{\lambda_m}{30 \cdot H_m} \right)^{0,75}$	Wellensteilheitsmodul, gültig für für $\lambda_m/H_m > 30$	$\lambda_m/H_m > 30$ $M_5 \cong 1$
$M_6 = \frac{\tan \alpha}{\left[ \tanh \left( 6 \cdot \left( 1 - \frac{\alpha}{\alpha_g} \right) \right) \right]^3}$	Böschungsneigungsmodul für Bruchsteine	$\alpha_g = 52^\circ \cdot V^{0,115}$ (für $V \leq 5 \%$ ) $\alpha_g = 56^\circ \cdot V^{0,068}$ (für $V \geq 5 \%$ )
$M_7 = \left( 1 - A \cdot \frac{D}{R} \right)^{-3}$	Krümmungsmodul (Krümmung im Grundriss) konvexe Krümmungen, Krümmungsradius R ist positiv konkave Krümmungen, Krümmungsradius R ist negativ $A = 0,4$ für Bruchsteine	
$M_8 = \left[ \frac{\left( 1 + 0,4 \cdot \frac{H_m}{h} \right) \cdot \ln(31 + N)}{3,46} \right]^{(1 - \frac{H_m}{h}) \cdot 3}$	Wellenhöhenverteilungsmodul	$H_m^3$
$M_9 = N^{\left( \frac{0,27}{K_f^{0,126}} - 0,29 \right)}$	Spektralmodul, für JONSWAP-Spektren (je nach Überhöhungsfaktor $\gamma$ ) empfohlen für normale Bedingungen	$K_f = 0,47$ bis $0,90$ $K_f = 0,54$ bis $0,58$

### Maßgebende Wellenhöhe

Die für die Berechnung maßgebende Wellenhöhe  $H_{ma\beta}$ , die bei der versuchsmäßigen Bestimmung der Steingewichte implizit ermittelt wurde, kann auch separat mit den Modulen  $M_8$  und  $M_9$  ausgewiesen werden, siehe Gl. 10 (Kasten nächste Seite).

Für ein JONSWAP-Spektrum mit  $k_f = 0,56$  und mit einer Belastung von  $N = 1.000$  Wellen folgt daraus für Tiefwasser ( $H_m/h \rightarrow 0$ )  $H_{ma\beta} = 2,00 \cdot H_m$  und für extremes Flachwasser

( $H_m/h = 0,5$ )  $H_{ma\beta} = 1,55 \cdot H_m$ .

Daraus kann, unter Beachtung von  $H_{1/10} \approx (2,0310 - 1,0856 \cdot H_m/h) \cdot H_m$  [9] geschlussfolgert werden, dass bei einer Bemessung mit dem Ansatz von 1.000 Wellen mit guter Näherung die maßgebende Wellenhöhe  $H_{ma\beta}$  durch  $H_{1/10}$  ersetzt werden kann. Dieser Ansatz bedeutet etwa, dass an einem Binnensee in Mitteleuropa das maßgebende Ereignis gut eine halbe Stunde wirken dürfte. An der Ostseeküste der Bundesrepublik würde der gleiche Ansatz von 1.000 Wellen eine Belastung von knapp zwei Stunden bedeuten. Eintausend Wellen sind aber eine willkürlich herausgegriffene Anzahl von Belastungswellen, die zumindest zunächst keine praktische Relevanz besitzt. Allgemein ist der Verlauf von maßgebender zur mittlerer Wellenhöhe  $H_{ma\beta}/H_m$  in Abhängigkeit von der Anzahl der Belastungswellen  $N$  und dem Tiefenverhältnis  $H_m/h$  in Abb. 4 dargestellt. Der hierbei graphisch interpretierte Bereich entspricht Belastungszeiten an Binnenseen von ca. 3 h, an der deutschen Ostseeküste von ca. 10 h und an der Nordsee von ca. 13 h.

Abb. 4 zeigt deutlich die starke Abhängigkeit des Wellenhöhenverhältnisses und damit gleichzeitig der notwendigen Steindurchmesser von der Anzahl der Belastungswellen bzw. von der Belastungsdauer. Um aber sachgemäß mit Abb. 4 zu arbeiten, wird, gemäß der Modellversuche, eine Belastungsdauer als ununterbrochene Zeitreihe eines Ereignisses gesucht, in der die größten Wellen auftreten und die außerdem dabei einer Rayleigh-Verteilung genügt.

Es kommt also darauf an, die Dauer bzw. die Wellenzahl an den zeitlichen Verlauf des konkreten Belastungsereignisses zu binden. Das kann aber gewissenhaft allgemein nur dadurch geschehen, dass auf der Basis eines im zeitlichen Verlauf stattgefundenen oder nach Messauswertungen standardisierten Sturmereignisses rechnerisch die

$$H_{ma\beta} = \sqrt[3]{M_8 \cdot M_9} = \left[ \frac{\left(1 + 0,4 \cdot \frac{H_m}{h}\right) \cdot \ln(31 + N)}{3,46} \right]^{(1 - \frac{H_m}{h})} \cdot N^{\left(\frac{0,09}{K_f^{0,126}} - 0,097\right)} \cdot H_m \quad \text{Gl. 10}$$

$$G_1 = \frac{1}{3,5} \cdot \frac{2650 \cdot 9,81 \text{ N}}{1,65^3 \text{ m}^3} \cdot \frac{1}{6^{0,6}} \cdot \frac{1}{0,7} \cdot \left(\frac{8,35}{30 \cdot 0,39}\right)^{0,75} \cdot \frac{1}{3 \cdot 1^3} \cdot 1 \cdot 0,39^3 \text{ m}^3 \cdot \left(\frac{(1+0) \cdot \ln\left(31 + \frac{3600}{2,31}\right)}{3,46}\right)^3 \cdot \left(\frac{3600}{2,31}\right)^{0,56^{0,126} - 0,29}$$

$$G_1 = (0,286 \cdot 5787 \cdot 0,341 \cdot 1,429 \cdot 0,776 \cdot 0,33 \cdot 1 \cdot 0,0593 \cdot 9,669 \cdot 1,004) \text{ N} = 120 \text{ N}$$

$$G_2 = \frac{1}{4} \cdot \frac{2650 \cdot 9,81 \text{ N}}{1,65^3 \text{ m}^3} \cdot \frac{1}{5^{0,6}} \cdot \frac{1}{0,9} \cdot \left(\frac{46,74}{30 \cdot 2,49}\right)^{0,75} \cdot \frac{1}{2 \cdot 1^3} \cdot 1 \cdot \left(\frac{(1 + 0,4 \cdot 0,31) \cdot \ln(31 + 5000)}{3,46}\right)^{(1 - 0,31) \cdot 3} \cdot 2,49^3 \text{ m}^3 \cdot (5000)^{0,56^{0,126} - 0,29}$$

$$G_2 = (0,25 \cdot 5787 \cdot 0,381 \cdot 1,111 \cdot 0,626 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 8,233 \cdot 15,44 \cdot 1,004) = 27,4 \text{ kN}$$

Wellenentwicklung nachvollzogen und ausgewertet wird. Da aber solche Unterlagen bisher noch nicht in der notwendigen Form zur Verfügung stehen, ist man zu überschläglichen Näherungsansätzen gezwungen.

Für Bauten im Küstenbereich von Nord- und Ostsee können entweder im zeitlichen Verlauf registrierte, meteorologische Maximalereignisse oder die für  $N = 5.000$  in Abhängigkeit von  $H_m/h$  dargestellten Werte als solche eine Alternative betrachtet werden. Ganz grob ist auch möglich, diese Verhältnisse auch mit  $H_{ma\beta}/H_m = 2$  zu charakterisieren.

Bei den relativ kleinen Wasserflächen der Binnenseen ist die Sachlage etwas einfacher. Hier wird vorgeschlagen, als Näherungsmethode grundsätzlich eine Belastungsdauer von 1 h anzusetzen, wenn gleichzeitig die Wellenhöhe auf der Basis der entsprechenden Stundenmittel der Windgeschwindigkeit ermittelt wurde. War die Wellenbestimmung mit dem 10 min-Mittel der Windgeschwindigkeit durchgeführt worden, so ist für die Verhältnisse der Binnenseen näherungsweise eine Umrechnung mit  $H_{m,1h} = 0,89 \cdot H_{m,10\text{min}}$  möglich.

### Bemessungsbeispiel 1

An einem Tagebaurestsee in Mitteldeutschland ist eine unter  $m = 3$  geneigte Sandböschung ( $d_{50} = 0,0004 \text{ m}$ ) mit einer Deckschicht aus geschütteten Steinen gegen Wellenangriff zu schützen. Die dreilagige Steinschüttung soll auf einen textilen Filter aufgebracht werden. Der Betriebswasserspiegel liegt auf Höhen von 96,5 m NHN bis 97,5 m NHN. Aus der Wellenprognose auf der Basis der 10 min-Mittel der Windgeschwindigkeit für ein 100-jähriges Ereignis sind bekannt:

$H_S = 0,69 \text{ m}$ ;  $H_m = 0,44 \text{ m}$ ;  $T_p = 2,73 \text{ s}$ ;  $T_m = 2,31 \text{ s}$ ;  $\lambda_p = 11,64 \text{ m}$ ;  $\lambda_m = 8,35 \text{ m}$ ;  $K_f = 0,56$ ;  $t_D = 7200 \text{ s}$ . Wird zur Gewichtsbestimmung mit Stundenmitteln statt der 10 min-Mittel gerechnet, so ergibt sich Umrechnung auf Stundenmittel:  $H_{m,1h} = 0,89 \cdot 0,44 \text{ m} = 0,39 \text{ m}$

Der zu schützende Uferabschnitt ist angenähert geradlinig. Es soll mit einer vertretbaren Verlustgröße von  $V = 5 \%$  gerechnet werden. Nach Gl. 8 ergibt sich mit  $H_m/h = 0$  und  $N = t_D/T_m$  das notwendige Steingewicht  $G_1$  (siehe Kasten oben).

Dieses Gewicht entspricht einem mittleren Durchmesser bei kubischem, annähernd gleichkörnigem Steinmaterial von

$$D = \sqrt[3]{\frac{G}{\rho_s \cdot g \cdot K_V}} = \sqrt[3]{\frac{120}{2650 \cdot 9,81 \cdot 0,68}} \text{ m} = 0,19 \text{ m}$$

Bei diesem Mindestdurchmesser und diesem Material ergibt sich eine minimale Schichtdicke  $d_S$  der Decklage von  $d_S = 2,5 \cdot D = 0,47 \text{ m}$ .

Das entspricht nach TLW 1997 [10] einer Schüttung von abgestuften Bruchsteinen der Größenklasse III. Nach den neuen Vorschriften DIN EN 13383-1 [11] und TLW 2003 [12] wird dafür eine Steinklasse von LMB<sub>5/40</sub> notwendig. Das sind Bruchsteine mit mittleren Massen von 10 kg bis 20 kg. Die notwendige Schichtstärke beträgt 60 cm [13].

Die Steinschüttung ist bis zu einer Höhe von  $h_{B1} = H_S = 0,69 \text{ m}$  über den höchsten Betriebswasserspiegel also bis +98,19 m NHN, und bis  $h_{B2} = 1,5 \cdot H_S = 1,04 \text{ m}$  unter den tiefsten Betriebswasserspiegel, also bis +95,46 m NHN, auszuführen.

Von +95,46 m NHN bis zu einer Wassertiefe von

$$h_u = 0,75 \cdot \frac{\lambda_m}{2 \cdot \pi} \cdot \sinh^{-1} \frac{1,26 \cdot H_m}{T_m \cdot \sqrt{g \cdot d_{50}}}$$

$$= \left(0,75 \cdot \frac{8,35}{2 \cdot \pi} \cdot \sinh^{-1} \frac{1,26 \cdot 0,44}{2,31 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0004}}\right) \text{ m} = 2,04 \text{ m}$$

unter den tiefsten Betriebswasserspiegel, also bis +94,46 m NHN, ist weiterhin für eine erosionsichere Überdeckung zu sorgen.

### Bemessungsbeispiel 2

An der Ostküste von Rügen soll bis zu einer Wassertiefe von  $h = 8,00 \text{ m}$  eine unter  $1:m = 1:2$  geneigte Steinschüttmole errichtet werden. Der Radius des Molenkopfes in Höhe des Ruhewasserspiegel beträgt  $R = 9,20 \text{ m}$ . Aus der Wellenprognose sind für ein einhundertjähriges Ereignis die signifikante Wellenhöhe  $H_S = 3,56 \text{ m}$  und die Peakperiode  $T_p = 7,24 \text{ s}$  bekannt.

Gesucht sind die notwendigen Steingrößen im geradlinigen Molenbereich und für den Molenkopf. Zunächst werden durch Approximation aus

$$\lambda_{8m} = \frac{g \cdot T_m^2}{2 \cdot \pi} \cdot \tanh \frac{2 \cdot \pi \cdot h}{\lambda_{8m}} = 46,74 \text{ m}$$

die notwendigen Wellendaten errechnet:

$$\frac{H_m}{h} = 1,47 - \sqrt{2,16 - 1,84 \cdot \frac{H_S}{h}} = 0,31;$$

$$H_m = 2,49 \text{ m};$$

$$T_m = 0,85 \cdot T_p = 6,15 \text{ s}.$$

Nach Gl. 8 ergibt sich damit für den geraden Molenbereich die Gleichung für  $G_2$  im Kasten auf der vorigen Seite oben. Damit ergibt sich der notwendige Minstdurchmesser zu:

$$D = \sqrt[3]{\frac{G}{\rho_s \cdot g \cdot K_V}} = \sqrt[3]{\frac{27387}{2650 \cdot 9,81 \cdot 0,68}} \text{ m} = 1,16 \text{ m}$$

Der notwendige Steindurchmesser am Molenkopf kann mit  $M_7$  berechnet werden. Es ist:

$$D_{MK} = D \cdot \sqrt[3]{M_7} = \frac{D}{1-0,4 \cdot \frac{D}{R}} = 1,22 \text{ m}$$

bzw. das entsprechende Steingewicht am Molenkopf:

$$G_{MK} = G \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{D}{R}\right)^{-3} = 32,0 \text{ kN.}$$

Die Vergrößerung des Gewichtes am Molenkopf vom 27,4 kN auf 32,0 kN entspricht im Vergleich zur geradlinigen Mole einer Vergrößerung des Risikoansatzes in diesem Bereich von  $V = 4 \%$  auf  $V = 5 \%$  oder einer Böschungsverflachung von  $m = 2$  auf  $m = 2,34$ . Sowohl für den geradlinigen Bereich als auch für den Molenkopf können einheitlich Wasserbausteine der Klassifikation HMB<sub>3000/6000</sub> eingesetzt werden.

**Symbolverzeichnis**

$\alpha$	[°]	Böschungswinkel
$\alpha_g$	[°]	kritischer Böschungswinkel
$\alpha_{g,V=1\%}$	[°]	kritischer Böschungswinkel bei $V = 1 \%$ Verlust
$\beta$	[°]	Winkel zwischen der Ufernormalen und der Wellenanlaufrichtung
$\gamma$	[1]	Peak-Überhöhungsfaktor des JONSWAP Spektrums
$\lambda_m$	[m]	mittlere Wellenlänge-
$\lambda_p$	[m]	Wellenlänge äquivalent zur Peakperiode
$\xi$	[1]	Brecherindex
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wassers
$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Steinmaterials
$\Delta$	[1]	Relativdichte des Steinmaterials unter Wasser $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$
$A$	[1]	Krümmungswert
$A_B$	[m <sup>2</sup> ]	belastete Böschungsoberfläche
$d_s$	[m]	Schichtdicke der Steinschicht
$d_{50}$	[m]	mittlerer Korndurchmesser des Böschungsmaterials
$D$	[m]	mittlerer Steindurchmesser
$D_L$	[m]	größte Steinlänge
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
$G$	[N]	Steingewicht
$G'$	[N]	Steingewicht unter Wasser
$h$	[m]	Wassertiefe vor dem Bauwerk
$h_B$	[m]	Brandungswassertiefe
$h_U$	[m]	Grenze der Erosionstiefe
$h_{1/10}$	[m]	Wellenhöhe, die dem Mittelwert des höchsten Zehntels aller Wellen des Belastungsereignisses entspricht
$H_B$	[m]	Brecherwellenhöhe
$H_{BB}$	[m]	Brecherhöhe über dem Ruhewasserspiegel

$H_m$	[m]	mittlere Wellenhöhe
$H_{m\beta}$	[m]	maßgebende Bemessungswellenhöhe
$H_S$	[m]	signifikante Wellenhöhe
$K_f$	[1]	Parameter der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte von Rayleigh
$K_0$	[1]	Strukturbeiwert
$K_D$	[1]	Durchlässigkeitsbeiwert
$K_V$	[1]	Volumenbeiwert des Steinelementes
$l_{50}$	[m]	Steinlänge nach TLW bei 50 Gewichtsprozenten der Gesamtmenge
$m$	[1]	Böschungsneigung, $m = \cot \alpha$
$N$	[1]	Anzahl der Belastungswellen, $N = t_D / T_m$
$N_V$	[1]	Platzanzahl
$P$	[N]	Resultierende Strömungskraft
$R$	[m]	Krümmungsradius
$t_D$	[s]	Dauer der maßgebenden Wellenbelastung
$T_m$	[s]	mittlere Wellenperiode
$T_p$	[s]	Peakperiode
$V$	[%]	Steinverluste
$V_S$	[1]	Anzahl der Steinverluste bezogen auf die Wasserlinienbreite $B$
$Z$	[N]	Kontaktkraft, Kraftwirkung der Nachbarsteine auf das kritische Steinelement

**Schrifttum**

- [1] Wagner, H.; Wagner, R.; Kaiser, J. H.: Bemessung von Steinschüttungen zum Schutz vor Welleneinwirkungen (Teil 1). HANSA International Maritime Journal, Nr. 3, S. 86–88, 2013
- [2] Wagner, H.; Wagner, R.; Kaiser, J. H.: Bemessung von Steinschüttungen zum Schutz vor Welleneinwirkungen (Teil 2). HANSA International Maritime Journal, Nr. 4, S. 75–81, 2013
- [3] Skladnev, M. F.; Popov, J. Y.: Studies of Wave loads on concrete Slope Protections of Earth Dams. Delft, Symposium »Research on Wave Action«, Paper No. 7, 1969
- [4] Wagner, H.: Untersuchungen zum Objekt Eisenbahnfahrverbindung DDR–UDSSR. Berlin, 1984
- [5] Wagner, H.: Bemessung von Steingrößen in geschütteten Deckschichten. Wasserbauliche Mitteilungen, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden, H. 9, Dresden 1996
- [6] van der Meer, W. J.: Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Delft, 1988
- [7] Tenaut, R.: Le dimensionnement des digues a talus: prise en compte du caractere aleatoire de la houle. PIANC Bulletin, S. 51–64, Vol. III, No. 40, 1982
- [8] Köhler, F.: Langzeitbelastung von geschütteten Deckwerken. Diplomarbeit, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, S. 1–107, 1999
- [9] Wagner, H.: Vorhersage natürlicher, durch Wind erzeugter Wellen. In Bollrich, G.: Technische Hydromechanik Bd. 2, S. 547–548, 1989
- [10] Bundesministerium für Verkehr: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine, Ausgabe 1997 (TLW 1997).
- [11] DIN EN 13383-1 Wasserbausteine; Teil 1, Anforderungen, 2002, Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung.
- [12] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine, Ausgabe 2003 (TLW 2003). Verkehrsblatt, H. 11, 2004
- [13] BAW-Merkblatt – Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2008

Autoren:

**Prof. Dr. Ing.-habil. Harold Wagner**

Fluss- und Seebau-Consult

Am Havelblick 5 a, 14473 Potsdam

**Dr. Ronald Wagner**

Surface-Consult

Zeppelinstr. 82, 14471 Potsdam