

Diploma Thesis

Hydraulic model tests with regard to the effectiveness of breakwaters

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur / Diplom-Ingenieurin
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Hydraulische Modelluntersuchungen zur Wirksamkeit von Wellenbrechern

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines / einer
Diplom-Ingenieurs/ Diplom-Ingenieurin
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Philipp Karl Aigner

Matr.Nr.: 01020233

unter der Anleitung von

Ao. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Reinhard Prenner

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie
Forschungsbereich Wasserbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/E222-1, A-1040 Wien

Wien, im Monat März 2019

P. Aigner

Kurzfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit werden Wellenbrecher an Küsten ingenieurmäßig erklärt und ihre Effektivität mittels durchgeführten Modellversuchen praktisch gezeigt. Im ersten Teil wird ein grundlegender Überblick über Wellenbrecher und ihre Funktionsweise gegeben. Die verschiedenen Typen sowie deren Einsatzgebiete und Designkriterien werden erläutert und für einen Bauingenieur verständlich dargelegt. Für den zweiten Teil der Arbeit wurden hydraulische Modellversuche mit einem kombinierten Wellenbrecher durchgeführt und im Hinblick auf seine Wirksamkeit bezüglich Energiedissipation, Überströmen und Verteilung der Belastungen auf das Bauwerk bewertet. Dabei wurde gezeigt, dass diese Art des Wellenbrechers einen guten Schutz vor Wellenkräften bietet, jedoch auf die Wahl des geeigneten Schüttmaterials großen Wert gelegt werden muss. Des Weiteren wurde im Zusammenhang mit dem Überströmen festgestellt, dass selbst kleine vorgelagerte Schüttungen zu erhöhten Überströmraten führen, was im Widerspruch zur *EurOtop* Richtlinie steht.

Abstract

In the following Master's Thesis, coastal breakwaters are explained from an engineering point of view as well as their effectiveness is shown through performed model tests. The first part consists of a basic overview on breakwaters and their mode of operation. Different types as well as their respective area of application and design criteria are explained and presented coherently for a person with a civil engineering background. For the second part hydraulic model tests on a combined break water structure have been carried out and analysed with respect to the effectiveness concerning energy dissipation overtopping and load distribution on the structure. It was shown that this kind of breakwater provides a good protection against wave action, however the choice of the appropriate berm material diameter is essential. In the context of overtopping, it was pointed out that even small toe berms increase the amount of overtopping water, which is contrary to the *EurOtop* guideline.

Inhalt

1	Einleitung und Gegenstand der Untersuchung.....	1
2	Wellenbrecher	2
2.1	Einsatzgebiete von Wellenbrechern	2
2.1.1	Erosionsschutz.....	3
2.1.2	Gefahrenabwehr.....	5
2.2	Funktionsweise	7
2.2.1	Wellentheorie.....	7
2.2.2	Energieumwandlung am Wellenbrecher.....	13
2.3	Design des Wellenbrechers.....	18
2.3.1	Anordnung.....	18
2.3.2	Welleneffekte in Küstennähe.....	22
2.3.3	Gründung	24
2.3.4	Bemessungsgrößen	25
2.4	Arten von Wellenbrechern	27
2.4.1	Vertikaler Wellenbrecher	27
2.4.2	Geschütteter Wellenbrecher	31
2.4.3	Kombinierter Wellenbrecher	36
2.5	Kräfte auf Wellenbrecher	38
2.5.1	Reflektierte Welle	38
2.5.2	Brechende Welle	39
2.5.3	Gebrochene Welle.....	40
2.5.4	Berechnung der Belastung durch Wellen	41
3	Praktische Untersuchungen	43
3.1	Stand der Technik und Zielsetzung	44
3.2	Methodologie	45
3.2.1	Wassertank und Wellengenerator.....	45
3.2.2	Versuchsaufbau	47
3.2.3	Messungen	49
3.2.4	Experimente.....	51
3.3	Ergebnisse	55
3.3.1	Überströmen.....	55
3.3.2	Energieumwandlung.....	60
3.3.3	Druckverteilung	63
3.3.4	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	66
4	Zusammenfassung und Fazit.....	68
5	Literatur- und Abbildungsverzeichnis	70

1 Einleitung und Gegenstand der Untersuchung

Mit dem Meer werden Eigenschaften wie „weit“ und „geheimnisvoll“ verbunden, und auch wenn dies eine wissenschaftliche Arbeit ist, kann ich letzterem teilweise zustimmen: Die Bereiche des Meeres weit unter der Wasseroberfläche sind noch Großteils unerforscht und bergen deshalb ein großes Potential für Ungewissheit.

Roll on, deep and dark blue ocean, roll. Ten thousand fleets sweep over thee in vain. Man marks the earth with ruin, but his control stops with the shore. (Lord Byron)

Dieses Zitat des Sohnes von John Byron, dem großen britischen Entdecker, trifft auch genau den Nerv; der Mensch kann die Ozeane nicht kontrollieren. Es ist unmöglich, großen Einfluss auf Gezeiten oder Meeresstürme auszuüben, lediglich die zerstörerischen Kräfte des Meeres an der Küste können beschränkt werden.

Die verfügbare Fachliteratur im Bereich des Küsteningenieurwesens ist oft schwer verständlich. Deshalb ist ein Ziel dieser Arbeit, die enthaltenen Erklärungen für einen Bauingenieur, dessen Fachgebiet nicht in diesem Bereich liegt, verständlich zu halten. Es werden im Folgenden die konstruktiven Maßnahmen behandelt, um Küstenlinien vor Wellenkräften zu schützen – die Wellenbrecher-Bauwerke. Allgemein werden mit *Wellenbrechern* schützende Bauwerke bezeichnet, die entweder an der Küstenlinie oder vor dieser im Wasser errichtet werden, um Strände oder Infrastruktur vor Wellenkräften zu schützen. Hierbei gibt es hinsichtlich der baulichen Ausbildung verschiedenste Typen, von sehr verbreiteten Steinschüttdämmen, Deichen und starren Betonkonstruktionen bis hin zu relativ neuen Entwicklungen wie auf den Meeresboden abgespannten, schwimmenden Wellenbrechern. Im ersten Teil dieser Arbeit werden die verschiedenen Typen von Wellenbrechern betrachtet und die jeweiligen Vor- und Nachteile erörtert. Es wird hierbei nicht auf Deiche und Dämme eingegangen, da der Fokus in dieser Arbeit auf der wellenbrechenden oder energieumwandelnden Funktion dieser Bauwerke liegt und nicht beim Hochwasserschutz. Auch Sonderbauweisen wie schwimmende Wellenbrecher werden nicht behandelt. Im zweiten Teil wird anhand von praktischen Modellversuchen die Wirksamkeit eines kombinierten Wellenbrechers im Hinblick auf die Problematik des Überströmens, die Energieumwandlung und die Lastverteilung untersucht.

Das Überströmen – im Englischen *Overtopping* genannt- kann auf verschiedene Weisen zu Störungen führen. Diese im Stillstand eines Hafens, einem abgeschnittenen Fahrweg auf einem Wellenbrecher oder einer zerstörten Eisenbahnlinie bestehen. Jedenfalls besteht immer ein monetäres und auch lebensgefährdendes Potential. Was schwerer wiegt, liegt im Auge des Betrachters. In jedem Fall wäre es zuträglich, bessere Voraussagen über die überschwappenden Wassermengen für gegebene Sturmereignisse mit ihren jeweiligen Wellenhöhen und -perioden treffen zu können. Eine Perfektion auf diesem Gebiet zu erreichen ist natürlicherweise eine Wunschvorstellung, da Wellenverhalten in den Weltmeeren sehr vielseitig und schwer zu modellieren sind. Nichtsdestotrotz wird auf diesem Gebiet weltweit viel Forschung betrieben, unter anderem auch bei der „*Environmental Fluid Dynamics*“ Forschungsgruppe der Universität Granada in Spanien. Zusammen mit einigen Mitgliedern dieser Gruppe hatte ich die Möglichkeit, verschiedene Versuche zur Thematik des Überströmens an Wellenbrecher-Bauwerken durchzuführen, deren Ergebnisse im zweiten Teil dieser Arbeit präsentiert und analysiert werden. In diesem Zusammenhang wurde auch die Effektivität der Energieumwandlung sowie Beanspruchungen durch ankommende Wellen untersucht.

2 Wellenbrecher

Um zu verstehen, warum Wellenbrecher auf eine bestimmte Weise gebaut werden, wird in diesem Kapitel zunächst klargestellt, was ihr vorrangiger Zweck ist. Betrachtet man die Übersetzungen in verschiedenen Sprachen, ob *ROMPEOLA* auf Spanisch, *FRANGIFLUTTI* auf Italienisch oder *BREAKWATER* auf Englisch, wird der Grund für ihre Errichtung klar definiert: Die Kräfte der Meereswellen zu brechen und ihren Krafteinfluss auf die Küste zu verhindern. In weiterer Folge wird auf die Anwendungsbereiche, die Funktionsweise dieser Bauwerke sowie auf den Designprozess eingegangen. Auch die drei klassischen Haupttypen von Wellenbrechern werden erläutert.

2.1 Einsatzgebiete von Wellenbrechern

Ein Wellenbrecher ist in jedem Fall ein schützendes Bauwerk, dessen Einsatzgebiete sehr vielfältig sind. Der Einfachheit halber werden diese hier nur in zwei Hauptaufgaben

unterteilt. Diese sind einerseits der Erosionsschutz und andererseits die unmittelbare Gefahrenabwehr. Ein weiterer Nebeneffekt dieser Schutzbauwerke ist die Möglichkeit des Landgewinns für Hafenflächen oder Uferpromenaden (Finkl, 2013).

2.1.1 Erosionsschutz

Bei dieser Problemstellung geht es darum, einen Teil der Küste vor Erosion durch Welleneinflüsse zu schützen. Hierbei kann der zu schützende Bereich ein künstlicher, d.h. vom Menschen veränderter Küstenabschnitt sein, wie zum Beispiel ein aufgeschütteter Badestrand (Abb. 1).



Abb. 1: Künstlicher Strand in San Andrés, Teneriffa (teneriffa.de, 2018)

Dieser würde durch den Meereseinfluss mit der Zeit erodiert werden und verschwinden. So wird normalerweise während eines Sturmes ein Teil des Sandes abgetragen und in der sogenannten „storm bar“ unterhalb des Niedrigwasserspiegels angelagert. Herrscht danach wieder normaler Seegang, so wird der Ursprungszustand durch natürlichen

Sandtransport wiederhergestellt. Auch ist im Bereich der Liegefläche keine schützende Vegetation vorhanden, die Sandabtragung bei Sturm eindämmen könnte. Auf Dauer würde diese Situation zu permanentem Landverlust führen (Abb. 2). Dieser Vorgang kann durch die Anordnung eines parallel zur Küste verlaufenden Wellenbrechers verhindert werden. Hierbei ist das Material so zu wählen, dass ein Sandtransport durch den Wellenbrecher möglichst verhindert wird.

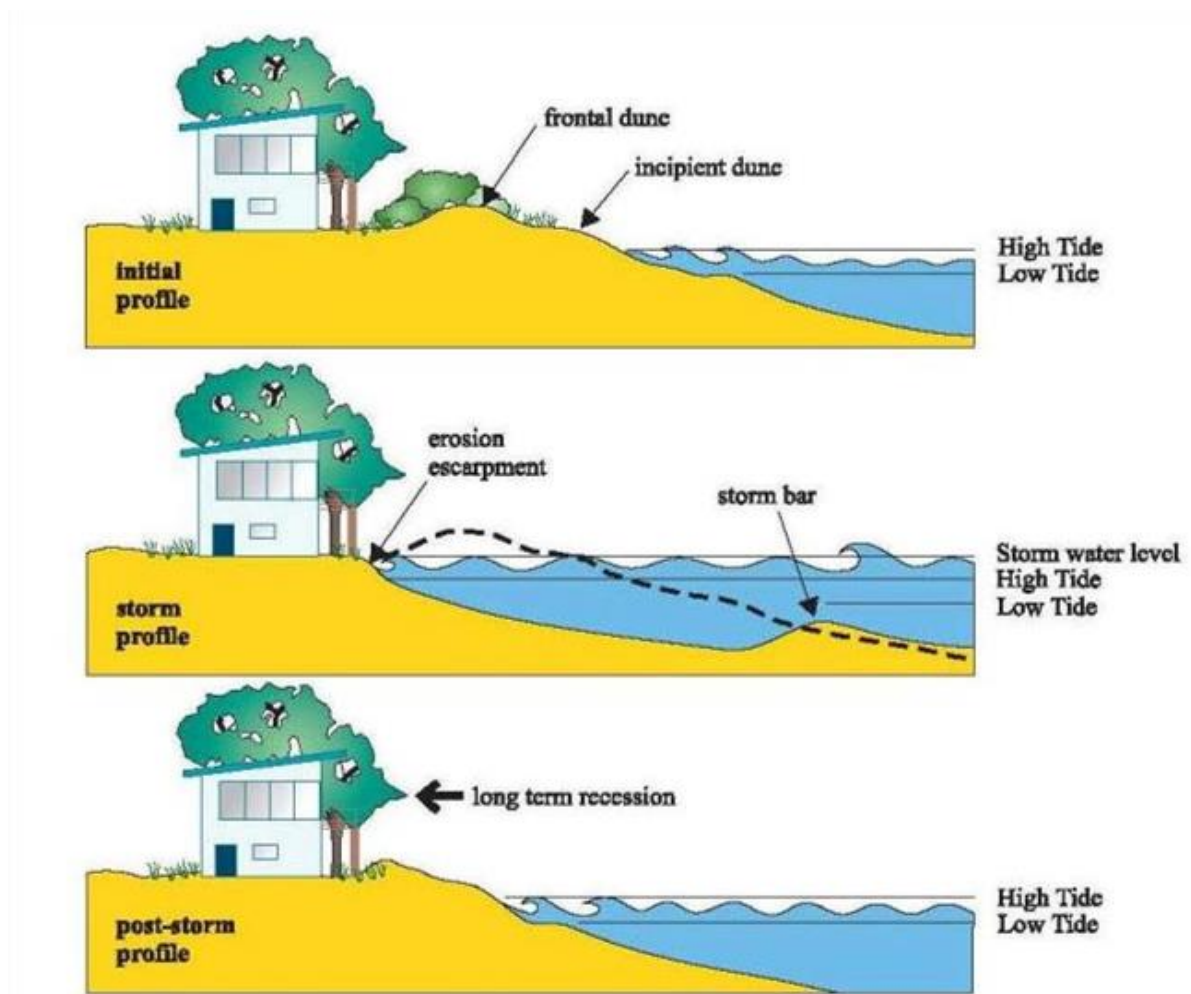


Abb. 2: Sandkreislauf (Kidd, 2001)

Aber auch natürliche Ufer werden durch Wellenkräfte beeinflusst und benötigen Schutz oder müssen durch andere, oft teure Maßnahmen instandgehalten werden. Durch die globale Erderwärmung und den dadurch steigenden Meeresspiegel wird dieser Bedarf noch verstärkt. Bereits 2004 waren laut einem Bericht der Europäischen Kommission

etwa ein Fünftel der europäischen Küstenlinie von einem Rückgang zwischen 0,5 m und 2 m jährlich betroffen. Die Konsequenzen davon sind der Verlust von Lebensräumen, Wirtschaftsflächen und auch natürlicher Schutzmechanismen der Küste (IP/04/647, 2004).

2.1.2 Gefahrenabwehr

Bei starken Sturmereignissen oder durch Seebeben hervorgerufenen Tsunamis treten an Küsten sehr hohe Welle auf. Werden Wellenbrecher an Häfen oder zum Schutz von anderer Infrastruktur errichtet, dienen sie primär zum Schutz vor diesen unmittelbaren Gefahren. In Häfen beispielsweise wäre das gefahrlose Be- und Entladen von Schiffen auch bei relativ geringem Seegang unmöglich ohne den Schutz durch Wellenbrecher-Bauwerke (Abb. 3).



Abb. 3: Lotsenschiff vor dem Wellenbrecher im Hafen von Dover, GB (Getty, 2018)

Es sollen durch die Errichtung dieser Bauwerke Häfen, die bereits geschützt in einer Bucht liegen, verbessert werden, sowie in offenliegenden Häfen überhaupt ein wirtschaftlicher Betrieb ermöglicht werden.

Oft schützen Wellenbrecher auch nicht nur einen Hafen, sondern gleichzeitig angrenzende Strände (Abb. 4) und tragen so nicht nur bei der Logistikbranche, sondern auch beim Tourismus positive Effekte bei.



Abb. 4: Marina San Stefano, Alexandria, Ägypten (GoogleMaps, 2018)

Auch an Bahnlinien, Straßen oder anderer Infrastruktur kann der Schutz durch Wellenbrecher erforderlich sein, um unmittelbare Gefahr für Leib und Leben zu minimieren (Abb. 5).

Eine weitere wichtige Aufgabe der Wellenbrecher ist – auch bei Abwesenheit wichtiger Infrastruktur – der Schutz küstennaher Gebiete vor Überflutung bei Sturmereignissen. Dabei kann es sich beispielsweise um Siedlungen oder Agrarflächen handeln, die in vielen Erdteilen bis unmittelbar hinter die Küstenlinie angelegt wurden oder immer noch werden. Dieser Aspekt ist vor allem im Hinblick auf die globale Klimaerwärmung und die dadurch bedingten steigenden Meeresspiegel von großer Bedeutung.



Abb. 5: Zugstrecke unter Einfluss von überschwappenden Wellen, GB (EurOtop, 2016, S. 1)

2.2 Funktionsweise

Um zu Beschreiben wie ein Wellenbrecher funktioniert, ist es zunächst förderlich, einen Überblick über die zugrundeliegende Theorie zu bekommen. Dazu wird zunächst auf die Wellentheorie eingegangen und dann der Energiehaushalt dieser Bauwerke thematisiert.

2.2.1 Wellentheorie

Um grundsätzlich Schwerewellen mathematisch beschreiben zu können, wurden diverse Wellentheorien aufgestellt. Diese beschreiben die oszillierende Bewegung der Wasserteilchen mit Hilfe der folgenden Parameter (Abb. 6).

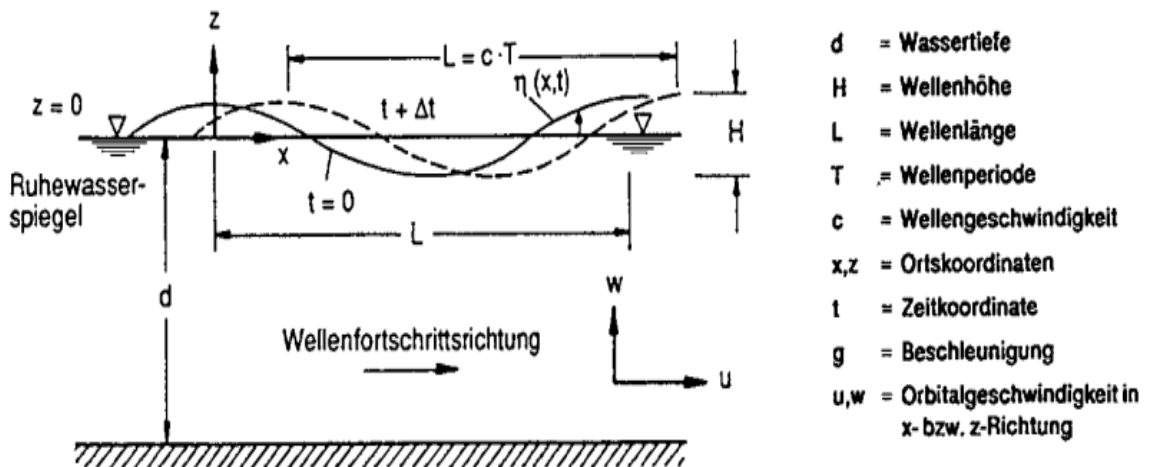


Abb. 6: Bezeichnungen Parameter Schwerewellen (EAK, 2007, S. 49)

Die Wellenlänge L oder λ beschreibt den räumlichen horizontalen Abstand zwischen zwei benachbarten Wellenbergen, die Wellenperiode T analog dazu den zeitlichen. Aus diesen beiden Informationen kann die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit c – von English „celerity“ - berechnet werden. Die Wellenhöhe H ist definiert als die vertikale Differenz zwischen der Höhenkote des Wellenberges und der eines benachbarten Wellentals. Der Ruhewasserspiegel bei $z=0$ liegt genau auf der Hälfte zwischen diesen beiden Höhenkoten. Ein weiterer wichtiger Parameter zum Beschreiben der Welle ist die Wellensteilheit S . Sie berechnet sich aus dem Verhältnis zwischen Wellenhöhe und Wellenlänge und ist ein wichtiges Kriterium für das Brechen einer Welle.

Jede der Wellentheorien findet jeweils in bestimmten Bereichen Anwendung, da die vielen unterschiedlichen Wellenformen, die einen Seegang bilden, nicht mit einer Wellentheorie zu beschreiben sind (Abb. 7).

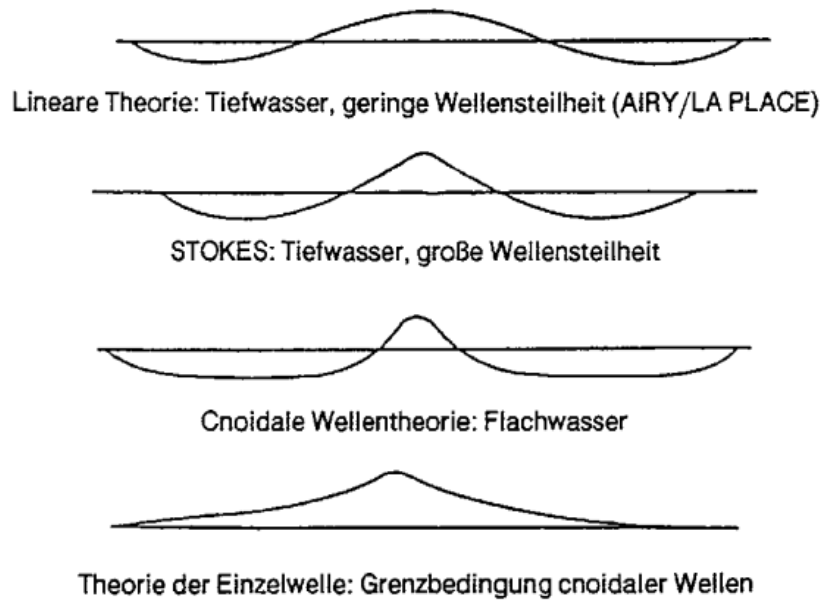


Abb. 7: Verschiedene Formen von Wasserwellen (EAK, 2007, S. 39)

Einen Überblick über die Anwendbarkeit der einzelnen Theorien gibt die Einteilung nach CERC (Abb. 8). Dieses Diagramm zeigt, dass die Zuordnung zur jeweilig gültigen Wellentheorie nur im Tiefwasserbereich/Übergangsbereich bei relativ niedrigen Wellen im Vergleich zur Wellenperiode und im Flachwasserbereich bei hohen Wellen im Vergleich zur Periode eindeutig ist. Liegen andere Verhältnisse vor, ist eine Abgrenzung nur schwer möglich.

Die lineare Wellentheorie nach *Airy-Laplace* gilt bei der Bemessung von Küstenschutzbauwerken in der Ingenieurpraxis als wichtigste Berechnungsmethode (EAK, 2007, S. 41), weshalb in dieser Arbeit nur auf diese eingegangen wird. Sie hat Ihre Gültigkeit beim Übergang von Tiefwasser zu flachem Wasser, welcher bei der Analyse und Bemessung von Wellenbrechern eine zentrale Rolle einnimmt.

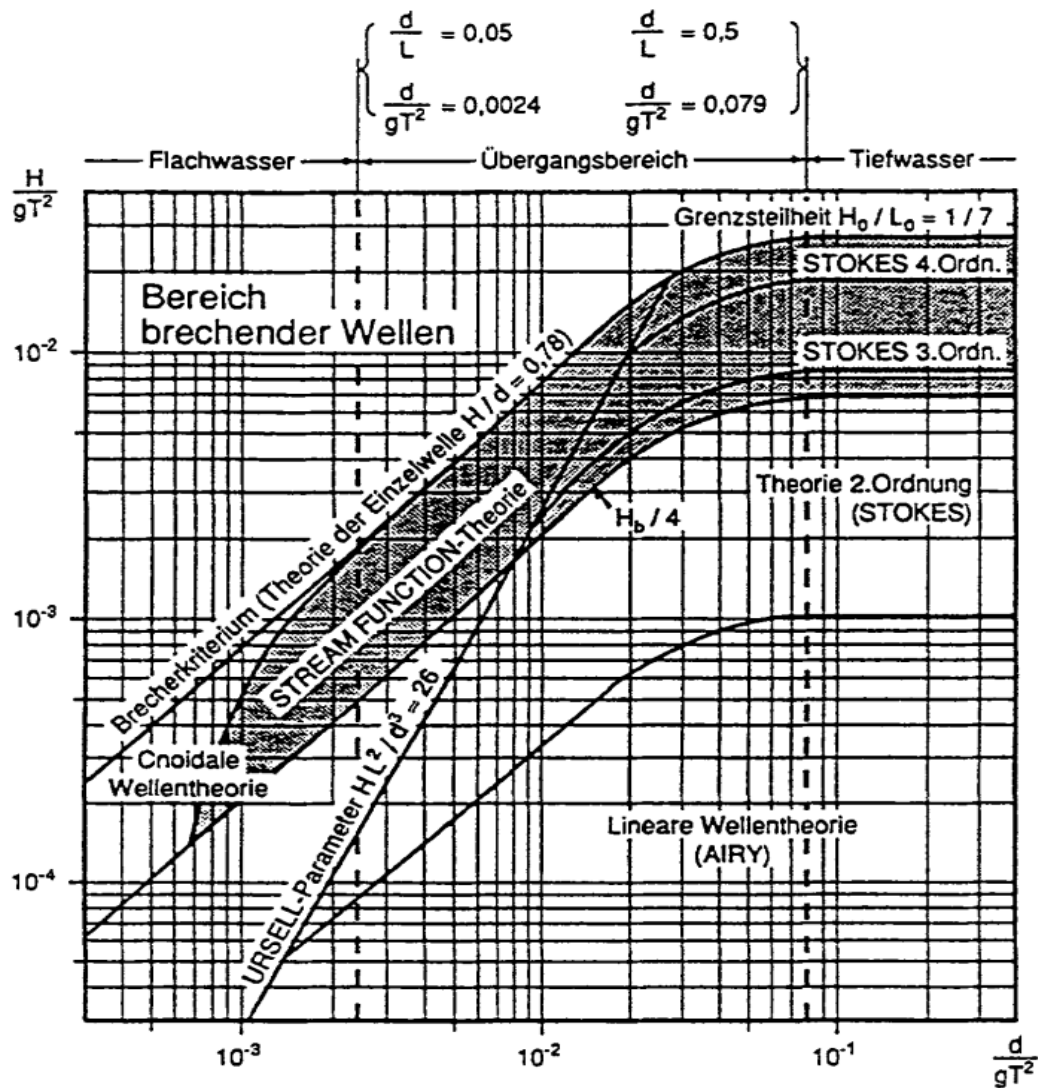


Abb. 8: Anwendungsbereiche der Wellentheorien (EAK, 2007, S. 41)

Folgende Vereinfachungen werden in der linearen Wellentheorie getroffen (EAK, 2007, S. 42):

1. Sinusförmige Oberfläche, d. h. symmetrisches Wellenprofil
2. Kleine Amplituden, d. h. $H \ll L$, $H \ll d$
3. Ebener Untergrund
4. Ideale Flüssigkeit, d. h. reibungsfrei, inkompressibel, homogen
5. Kein Einfluss der Luftbewegung auf die Wellenbewegung.

In der Linearen Wellentheorie wird davon ausgegangen, dass sich die Wasserteilchen auf geschlossenen Kreisbahnen bewegen, wenn eine Welle passiert. Der Massentransport wird bei den Gleichungen vernachlässigt. Die Orbitalbahnen behalten hier nur so lange ihre Kreisform, wie die Bedingung $d/L > 0,5$ erfüllt ist. Bei geringerer Tiefe kommt es zu bei den untersten Kreisbewegungen zu Grundberührung und sie nehmen eine elliptische Form an (Abb. 9).

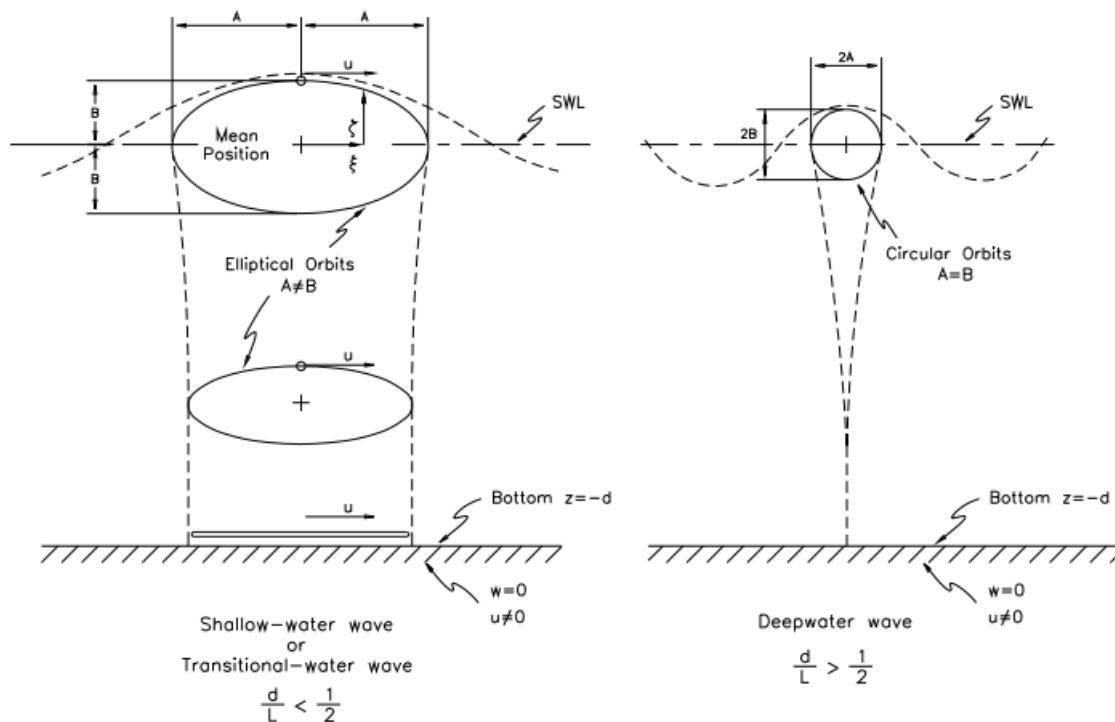


Abb. 9: Orbitalbahnen (CEM, 2012, S. II-1-17)

In der folgenden Übersicht (Abb. 10) sind die wichtigsten Gleichungen zur Seegangsberechnung mit der Linearen Wellentheorie angeführt.

	Flachwasser $\frac{d}{L} < \frac{1}{20}$	Übergangsbereich $\frac{1}{20} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Profil der freien Oberfläche	Allgemeine Gleichung $\eta = \frac{H}{2} \cdot \cos\theta$		
2. Wellengeschwindigkeit	$c = \frac{L}{T} = \sqrt{g \cdot d}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega} \cdot \tanh(kd) = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \tanh(kd)}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega}$
3. Wellenlänge	$L = c \cdot T = T \cdot \sqrt{g \cdot d}$	$L = \frac{g}{\omega} \cdot T \tanh(kd)$	$L = c \cdot T = \frac{g}{\omega} \cdot T$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = \frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \omega \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$
b) vertikal	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cdot \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kz)} \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

Abb. 10: Gleichungen der linearen Wellentheorie (EAK, 2007, S. 42)

Hierzu gilt außerdem:

$k = \frac{2\pi}{L}$	Wellenzahl
$\omega = \frac{2\pi}{T}$	Kreisfrequenz der Welle
$\theta = kx - \omega t$	Phasenwinkel

Mit diesen Beziehungen kann beispielsweise die Bemessungswelle für eine beliebige Stelle vor der Küste errechnet werden, solange Messwerte aus dem Tiefwasser vorliegen. Die Druckverteilung in der Welle setzt sich aus einem hydrostatischen Anteil und einem Anteil aus Welleneinfluss zusammen (EAK, 2007, S. 47). Das negative Vorzeichen vor der geodätischen Höhe ergibt sich durch die Definition von $z=0$ am Ruhewasserspiegel.

$$p = \gamma_w \left(\eta \cdot \frac{\cosh(k(d+z))}{\cosh(kd)} - z \right)$$

wobei $\eta = a \cdot \sin(kx - \omega t)$

Auf die durch Wellen verursachten Drücke auf Bauwerke wird in *Kap. 2.4* näher eingegangen.

2.2.2 Energieumwandlung am Wellenbrecher

Die Energie einer Welle setzt sich zu genau gleichen Teilen aus kinetischer und potentieller Energie zusammen (CEM, 2012, S. II-1-26).

$$E = E_{pot} + E_{kin}$$

Bezogen auf einen 1m breiten Wellenstreifen berechnet ist die potentielle Energie gegeben als:

$$E_{pot} = \int_x^{x+L} \rho g \left(\frac{(\eta + d)^2}{2} - \frac{d^2}{2} \right) dx$$

Diese Gleichung berechnet die potentielle Energie, die dadurch gegeben ist, dass sich ein Teil des Wassers – der Wellenberg - über $z=0$ befindet. Nach dem Integrieren ergibt sich:

$$E_{pot} = \frac{1}{16} \rho g H^2 L$$

Der kinetische Anteil kann mittels folgender Gleichung berechnet werden.

$$E_{kin} = \int_x^{x+L} \int_{-d}^{\eta} \rho \frac{u^2 + w^2}{2} dz dx$$

Nach Integration ergibt sich ebenfalls:

$$E_{kin} = \frac{1}{16} \rho g H^2 L$$

Nach der Airy-Wellentheorie sind die beiden Komponenten, aus denen sich die Gesamtenergie zusammensetzt genau gleich groß, wenn sich die potentielle Energie auf den Ruhewasserspiegel bezieht und die Wellen sich alle in dieselbe Richtung bewegen (CEM, 2012, S. II-1-28). Die gesamte Energie, die in einer Welle enthalten ist, ergibt sich logischerweise zu:

$$E = \frac{1}{16} \rho g H^2 L + \frac{1}{16} \rho g H^2 L = \frac{1}{8} \rho g H^2 L$$

Im Allgemeinen ist ein Wellenbrecher ein Bauwerk, das die potentielle und kinetische Energie einer ankommenden Welle (sog. Incident Wave) transformiert, reflektiert oder transmittiert. Üblicherweise passiert immer eine Kombination aus allen drei Phänomenen (Abb. 11).

Transformation/Dissipation

Die Energie der ankommenden Welle setzt sich aus potentieller und kinetischer Energie zusammen. Ein Teil der ankommenden Energie der Welle wird einerseits – je nach Konzeption des Wellenbrechers – durch das Brechen der Welle am Bauwerk in Wärme- und Schallenergie umgewandelt. Andererseits erfolgt dieselbe Umwandlung durch Reibung, falls der Wellenbrecher ganz oder teilweise aus porösem Material besteht. Auch eine Transformation in Verformungsenergie an einer starren Konstruktion oder in kinetische bzw. potentielle Energie durch Steinblockverschiebungen ist möglich. Dies alles kann unter dem Begriff Energiedissipation zusammengefasst werden.

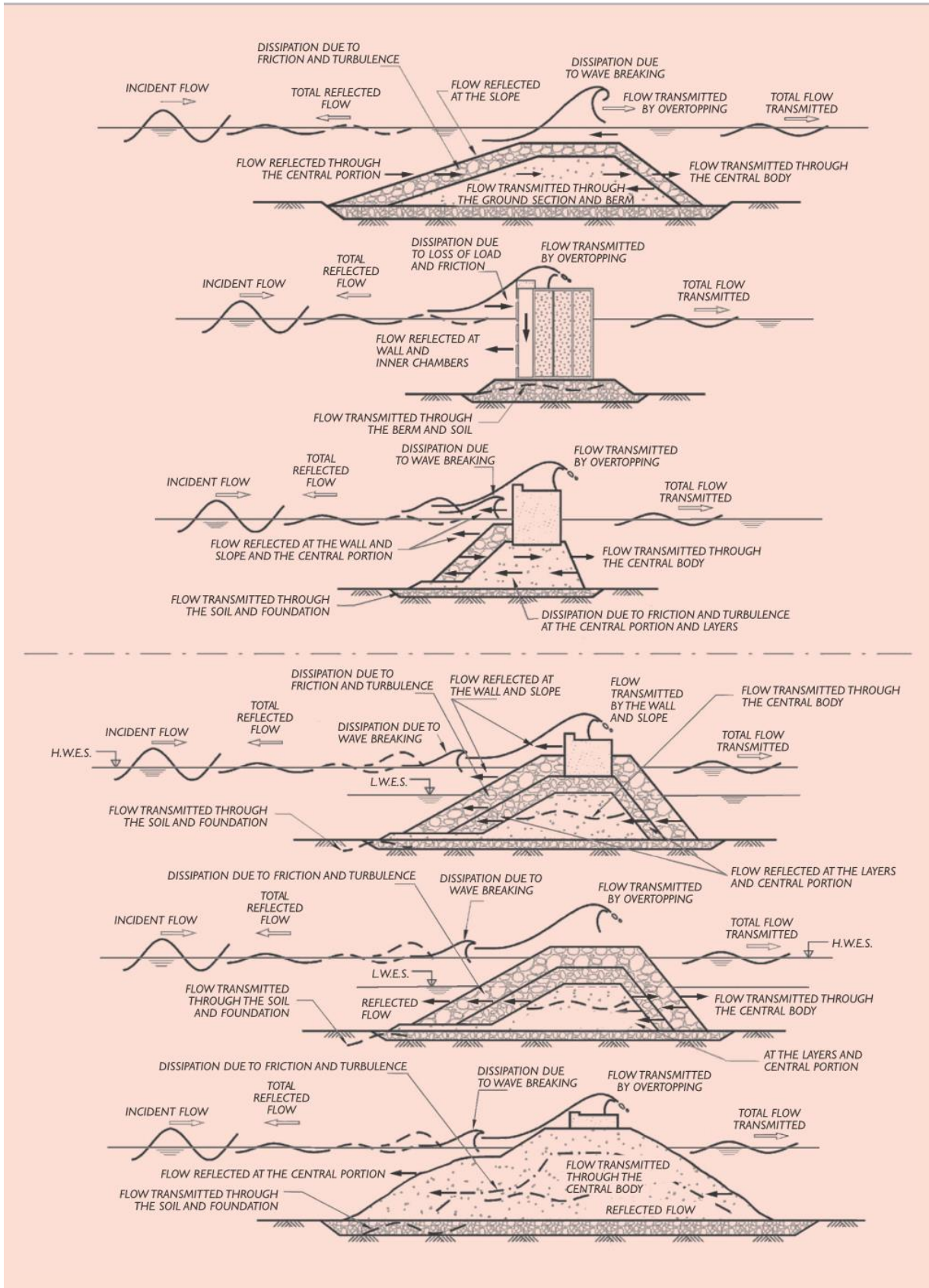


Abb. 11: Transformation, Reflexion, Transmission, (ROM 1.0-09, 2010, S. 97)

Reflexion

Als Reflexion bezeichnet man den Vorgang des Umkehrens der Welle an einem oder mehreren Bauteilen des Wellenbrechers. Der Reflexionsvorgang ist ebenfalls je nach Bauwerkstyp mehr oder weniger stark ausgeprägt.

Wenn der Reflexionsvorgang nicht plötzlich passiert – wie dies beispielsweise an einer vertikalen Betonwand der Fall ist – bedient man sich bei der Auswertung von Reflexionsvorgängen bei Wellenbrechern aus porösen Materialien einem sogenannten *äquivalenten Reflektor* (Abb. 12). Dieser befindet sich an der Stelle im Querschnitt, an der die Betonwand stehen müsste, um dieselbe Reflexions-Phasenverschiebung wie die Steinschüttung zu verursachen (ROM 1.0-09, 2010, S. 92).

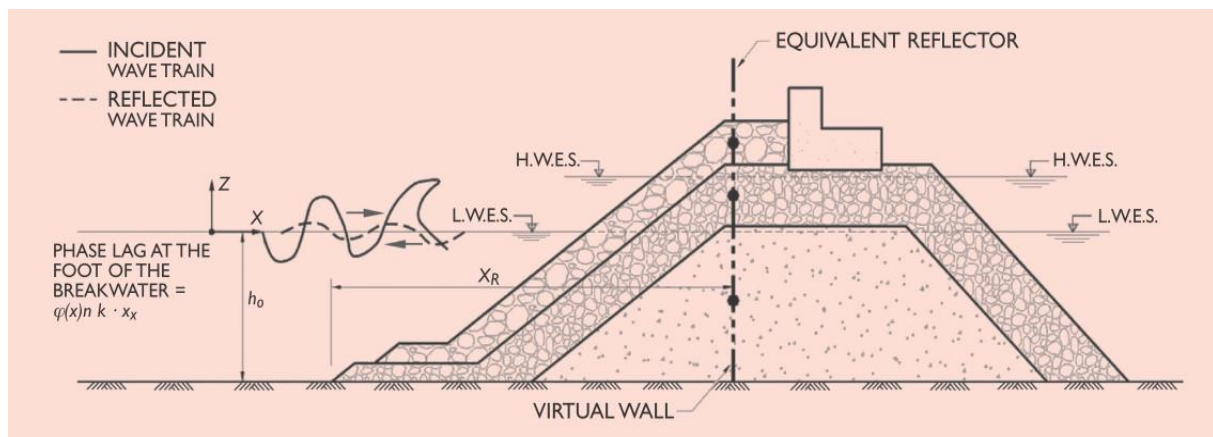


Abb. 12: Reflexion und äquivalenter Reflektor (ROM 1.0-09, 2010, S. 92)

Transmission

Bei durchlässigen Wellenbrechern kommt es zu einem Transmissionsvorgang hinter den Wellenbrecher, da sich das Wasser seinen Weg durch das Bauwerk bahnt und dann - im Idealfall wesentlich energieärmere - Wellen auf der zu schützenden Seite vorhanden sind. Auch bei undurchlässigen Strukturen entstehen auf der Landseite durch die Verformung der Struktur Wellen, die aber im Verhältnis zu den ankommenden Wellen sehr klein sind. Des Weiteren gibt es Transmissionsvorgänge bei hohen Seegängen, die durch das Überströmen hervorgerufen werden (Abb. 13).



Abb. 13: Transmission durch Überschwappen, Niederlande (EurOtop, 2016, S. 44)

Die Energiebilanz einer Welle am Wellenbrecher kann bei der Betrachtung des Kontrollvolumens um das Bauwerk (Abb. 14) mit der folgenden Gleichung ausgedrückt werden (ROM 1.0-09, 2010, S. 89).

$$F_i - F_r - F_t - D^* = 0$$

Die Bezeichnungen F stehen hier für den Energiefluss, also die transportierte Energie pro Wellenlänge.

- F_i durchschnittlicher Energiefluss der *ankommenden Welle*
- F_r durchschnittlicher Energiefluss der *reflektierten Welle*
- F_t durchschnittlicher Energiefluss der *transmittierten Welle*
- D^* durchschnittliche dissipierte Energie im Kontrollvolumen

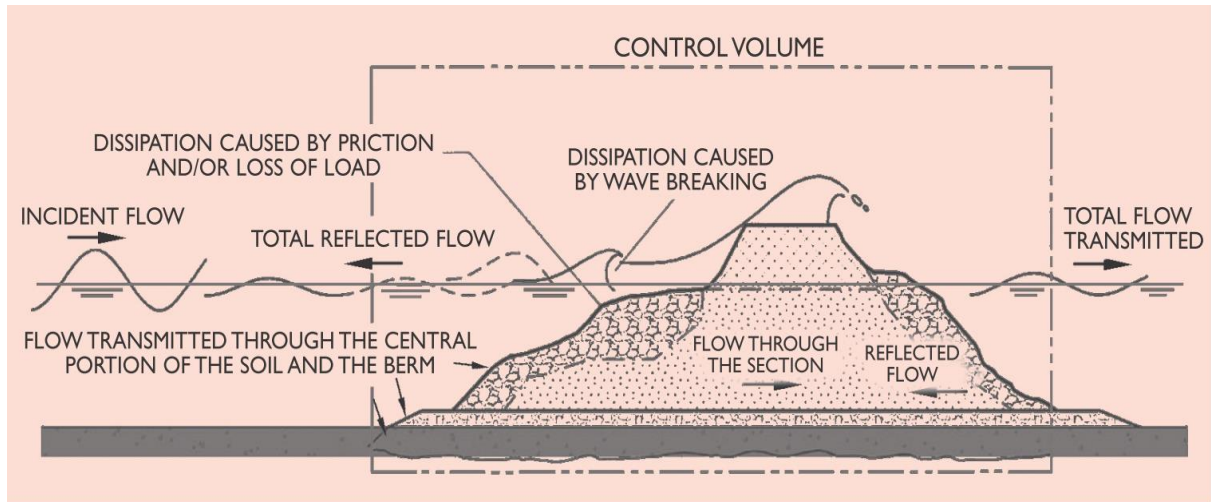


Abb. 14: Energiebilanz einer Welle am Wellenbrecher (ROM 1.0-09, 2010, S. 92)

2.3 Design des Wellenbrechers

Die Vorgehensweisen bei der Bemessung unterscheiden sich örtlich aufgrund von rechtlichen und natürlichen Rahmenbedingungen, aber auch wegen Verfügbarkeit von Material oder beschränkten technischen Möglichkeiten. In diesem Kapitel wird auf die generellen Anordnungsprinzipien eingegangen sowie die in diesem Zusammenhang wichtigen Flachwassereffekte beschrieben. Auch die entscheidenden Bemessungsgrößen werden erläutert.

2.3.1 Anordnung

Die Wellenbrecher können auf verschiedene Weisen zur Küstenlinie angeordnet werden, je nachdem welche Funktion sie erfüllen sollen.

Werden die Bauwerke buhnenartig quer zur Küstenlinie angeordnet, dienen der Prävention gegen Sedimenttransport entlang der Küstenlinie und schützen so vorrangig Strandabschnitte vor Erosion (Abb. 15). Die Funktionsweise der buhnenartigen Wellenbrecher ist dabei vergleichbar mit der der Buhnen im Flussbau. Die Hauptströmung an der Küste entlang führt zur Wirbelstrombildung zwischen den Buhnen. Das normalerweise entlang der Küstenlinie transportierte Sediment lagert sich so zwischen den Wellenbrechern auf einer Seite ab und ein Landverlust wird vermieden (Abb. 16).



Abb. 15: Playa de Benicassim (Castellón, Spanien) (Bores, 2016)

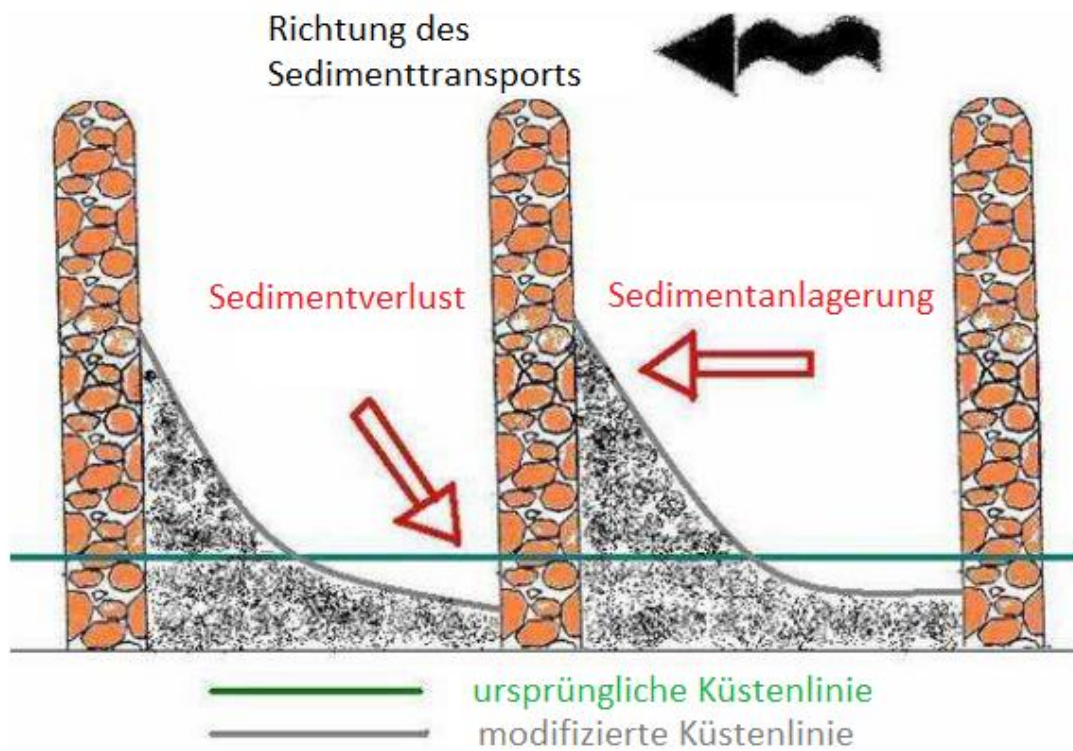


Abb. 16: Funktionsweise der Wellenbrecher als Buhnen (Bores, 2016)

Vor allem in den USA werden aber auch kilometerlange Küstenabschnitte gegen Landverlust mittels parallel zur Küstenlinie angeordneten Wellenbrechern geschützt (Abb. 17). Bei idealer Dimensionierung entstehen dadurch im abgeschirmten Bereich Landzungen, die aber nicht bis zu den Wellenbrechern reichen, sodass auch noch entlang der Küstenlinie Sedimenttransport möglich ist.



Abb. 17: Presque Isle, Pennsylvania (CEM, 2012, S. V-3-47)

Will man einen Hafen oder andere Infrastruktur vor direktem Wellenangriff schützen, werden sie Wellenbrecher parallel oder in einem der Situation angepassten Winkel zum zu schützenden Bereich hergestellt, um zuverlässig die häufigsten Wellenrichtungen abzublocken (Abb. 19). Im Hafenbereich können Wellenbrecher als Anlegestelle mit Fahrwegen zum Gütertransport dienen. Auch kann sich im Bauwerk eine Pipeline befinden, die eine direkte Übernahme und Abtransport von flüssigen Gütern vom Tankschiff ermöglicht. Dass dies auch Gefahren mit sich bringt, zeigte der Unfall im Hafen von Las Palmas (Spanien) mit einer Fähre im April 2017, bei dem durch das entstandene Loch in der Pipeline etwa 60000 Liter Kraftstoff ins Meer flossen (Abb. 18).



Abb. 19: Hafen von Las Palmas de Gran Canaria, Spanien (infocanaria.de, 2018)



Abb. 18: Unfall mit Fähre, Spanien (El Pais, 2017)

2.3.2 Welleneffekte in Küstennähe

Um die Wellenbrecher sinnvoll anzuordnen, ist ein Verständnis der Vorgänge des *Shoaling*, der *Diffraction* und *Refraktion* unumgänglich, welche in Küstennähe bzw. an Bauwerken auftreten.

Diffraction

Diffraction bezeichnet hier ein Umwandern eines Hindernisses mit Richtungsänderung der Welle (Abb. 20). Diese wird dabei im Allgemeinen kleiner. Die physikalische Erklärung dafür liefert das Prinzip von *Huygens*, welches ursprünglich für elektromagnetische Wellen formuliert wurde. Es besagt, dass sich Wellen beim Treffen auf ein Hindernis dahinter mit geringerer Intensität in den Raum hinein ausbreiten. Jeder Punkt am Hindernis ist als Ausgangspunkt von Elementarwellen zu sehen, die sich auch in den vom Hindernis abgeschirmten Bereich hinein ausbreiten und sich zu neuen, kleineren Wellenfronten überlagern (Wikipedia, 2019).

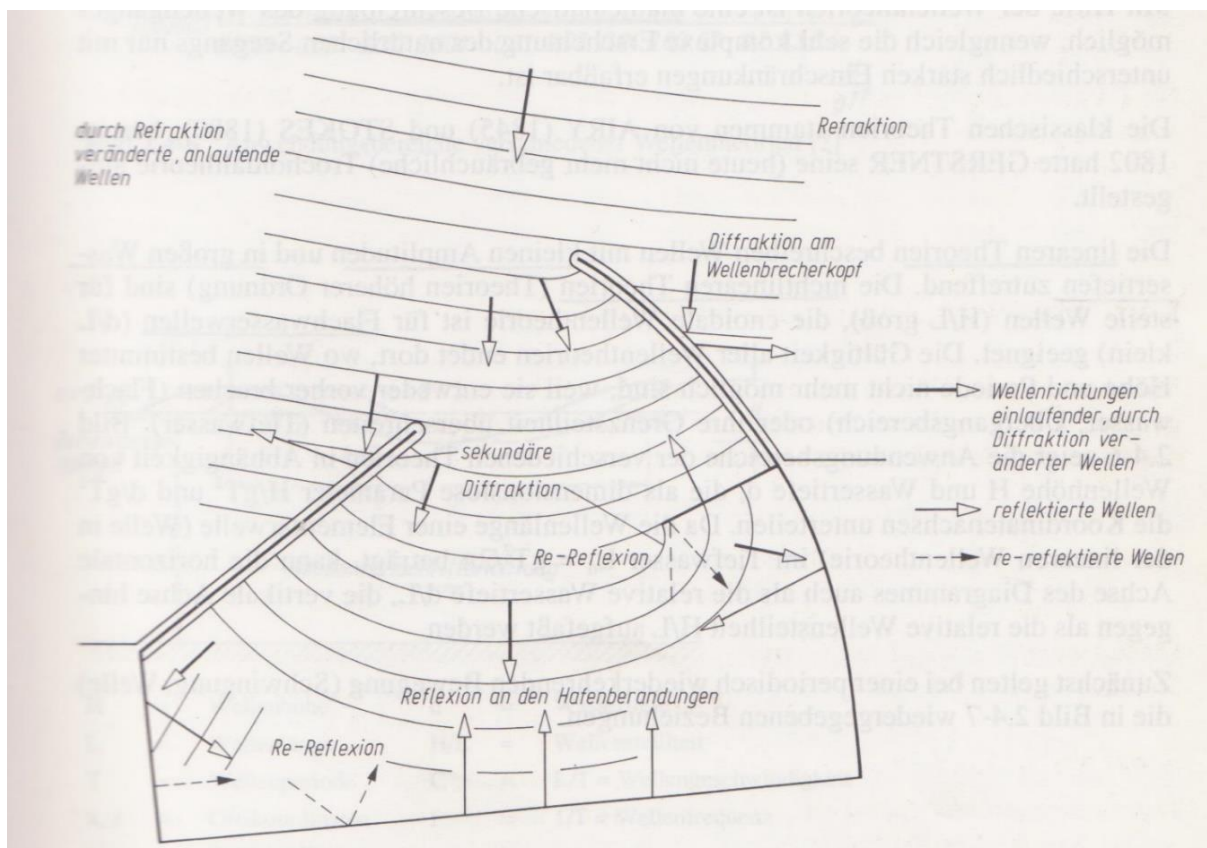


Abb. 20: Diffraction und Refraktion in einem Hafenbecken (Wagner, 1990, S. 31)

Shoaling

Erreichen die Wellen flacheres Wasser, so verringert sich Ihre Geschwindigkeit c und ihre Wellenlänge L , die Periode T bleibt konstant. Der Prozess des Shoaling wird dadurch eingeleitet, dass die untersten Orbitalbewegungen einer Welle auf Boden treffen und so durch die Reibung abgebremst werden. Als Konsequenz wird die Energie der Welle „aufgestaut“ und die Wellenhöhe steigt üblicherweise an (Abb. 21).

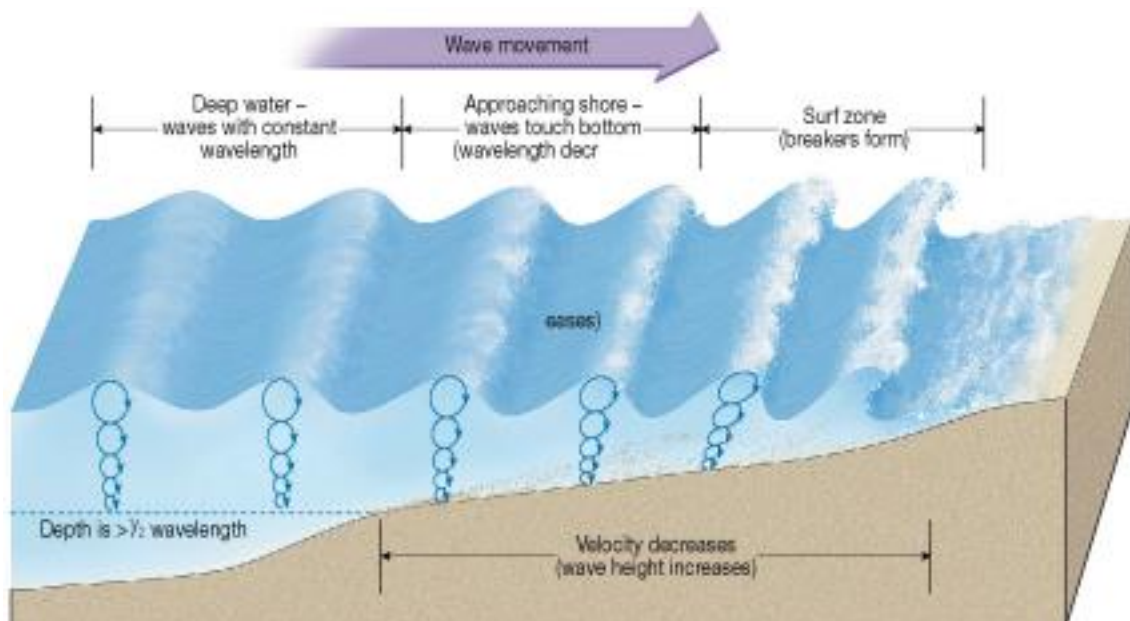


Abb. 21: Shoaling (Adams, 2014)

Refraktion

Unter der Refraktion hingegen wird die Anpassung der Wellenlaufrichtung an die Tiefenlinien verstanden, welche in Küstennähe oft nicht mehr parallel verlaufen (Abb. 22). Die strichlierten Linien schneiden alle Höhenlinien des Meeresgrundes im rechten Winkel und stellen so gut dar, in welche Richtung sich die Wellen orientieren. Läuft also ein Teil der Welle in einen flacheren Bereich ein, so wird dort aufgrund der langsameren Fortschrittgeschwindigkeit die Energiekonzentration im Vergleich zu den tieferen Bereichen zunehmen. Dort kommt es aufgrund dessen zu einer örtlichen Zunahme der Wellenhöhe, weshalb auf die Refraktion im Designprozess besonders zu achten ist.

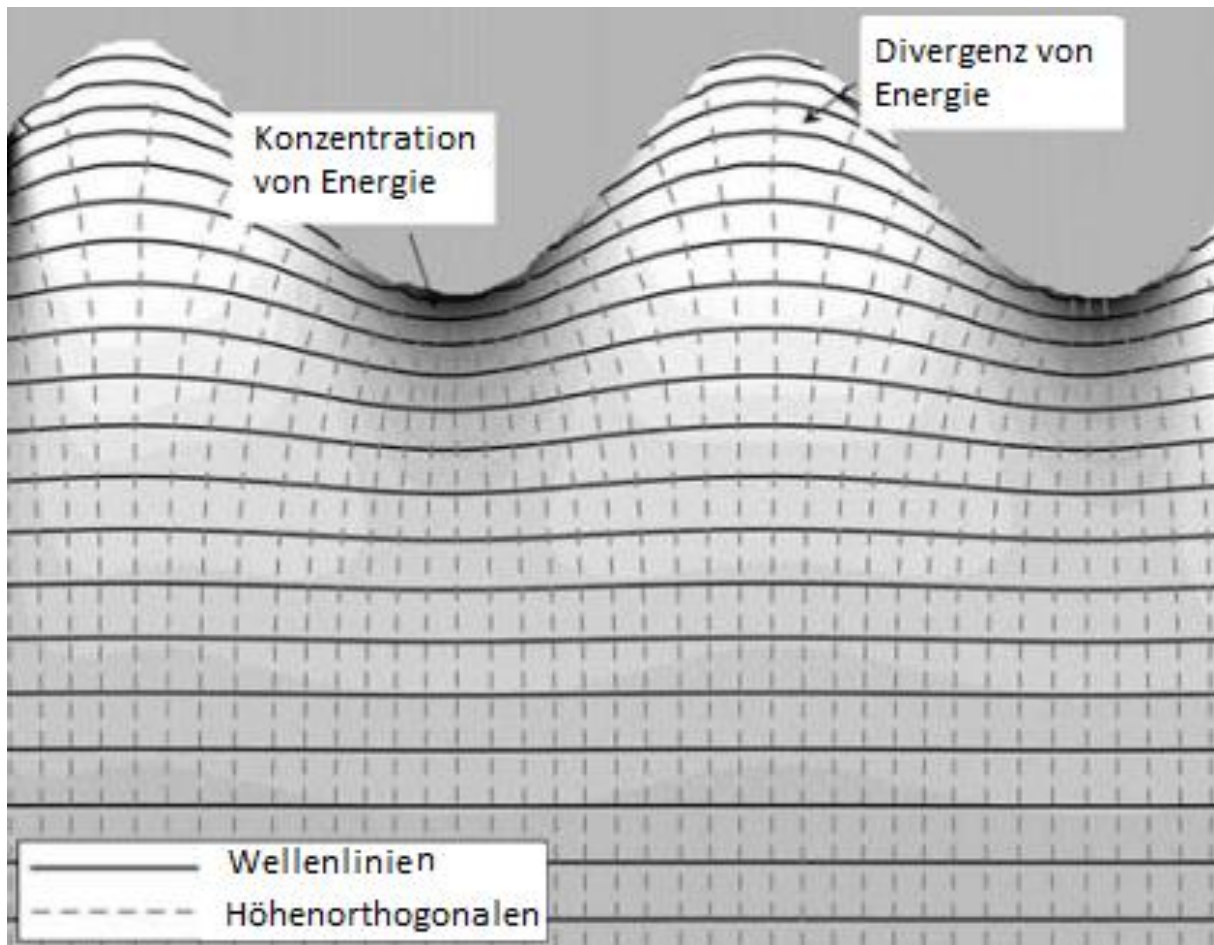


Abb. 22: Refraktion (Fundamentos del movimiento oscilatorio, 2016)

2.3.3 Gründung

Da es sich bei Wellenbrechern um sehr schwere Bauwerke mit großen Ausdehnungen handelt, sind die vorherrschenden Untergrundverhältnisse entscheidend für die Wahl des richtigen Systems.

Hierbei ist nicht nur die momentane Tragfähigkeit wichtig, sondern auch auf lange Sicht das Konsolidierungsverhalten und der Schutz gegen Erosion und Kolkbildung. Des Weiteren sollte gegebenenfalls die Eignung des Bodens als Hinterfüllmaterial in Betracht gezogen werden, um Transportwege zu reduzieren.

Die Bodendaten können zu Projektbeginn aus benachbarten Bauvorhaben gewonnen werden. Für die Ausführungsplanung sind jedoch - abhängig von den örtlichen Begebenheiten - Erkundungsmethoden wie Bohrungen, Schürfungen und Sondierungen durchzuführen (Wagner, 1990).

2.3.4 Bemessungsgrößen

Relevante Bemessungsgrößen stellen die unterschiedlichen Wasserstände, die maßgebenden Wellenhöhen sowie die vorherrschenden Strömungsverhältnisse im Bereich des Bauwerks dar.

Wasserstände

Um ein Wellenbrecher-Bauwerk nachhaltig zu dimensionieren, ist es zunächst wichtig, die maßgebenden Wasserstände zu bestimmen. Der Höchstwasserstand, der durch die größte Tide erreicht wird, führt zu den größten hydrostatischen Drücken sowie zu den höchsten Auftriebskräften auf das Bauwerk. Dieser wird - summiert mit der Erhöhung des Wasserspiegels an der Küste durch Windstaueffekte - als Bemessungswasserstand festgelegt (Abb. 23). Der Tiefstwasserstand hingegen ist bei Gründungsnachweisen zu betrachten, weil er zur höchsten Untergrundbelastung führt. Die Werte für die Tidewasserstände können Langzeitstatistiken entnommen werden, beim Windstau sind meistens Annahmen zu treffen (Wagner, 1990, S. 20/21).

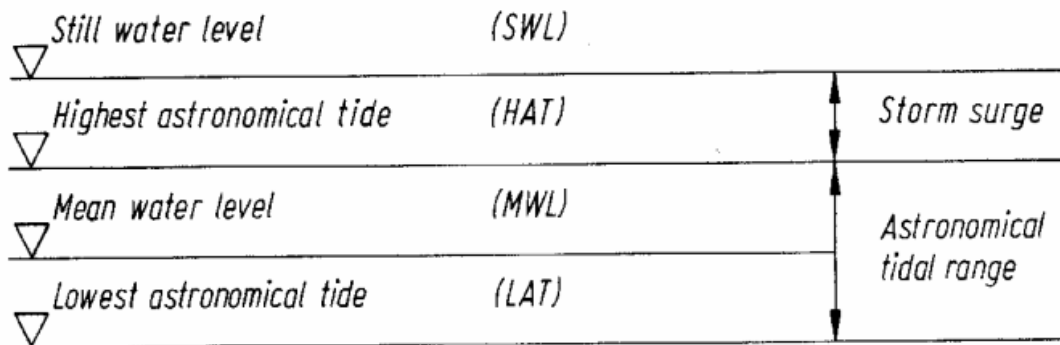


Abb. 23: Definition Ruhewasserspiegel (Wagner, 1990, S. 24)

Signifikante Wellenhöhe

Für die Bemessung des Wellenbrechers ist es notwendig, eine Bemessungswelle mit der signifikanten Wellenhöhe H_s festzulegen. Meistens besteht diese aus einem Mittelwert des höchsten Drittel aller Wellen im Beobachtungszeitraum, eine gebräuchliche Bezeichnung

ist dann $H_{1/3}$ (Abb. 24). Die Bemessungswelle wird dann für die Berechnungen, je nach Gefahrenpotenzial des Bauwerksversagens mit Sicherheitsfaktoren beaufschlagt. Der höchste Sicherheitszuschlag von 2,0 - d.h. die doppelte Wellenhöhe wird angesetzt - gilt beispielsweise für Baugrubenumschließungen (ROM 1.0-09, 2010, S. 492/ Brinkmann, 2005, S. 47).

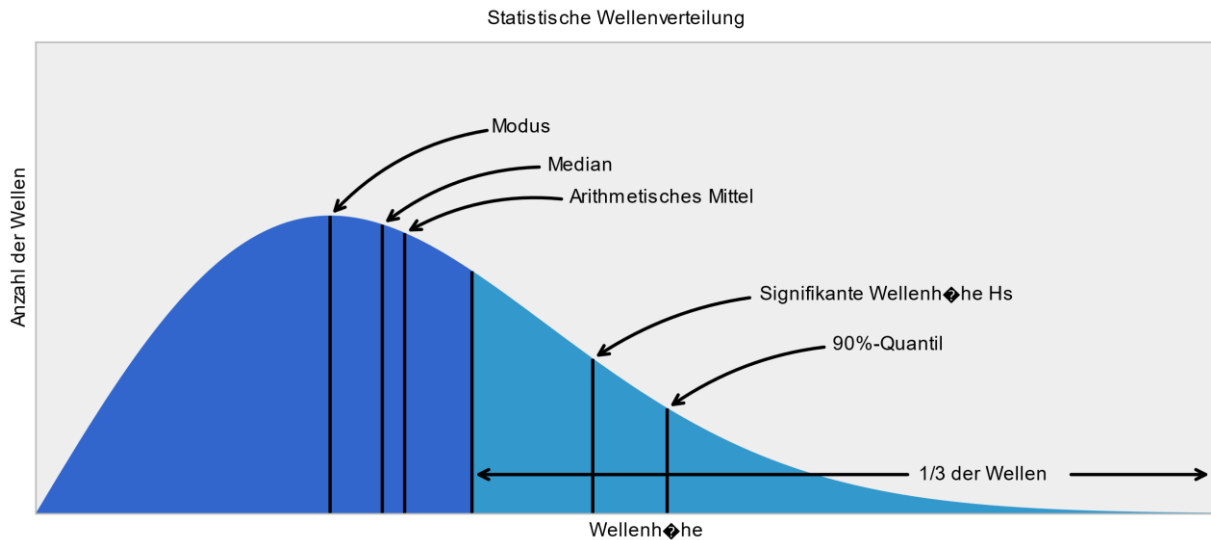


Abb. 24: Statistische Wellenverteilung (NOAA, 2018)

Um die Daten hierfür zu erhalten, werden üblicherweise in einem längeren Zeitraum (Tage, Wochen) kurze Messungen durchgeführt (Minuten). Daraus kann ein gutes Abbild des Seegangs gewonnen werden. Wiederkehrperioden bestimmter Wellenhöhen können dann mit Hilfe von statistischen Methoden wie der Weibull-Funktion berechnet werden.

Bei Schwingungsfähigen Systemen besteht die Gefahr, dass die Frequenz einer Welle mit der Eigenfrequenz des Bauwerks übereinstimmt. In diesem Fall ist mit Hilfe der Spektralanalyse diese maßgebende Welle zu bestimmen, die nicht notwendigerweise die höchste sein muss. Außerdem ist zu entscheiden, ob ein Wellenüberlauf in gewissem Maß toleriert wird oder dieser komplett verhindert werden soll. Daran muss das Freibord angepasst werden.

Strömung

Eine bei großen Wellenbrechern nicht zu unterschätzende Einflussgröße stellt die Strömung dar. Zum einen existiert eine je nach Ort mehr oder weniger stark ausgeprägte Tideströmung, außerdem wird auch durch den Wind eine Strömung erzeugt. Liegt der Bauplatz des Wellenbrechers im Einflussgebiet einer Flussmündung, sind auch die Dichteströmungen, die beim Aufeinandertreffen von Meer- und Salzwasser entstehen, zu berücksichtigen. Aufgrund der Komplexität des Zusammenwirkens dieser Einflüsse ist es nötig, vor Ort Strömungsmessungen durchzuführen, um ein gutes Abbild des Strömungsregimes zu erhalten.

Für die Bemessung des Wellenbrechers geht man von der größten Tideströmungsgeschwindigkeit in 100 Jahren aus, mit der die windinduzierte Strömung bei gleicher Richtung zu überlagern ist.

Zusätzlich ist zu beachten, dass ein Wellenbrechersystem in die natürlichen Prozesse, die von der Strömung abhängen, stark eingreift. Hier ist insbesondere auf den Sediment- und Schwebstofftransport zu achten, und welche Konsequenzen eine Einschränkung dieser mit sich bringt.

2.4 Arten von Wellenbrechern

Die folgende Einteilung orientiert sich größtenteils an derjenigen des *ROM 1.0-09*, der Normative für Küstenbauwerke in Spanien.

2.4.1 Vertikaler Wellenbrecher

Diese Form des Wellenbrechers besteht aus einem Betonkasten, auf dem ein Fahr- oder Fußweg angeordnet sein kann (Abb. 25). Es handelt es sich um eine starre Konstruktion aus Beton, die auf einer geschütteten Fundamentschicht angeordnet ist. Diese ist notwendig, da sonst auf natürlichem Boden ein Einsinken des schweren Betonkörpers droht. Bei sehr schlechten Böden ist der vertikale Betonwellenbrecher ungeeignet. Der Betonteil kann entweder massiv ausgeführt werden oder aus mit Sand verfüllten Hohlkörpern bestehen. Letzteres hat den Vorteil des geringeren Materialbedarfs. Die

vertikale Wand als Wellenbrecher-Bauwerk wird an Stellen errichtet, wo ein Brechen der Welle direkt am Bauwerk unwahrscheinlich ist, um Schäden an der Betonoberfläche zu vermeiden. Dies gilt beispielsweise an Stränden landeinwärts vor einer Promenade oder in tieferem Wasser.

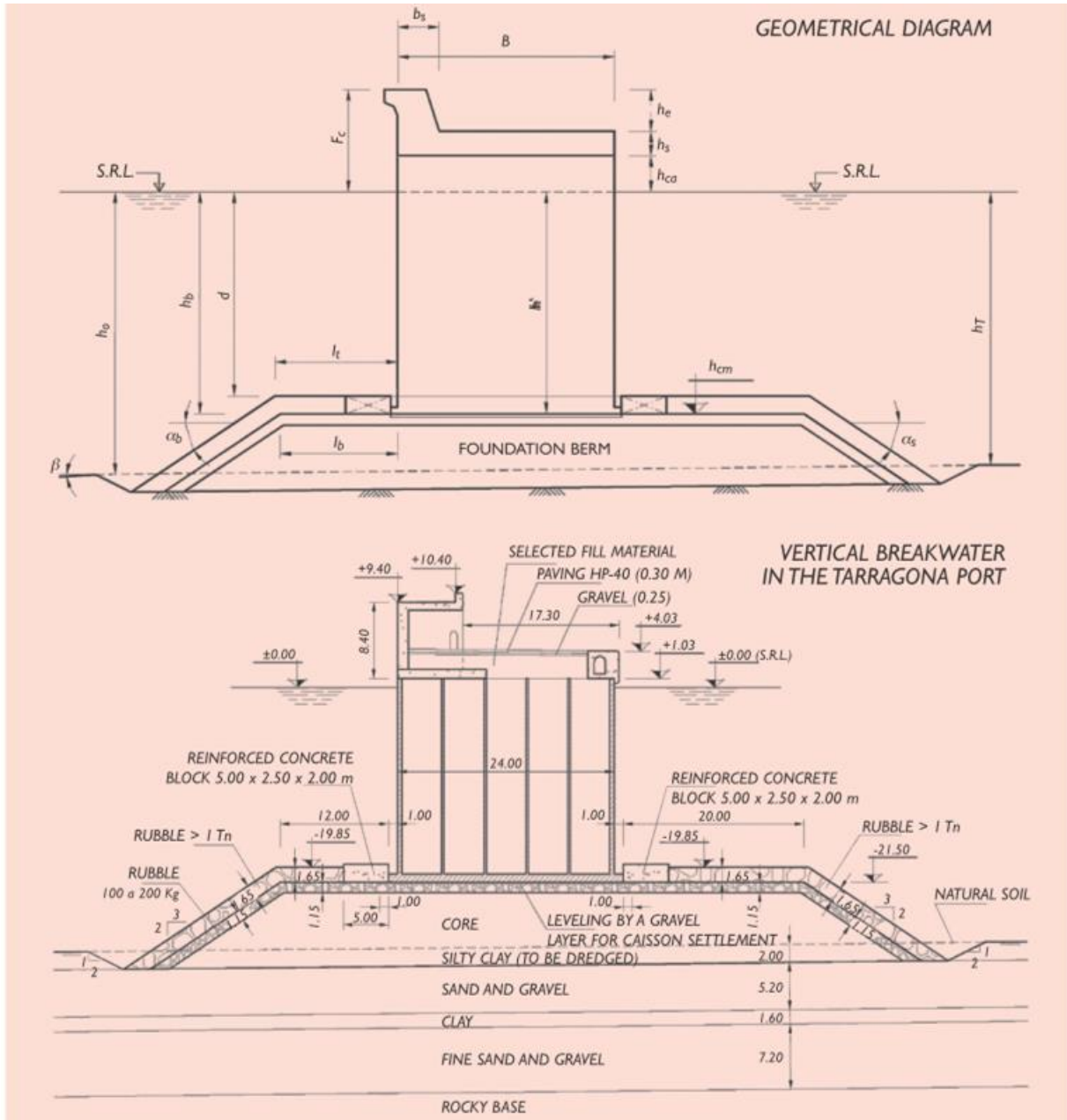


Abb. 25: Vertikaler Wellenbrecher (ROM 1.0-09, 2010, S. 102)



Abb. 27: Wellenbrecher mit abgeschrägter Krone (Brinkmann, 2005, S. 470)

Außerdem ist es möglich, die Wand auf der Wellenangriffsseite durchlässig auszuführen und dahinter Dissipationskammern anzuordnen. So wird mehr Energie abgebaut und die Reflexion vermindert, was besonders in Hafenumgebungen wünschenswert ist.

Grundsätzlich ist diese Art des Wellenbrechers undurchlässig, es ist jedoch möglich, dass durch ein durchlässiges Fundament oder durch Überschwappen von Wellen Energie auf die meerabgewandte Seite übertragen wird.

Für die Vorbemessung dieser Art von Wellenbrechern geht man von einem Verhältnis von B/H^* zwischen 1,0 und 1,5 aus. B bezeichnet die Breite des Betonkörpers und H^* ist die Höhe einer Bemessungswelle am Fuß des Wellenbrecherfundaments.

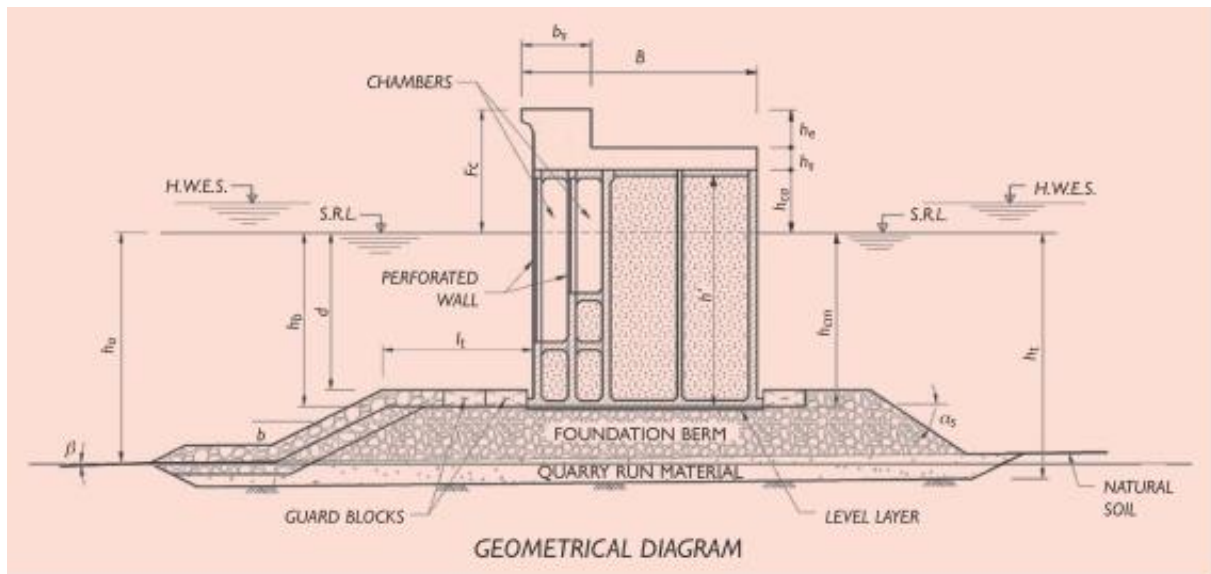


Abb. 28: Vertikaler Wellenbrecher mit Dissipationskammern (ROM 1.0-09, 2010, S. 103)

2.4.2 Geschütteter Wellenbrecher

Eine weitere, weltweit sehr verbreitete Form des Wellenbrechers stellen geschüttete Bauwerke dar. Diese setzen sich aus einem Dammkern, einer oder mehrerer Filterschichten sowie einer starken Schutzschicht auf der Seite des Wellenangriffs zusammen (Abb. 29/30).

Der Kern besteht meistens aus Steinen verschiedenster Korngrößen, da diese aufgrund der enormen Kubaturen lokal verfügbar sein müssen und so auch weniger geeignetes Material verbaut werden muss. Da dieses System generell durchlässig ist, muss die Filterschicht so dimensioniert werden, dass aus dem Kern trotz permanentem Wellenangriff sowie Gezeitenströmungen keine Bauteile ausgespült werden.



Abb. 29: Geschütteter Wellenbrecher aus Betonteilen (apexresearch, 2018)

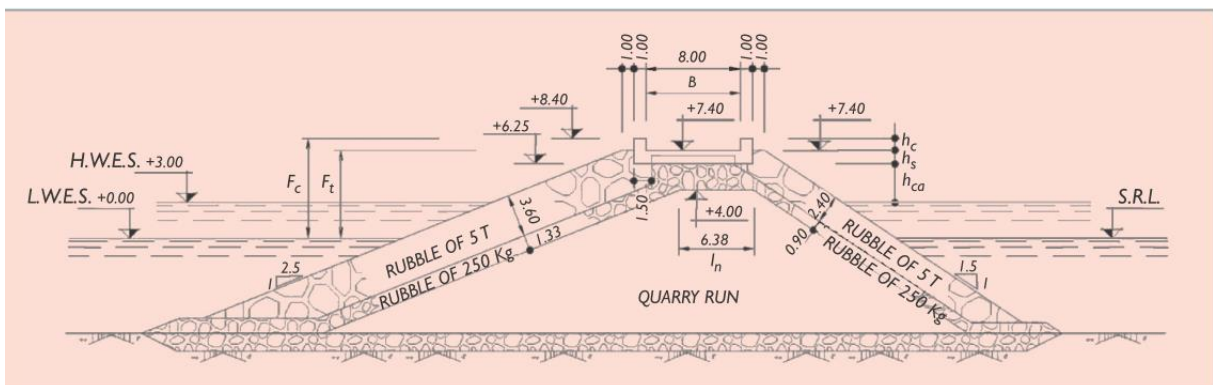


Abb. 30: Geschütteter Wellenbrecher Querschnitt (ROM 1.0-09, 2010, S. 107)

Die äußere Schutzschicht kann aus großen Gesteinsblöcken, aber auch andere Systeme wie Tetrapoden o.ä. sind gebräuchlich (Abb. 31). Dies sind meist aus unbewehrtem Ort beton hergestellte, am Tetraeder orientierte Betonblöcke, die durch den Verzahnungseffekt eine stabile Schutzschicht bilden. Mit Hilfe der großen Zwischenräume wird außerdem die Dissipation erhöht. Diese Formen können auf der Baustelle mittels Stahlformen in großen Mengen hergestellt werden. Eine Übersicht über verschiedene Systeme bietet Abb. 33.

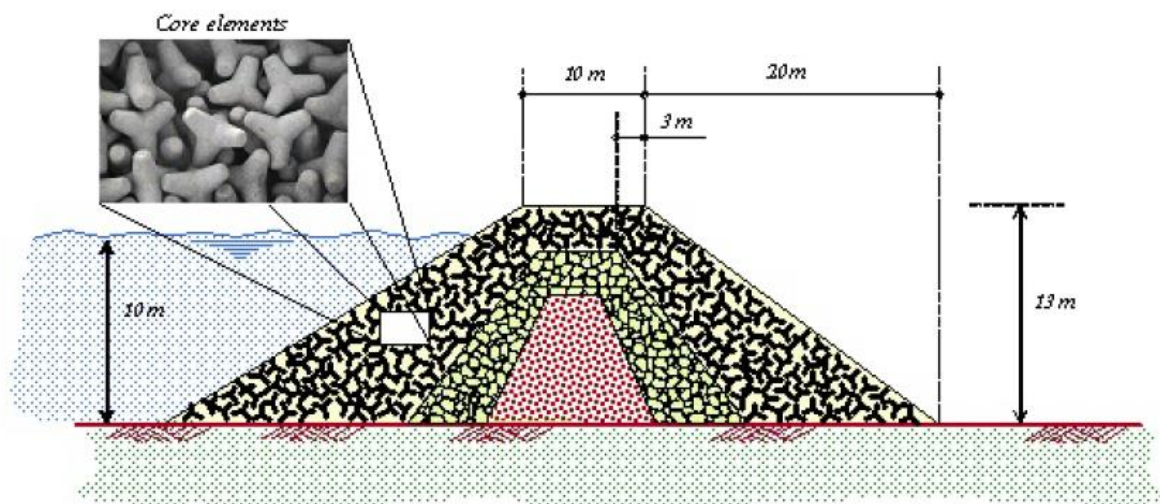


Abb. 31: Tetrapoden-Wellenbrechers in Tampico, Mexico (D. De León-Escobedo & O. Fuentes-Mariles, 2007)

Die möglichen Versagensmechanismen sind in Abb. 32 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass vor allem auf die richtige Dimensionierung der äußeren Schutzschicht und der Filterschichten zu achten ist.

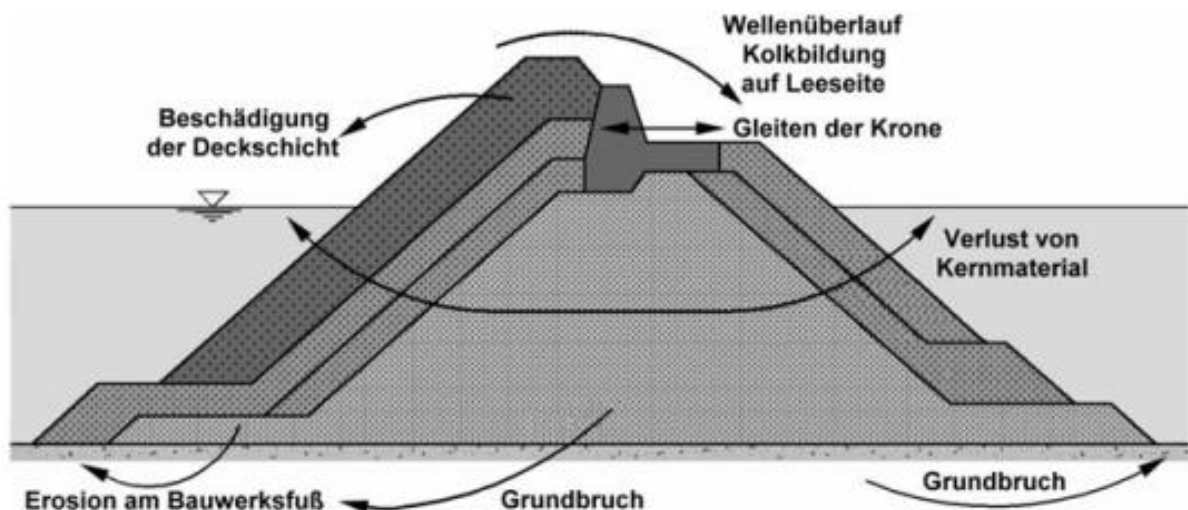


Abb. 32: Versagensmechanismen des geschütteten Wellenbrechers (Brinkmann, 2005, S. 506)

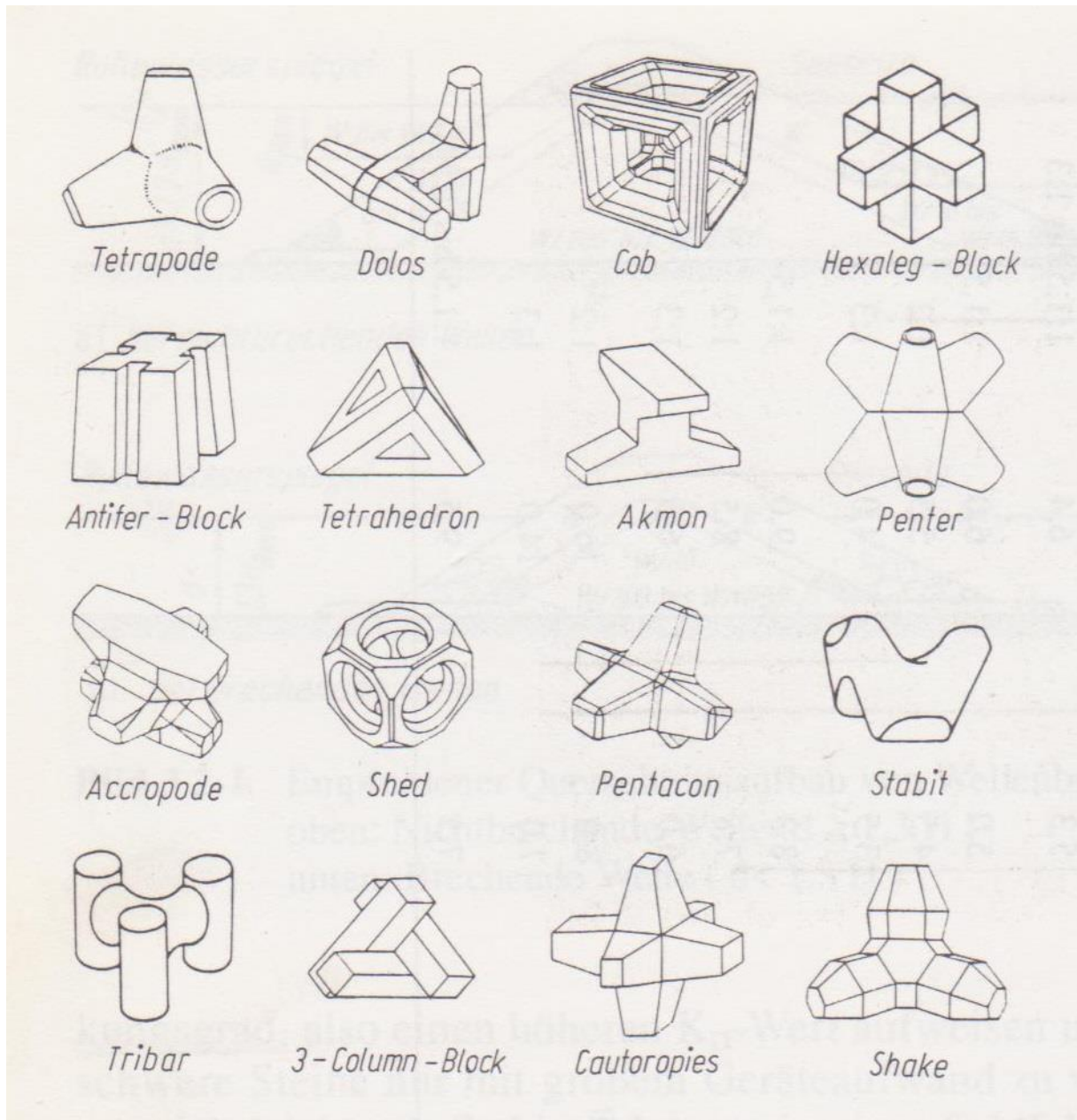


Abb. 33: Verschiedene Formen für Schutzschichtsteine (Wagner, 1990)

Um die Formstabilität der Schutzschicht zu gewährleisten und einer Kolkbildung vorzubeugen, ist bei nicht felsigen Untergründen ein vorgelagerter Damm am Fuß des Wellenbrechers anzuordnen (Abb. 34). Auf der Dammkrone sind betonierete Aufbauten, beispielsweise in Form eines Fahrweges oder zur Verbesserung des Widerstands gegen Wellenüberlauf, möglich.

Diese Form des Wellenbrechers kann gegen alle Wellenregime eingesetzt werden: noch nicht gebrochen, brechend und bereits gebrochen. Ein Teil der Energie wird

reflektiert, jedoch wesentlich weniger als an der vertikalen Betonwand. Deshalb eignet sich dieses System wesentlich besser für Hafeneinfahrten, wo Überlagerungen von gegensätzlich laufenden Wellen zu Störungen führen können.

Je nach Art der Steinschüttung ist der geschüttete Wellenbrecher mehr oder weniger dissipativ. Auch die Menge der transmittierten Energie variiert je nach Durchlässigkeit des Bauwerks sowie der Überlaufmöglichkeit über die Krone.

Die möglichen Böschungsneigungen liegen bei einer Schutzschicht aus Naturstein bzw. Tetrapoden zwischen 18° und 34° . Bei der Verwendung von herkömmlichen Betonquadern sollten keine kleineren Winkel als 26.5° gewählt werden, da sonst die Gefahr für Wellenüberlauf wegen der glatteren Oberfläche der Schutzschicht steigt.

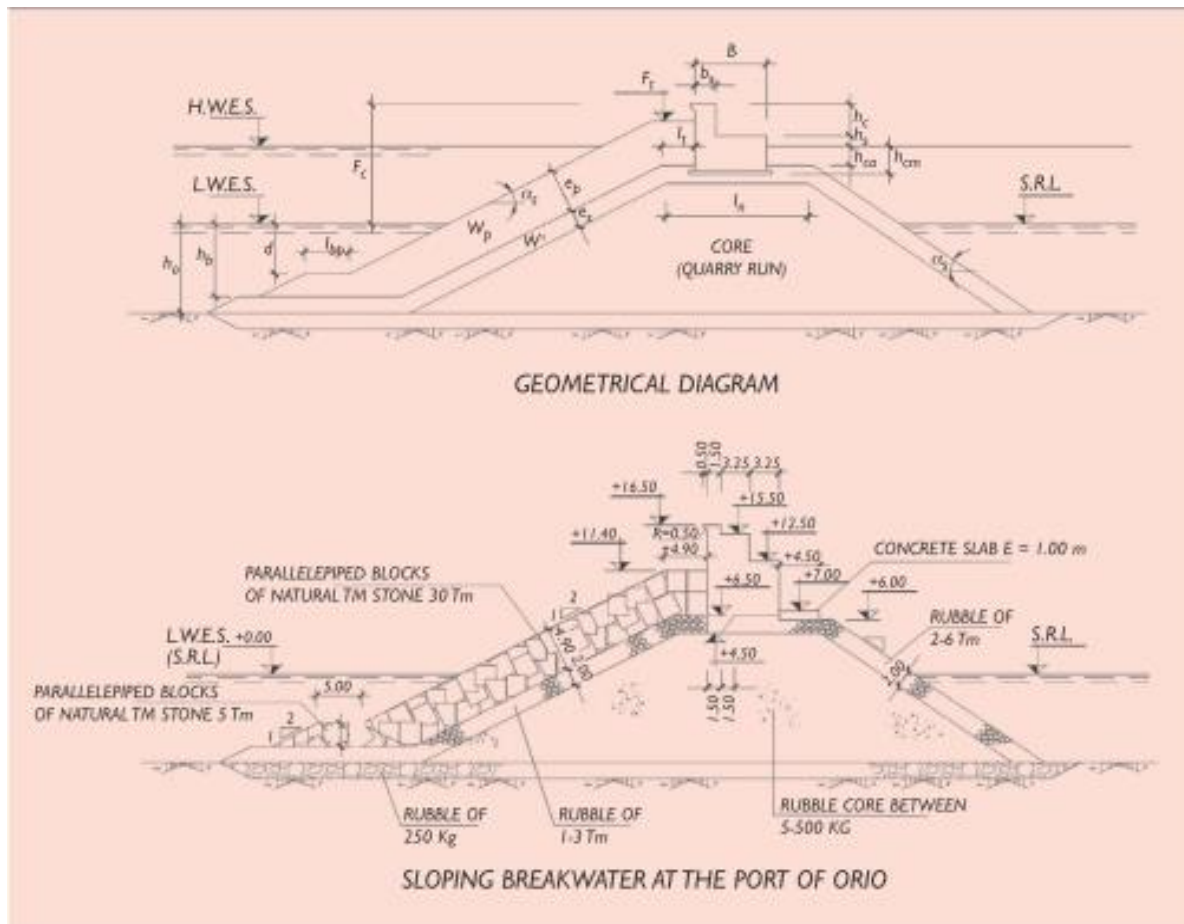


Abb. 34: Querschnitt geschütteter Wellenbrecher mit Fußschutz (ROM 1.0-09, 2010, S. 106)

2.4.3 Kombiniertes Wellenbrecher

Sollen die Vorteile von geschütteten und vertikalen ausgenutzt werden, bietet sich das System des kombinierten Wellenbrechers an (Abb. 35).



Abb. 35: Kombiniertes Wellenbrecher in Castro, Spanien (CadenaSER, 2018)

Hierbei handelt es sich um eine vertikale Betonwand mit vorgelagerter Schüttung, wodurch die höhere Dissipationsfähigkeit sowie die geringere Reflexivität der Schüttung ausgenutzt wird. Gleichzeitig ist die Struktur auf der dem Meer abgewandten Seite befahrbar sowie als Schiffsanleger nutzbar (Abb. 36). Wie beim vertikalen Wellenbrecher ist aber hier ein ausreichend standfester Untergrund Voraussetzung. Die vorgelagerte Steinschüttung schützt die Betonoberfläche, sodass diese Ausführungsvariante auch gegen brechende Wellen eingesetzt werden kann.

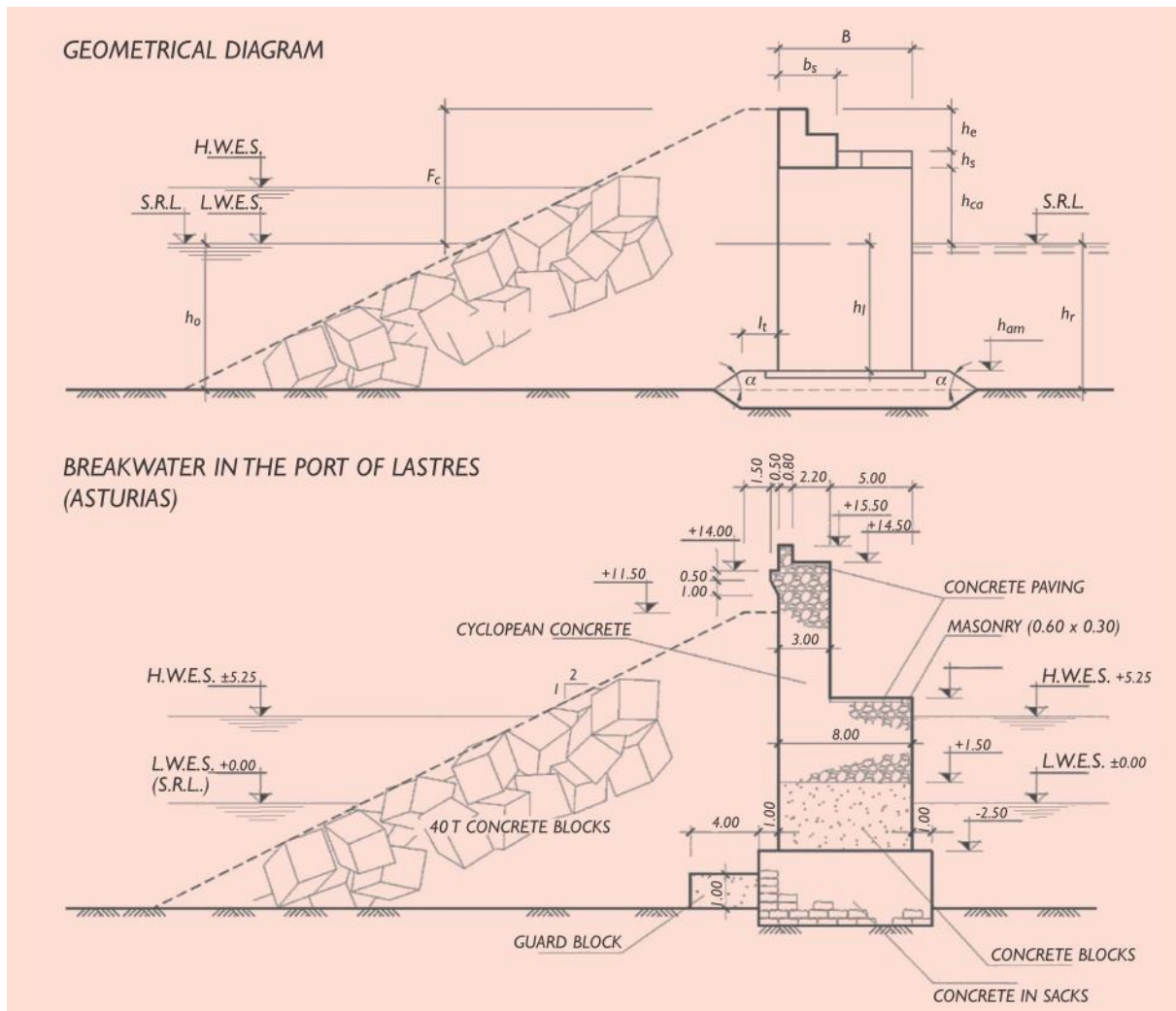


Abb. 36: Kombiniertes Wellenbrecher (ROM 1.0-09, 2010, S. 104)

Der massive Teil wird genauso ausgeführt, wie als würde er ohne Schüttung stehen, so können beispielsweise auch Dissipationskammern angeordnet werden. Da der das Betonbauwerk den dichten Kern darstellt, entfällt die Anordnung der Filterschicht und die gesamte Schüttung kann mit denselben Materialien erfolgen. Der Böschungswinkel sollte etwa $26,5^\circ$ betragen und gegebenenfalls ist ein Fußschutzdamm anzuordnen.

2.5 Kräfte auf Wellenbrecher

Um das Bauwerk standsicher bemessen zu können, müssen die Größenordnungen der jeweils wirkenden Kräfte bekannt sein. Bei senkrechten Mauern ist insbesondere der durch die Wellen erzeugte Druck maßgebend. Dabei wird in drei Lastfälle unterteilt: reflektierte, brechende und gebrochene Welle.

2.5.1 Reflektierte Welle

Bei sehr großen Wassertiefen vor dem Wellenbrecher kann ausgeschlossen werden, dass Wellen gegen das Bauwerk brechen. Allerdings kann sich die Welle bei der Reflexion an der Wand bis zu ihrer doppelten Höhe auftürmen, was zu hohen hydrostatischen Drücken führt. Diese stehende Welle wird als Clapotiswelle bezeichnet und stellt eine Überlagerung der ankommenden Welle mit Höhe H und der gleich hohen reflektierten Welle dar. Befindet sich ein Wellental direkt an der Mauer, sind auch Drücke von der Binnenseite der Mauer möglich, da der Grundwasserspiegel bzw. Ruhewasserspiegel im Hafenbecken höher liegen kann (Abb. 37).

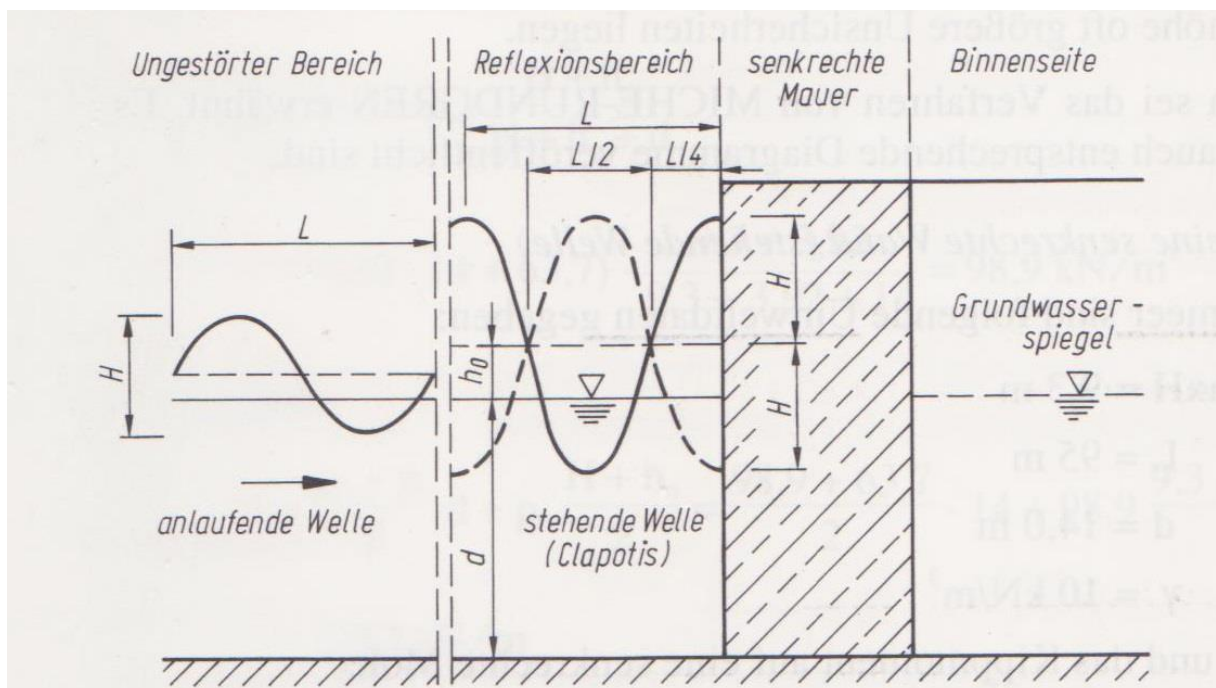


Abb. 37: Reflexion an vertikaler Wand (Wagner, 1990, S. 41)

2.5.2 Brechende Welle

Ob eine Welle an einer bestimmten Stelle bricht, kann mittels des *Brecherkriteriums* abgeschätzt werden, welches die Wellenhöhe H mit der Wassertiefe h bzw. Wellenlänge L vergleicht (Wagner, 1990).

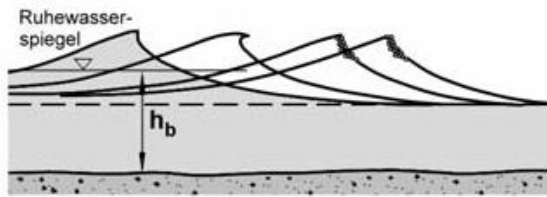
$H/h = 0,7 \dots 2,0$	für Flachwasser
$H/L = 1/7$	für Tiefwasser

Diese Wellen brechen, je Seegangparametern und vorherrschender Geometrie der Auflauffläche auf unterschiedliche Weisen. Ob es sich um *Schwallbrecher*, *Sturzbrecher* oder *Reflexionsbrecher* handelt, kann mit der *Brecher-Zahl* oder *Irribarren-Zahl* abgeschätzt werden. In ihre Berechnung fließen die Wellenhöhe H , die Wellenlänge im Tiefwasser L_0 sowie der Neigungswinkel des Vorlandes α ein.

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}}$$

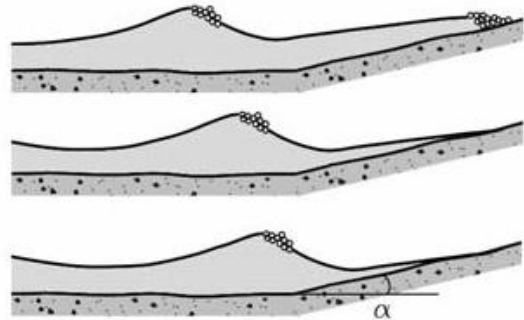
Einen Überblick über die verschiedenen Arten des Brechens einer Welle gibt Abb. 38. Der Sturzbrecher ist hier im Hinblick auf die Bemessung des Bauwerks hervorzuheben, da er im Vergleich mit den anderen Arten des Wellenbrechens sehr hohe Belastungen hervorruft. Das ist damit zu erklären, dass hier die Welle einen hohen, kurzzeitig wirkenden, Druckstoß gegen das Bauwerk hervorruft. Einerseits werden die Wasserpartikel in der Wellenkronen schneller als der Rest der Welle und treffen so mit hoher Geschwindigkeit auf das Bauwerk. Außerdem wird beim Brechen ein Luftvolumen an der Wellenkronen eingeschlossen, um das sich die brechende Welle herumrollt. Dieses Luftpolster wird durch den Aufprall auf der Wand zusammengestaucht bis sich die Energie entlädt, was zu hohen Beanspruchungen am Betonoberfläche führt. Deshalb ist es durch geeignete Maßnahmen, wie beispielsweise Eintiefungen im Vorland, zu verhindern, dass es zum Brechen der Welle direkt am Bauwerk kommt.

a) Schwallbrecher (spilling breaker)

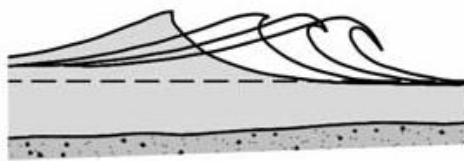


$$\xi_o < 0,5$$

$$\xi_b < 0,4$$

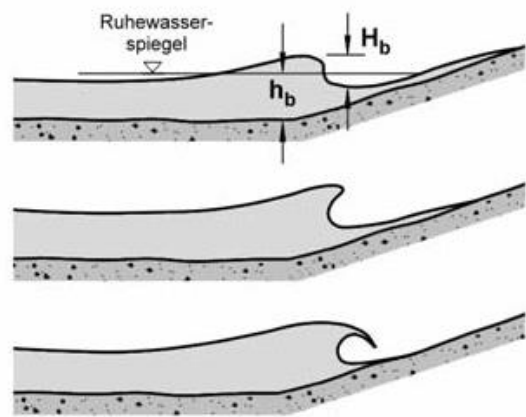
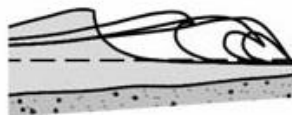


b) Sturzbrecher (plunging breaker)



$$0,5 < \xi_o < 3,3$$

$$0,4 < \xi_b < 2$$



c) Partieller Sturzbrecher (collapsing breaker) und Reflexionsbrecher (surging breaker)

$$\xi_o > 3,3$$

$$\xi_b > 2$$

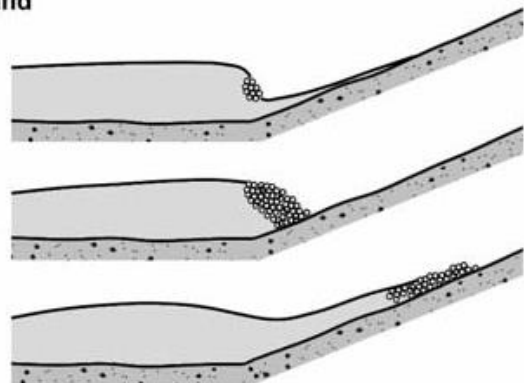


Abb. 38: Brechende Wellen (Brinkmann, 2005, S. 42)

2.5.3 Gebrochene Welle

Dieser Fall tritt auf, wenn die Wassertiefe in einem Bereich vor dem Bauwerk gering ist oder aber das Bauwerk hinter der Küstenlinie liegt. Da die direkt an der Wand brechenden Wellen in der Regel wesentlich größere Beanspruchungen verursachen und diese unter

denselben Voraussetzungen auftreten, wird die gebrochene Welle meistens nicht maßgebend.

2.5.4 Berechnung der Belastung durch Wellen

Die Belastung auf den Betonblock beim wird mittels der Formel nach GODA als lineare Druckverteilung an der vertikalen Wand sowie hydrostatischem Druck von unten auf den Betonbauteil angesetzt (Abb. 39). Die Formel berücksichtigt verschiedene Wandtypen, die Wellenanlaufriechung und auch Druckschlagbelastungen. Eine detaillierte Erläuterung enthält (Brinkmann, 2005).

Tab. 1: Druckbelastungen auf Wellenbrecher nach GODA

$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \theta) \cdot (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \theta) \rho g H$	α	Wellendruckkoeffizienten
	λ	Modifikationsfaktoren
$p_2 = \frac{p_1}{\left(\cosh\left(\frac{2\pi \cdot h}{L}\right)\right)}$	θ	Welleneinlaufwinkel
$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$	H	Höhe Bemessungswelle
$p_4 = \alpha_4 \cdot p_1$	L	Wellenlänge Bemessungswelle
$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \theta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho \cdot g \cdot H$	p	Druck durch Wellenanprall

Die Wellendruckkoeffizienten α sind dabei abhängig von Wassertiefe, Wellenhöhe und Bauwerksgeometrie. Mit α_1 werden mögliche Druckschläge bei brechenden Wellen berücksichtigt. Mit den Modifikationsfaktoren λ kann die ursprünglich für senkrechte Wände formulierte Gleichung auch auf andere Bauwerksgeometrien angewendet werden. Mit Hilfe der berechneten Drücke können die maßgebenden Kippmomente sowie Oberflächenbelastungen durch Druckschläge ermittelt werden.

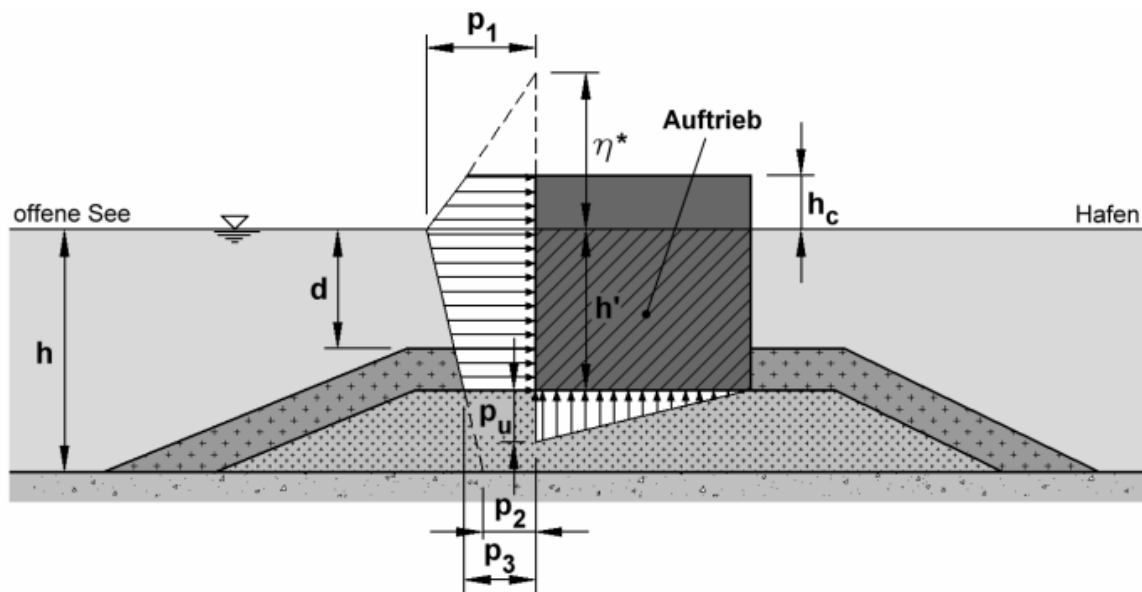


Abb. 39: Belastung nach GODA (Brinkmann, 2005, S. 489)

Auch bei geschütteten und kombinierten Wellenbrechern können Druckstöße aufgrund von brechenden Wellen auftreten, der Effekt ist aber durch die Schüttung stark abgemindert. Die Last wird durch die Porosität besser verteilt und gleichzeitig durch Reibung abgebaut. Bei diesen Strukturen liegt deshalb der Fokus bei der Bemessung in der Richtigen Wahl des Gewichts der Komponenten der Schutzschicht. Dieses kann mit der Formel von HUDSON berechnet werden (Wagner, 1990).

Tab. 2: Bemessung der Gesteinsschicht nach HUDSON

$W = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H^3}{k_D \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot \alpha}$	W	Gewichtskraft je Block
	ρ_w, ρ_s	Wichte Wasser, Deckmaterial
	k_D	Formbeiwert
	α	Böschungsneigung
$t_D = n \cdot k_\Delta \left(\frac{W}{\rho_s \cdot g}\right)^{\frac{1}{3}}$	t_D	Dicke der Deckschicht
	n	Anzahl der Lagen
	k_Δ	Lagenkoeffizient

Der Lagenkoeffizient k_Δ ist formabhängig, der Formbeiwert k_D zusätzlich vom betrachteten Bauteil (Wellenbrecherkopf/Wellenbrecherflanken) und vom Brechverhalten der Bemessungswelle abhängig.

3 Praktische Untersuchungen

Die in der Einleitung erwähnte Forschungsgruppe der Universität Granada ist mit der Überarbeitung des Handbuchs „ROM 1.0-09 – Recommendations for the Project Design and Construction of Breakwaters“ betraut. Es handelt sich dabei um einen Teil einer normenähnlichen Sammlung von Instruktionen, die die Standards für alle Küstenwasserbauten in Spanien festlegen. Diese Überarbeitung setzt ein unter anderem ein besseres Verständnis für das Überströmverhalten an Wellenbrecher-Bauwerken voraus, wofür die hier betrachteten Versuchsreihen durchgeführt wurden.

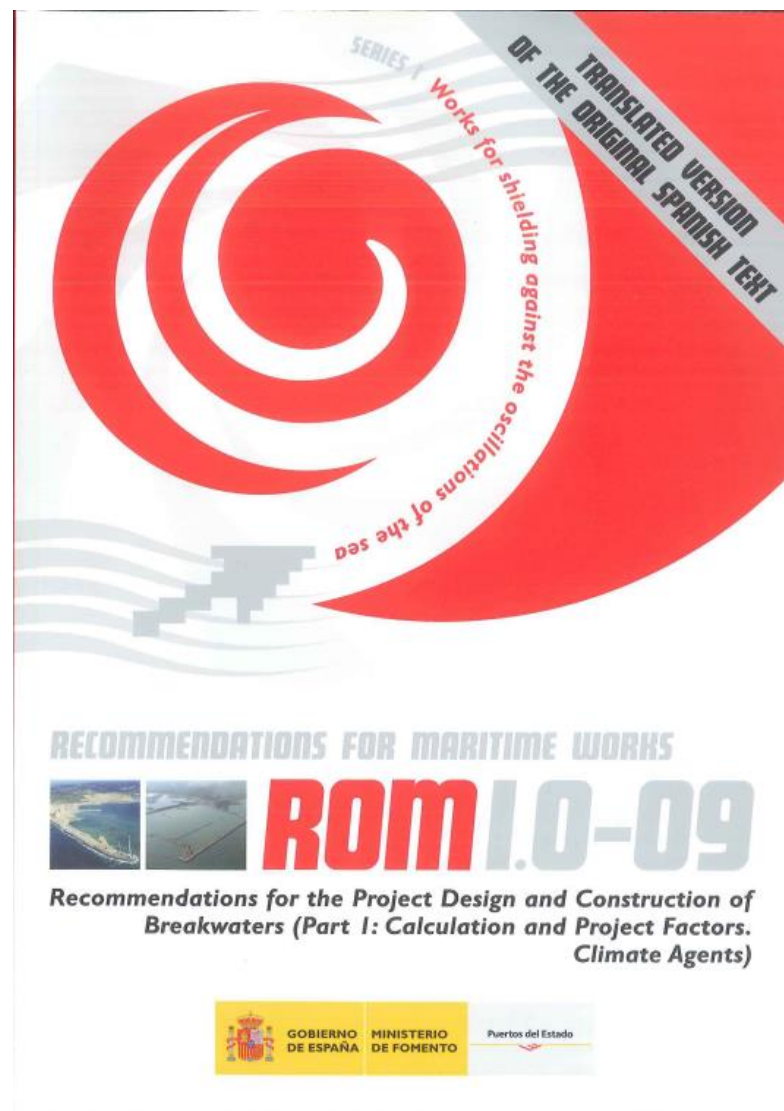


Abb. 40: Cover der ROM Richtlinie (ROM 1.0-09, 2010)

3.1 Stand der Technik und Zielsetzung

Das *EurOtop Manual* stellt derzeit den in Europa anerkannten Leitfaden zum Thema Overtopping dar. Es handelt sich hierbei um ein Regelwerk, das von verschiedenen Institutionen in Europa erarbeitet wurde, um den Wellenüberlauf an Bauwerken vorausagen zu können und so Risiken zu minimieren. Im Kern basiert es auf den drei Regelwerken *Environment Agency Manual on Overtopping (EA, 1999)* aus Großbritannien, *Technical Report on Wave run-up and wave overtopping at dikes (TAW 2002)* aus den Niederlanden sowie *Die Küste (EAK, 2002)* aus Deutschland. Durch die länderübergreifende Zusammenarbeit wurde so eine große Versuchsdatenbank geschaffen und Tools zur Vorhersage der Überströmung entwickelt.

Es ist bekannt, dass bei zusammengesetzten Wellenbrechern die vorgelagerte Steinschüttung dazu beiträgt, die Kräfte auf die vertikale Betonwand zu verringern. Des Weiteren hat diese auch Einfluss auf die Überströmbarkeit des Bauwerks, indem sie das Wellenregime im Vorlaufbereich beeinflussen. Das *EurOtop Manual* unterscheidet hier je nach Höhe der Schüttung, welche Berechnungsmethode angewendet werden soll. Eine Gruppe bilden kleine, für die Berechnung vernachlässigbare Schüttungen, wo die Berechnung wie bei einer vertikalen Betonwand erfolgen kann. Ist die Schüttung höher, jedoch immer noch unter dem Ruhewasserspiegel, so hat deren Effekt in die Berechnung mit einzufließen. Reicht die Steinschüttung über den Ruhewasserspiegel hinaus reichen, kann der Wellenbrecher als kompletter Steinschüttdamm angesehen werden (EurOtop, 2016, S. 205).

Um zu bestimmen, ob diese Einteilung gerechtfertigt ist, werden im Folgenden unterschiedlich hohe Schüttungen in Bezug auf Überströmen und Energieumwandlung miteinander verglichen. Es wird sowohl erläutert, worauf festgestellte Unterschiede basieren, als auch die Versuchsergebnisse mit denen einer reinen vertikalen Wand ohne vorgelagerte Berme verglichen. Um den Einfluss des Schüttmaterials zu untersuchen wurden zwei verschiedene Steindurchmesser getestet. Hierbei sollen auch die Belastungen an der Wandoberfläche für jede Konfiguration untersucht werden.

3.2 Methodologie

Die Daten, auf denen dieser Teil dieser Arbeit basiert, wurden bei Experimenten im Wellenkanal des *Centro Andaluz de Medio Ambiente (CEAMA)* der *Universität Granada* in Spanien im Zuge der Ausarbeitung dieser Diplomarbeit gewonnen.

3.2.1 Wassertank und Wellengenerator

Der Wellenkanal ist etwa 23m lang, hat eine Breite von 65cm und eine Höhe von 99cm. Am Beginn des Kanaltanks befindet sich der Wellengenerator, der mit einem Schneckenantrieb und einer Gewindestange eine Platte im Kanal translatorisch vor- und zurückbewegt und so die Wellen erzeugt.

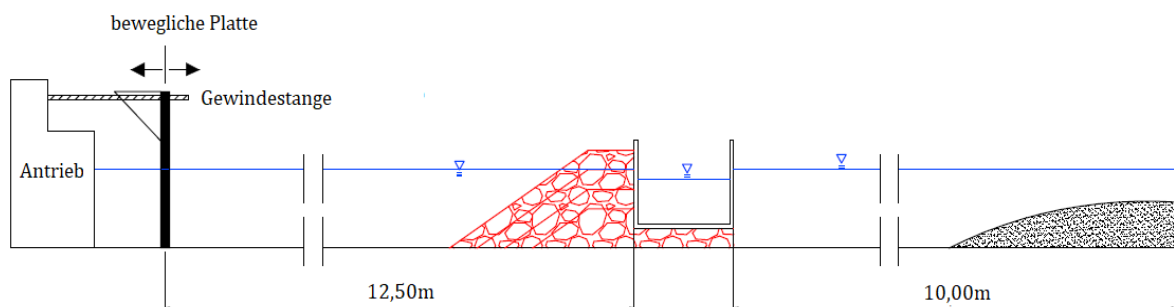


Abb. 41: Versuchsaufbau

Die Bewegungen des Wellengenerators werden von einer Software der Firma *DHI Group* gesteuert. Mit diesem System ist es auch möglich, ankommende reflektierte Wellen zu absorbieren und so geordnete Versuchsbedingungen zu gewährleisten. So können Wellenperioden von 0,8s bis 8,0s simuliert werden (GDFA, 2017).

Die generierbaren Wellenhöhen variieren je nach Ruhewasserstand im Behälter. Für die durchgeführten Versuche betrug dieser durchweg 0,4m, woraus sich eine maximale Wellenhöhe von etwa 0,19m ergibt (Abb. 42).

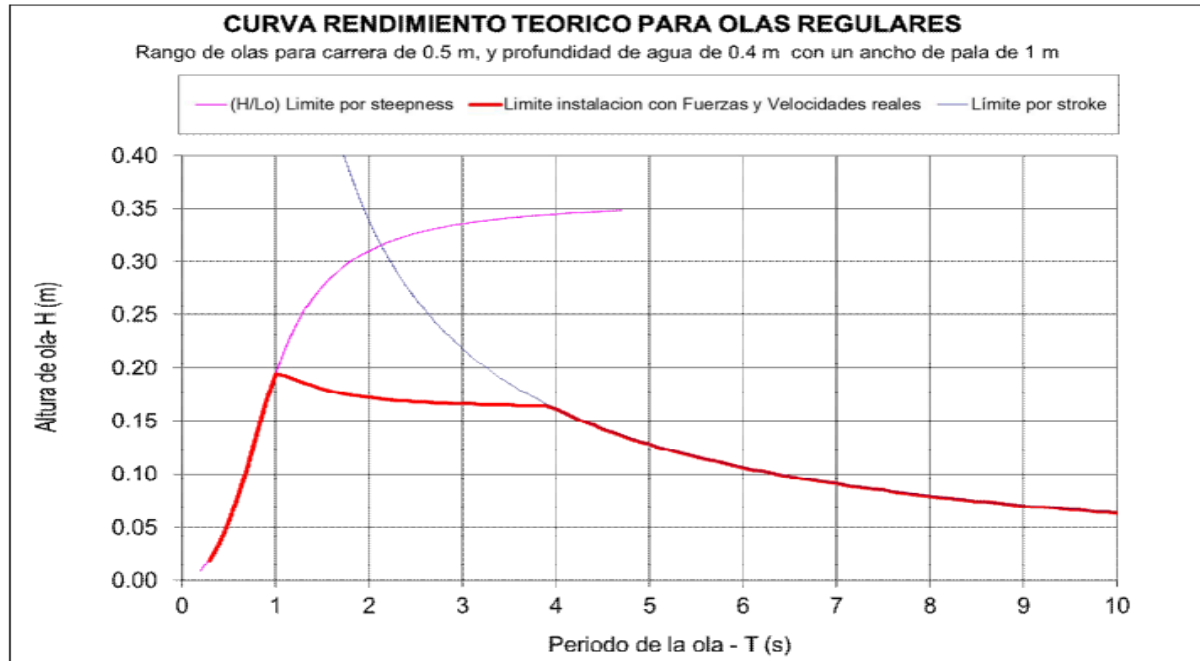


Abb. 42: Mögliche Wellenhöhen und -perioden (VTI Madrid, 2013, S. 12)

In 12,50m Entfernung von der Ruheposition der Generatorplatte befindet sich die wasserseitige Wand des Caissons, welche den Kern des Wellenbrechermodells bildet (Abb. 43). Am Ende des Kanals ist eine Dissipationsrampe abgeordnet, um die hinter dem Versuchsaufbau verbliebene Energie abzubauen und so Reflexion an der Rückwand des Kanals weitgehend zu vermeiden. So wird verhindert, dass die Wellen von hinten in den Behälter schwappen und das Ergebnis verfälschen (Abb.44).



Abb. 43: Caisson/Modell des Wellenbrechers



Abb. 44: Dissipationsrampe

3.2.2 Versuchsaufbau

Im oben genannten Wellenkanal wurden Modelle eines Wellenbrechers im Maßstab 1:20 hergestellt. Das Kernstück dieses Versuchsaufbaus besteht aus einer vertikalen Wand mit einem Freibord $F_c=15\text{cm}$ über dem Ruhewasserspiegel. Dahinter befindet sich ein Auffangbehälter oder *Caisson* ($l/b/h=50\text{cm}/65\text{cm}/45\text{cm}$; Prototyp: $10\text{m}/13\text{m}/9\text{m}$), mit dem die Volumina des übergeschwappten Wassers in jedem Test bestimmt werden können. Unter dem abgeschlossenen Behälter ist eine 10cm starke, durchlässige Fundamentschicht aus porösem Material ($D=40\text{mm}$) angelegt.

Im Bereich vor der vertikalen Wand variiert der Versuchsaufbau. Es werden „wasserseitig“ verschiedene Arten von Steinschüttung mit Korngrößen $D=26\text{mm}$ und 40mm (Prototyp: 52cm bzw. 80cm) angeordnet. Es werden Höhen der Steinschüttböschung von 20cm bis 50cm (Prototyp: 4m bis 10m) untersucht sowie eine glatte Oberfläche mit 50cm Höhe und die vertikale Wand ganz ohne vorgelagerte Böschung (Abb. 45).

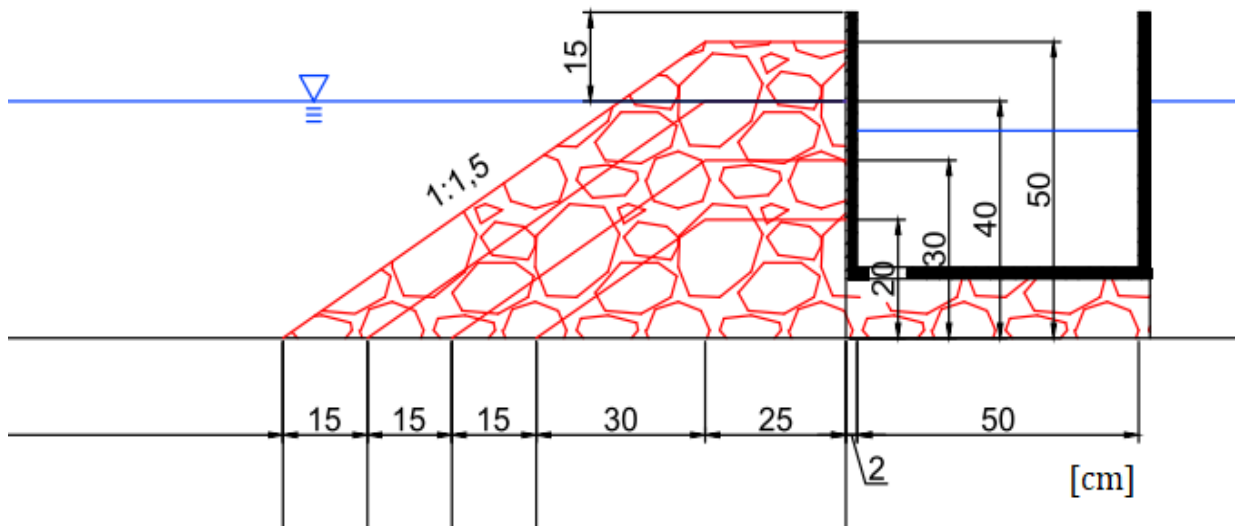


Abb. 45: Wellenbrecher im Modell mit Abmessungen

Die zur Beschreibung der Geometrie des Versuchsaufbaus verwendeten Parameter sind in Tab. 3 angeführt (vgl. Abb. 46).

Tab. 3: Parameter zur Beschreibung der Geometrie des Versuchsaufbaus

B	Breite Dammkern/Behälter
D_{n50}	Durchmesser Steinschüttung
h_b	Fundamenthöhe
h	Ruhewasserspiegel
α	Böschungsneigung
F_{mt}	Höhe Steinschüttdamm
d_t	Länge der Basis des Steinschüttdamms
B_b	Breite der Dammkrone

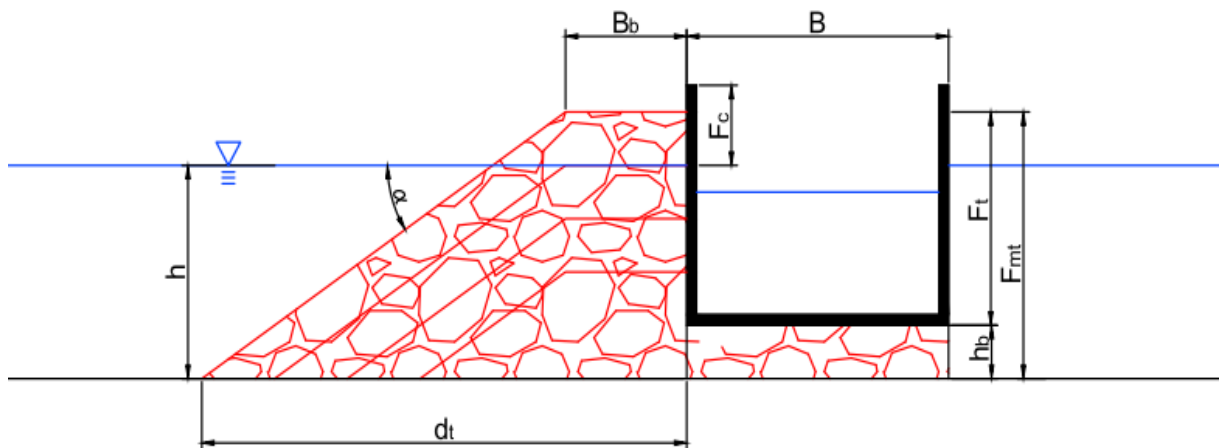


Abb. 46: Wellenbrecher im Modell mit Parametern

3.2.3 Messungen

Der Wellenkanal ist mit Sensoren (Abb.47) zur Bestimmung der Wassertiefe ausgestattet, die bei den hier durchgeführten Versuchen 4mal pro Sekunde eine Messung durchführten. Vor jedem Testdurchlauf wurden die Sensoren neu kalibriert, um zuverlässige Ergebnisse zu gewährleisten. Der ausgegebene Datensatz enthält die Informationen Wassertiefe und Messzeitpunkt. Die Sensoren 1, 2 und 3 waren immer fest an derselben Position montiert, Nummer 4 hingegen wurde auf Höhe des Fußes der jeweiligen Berme befestigt.

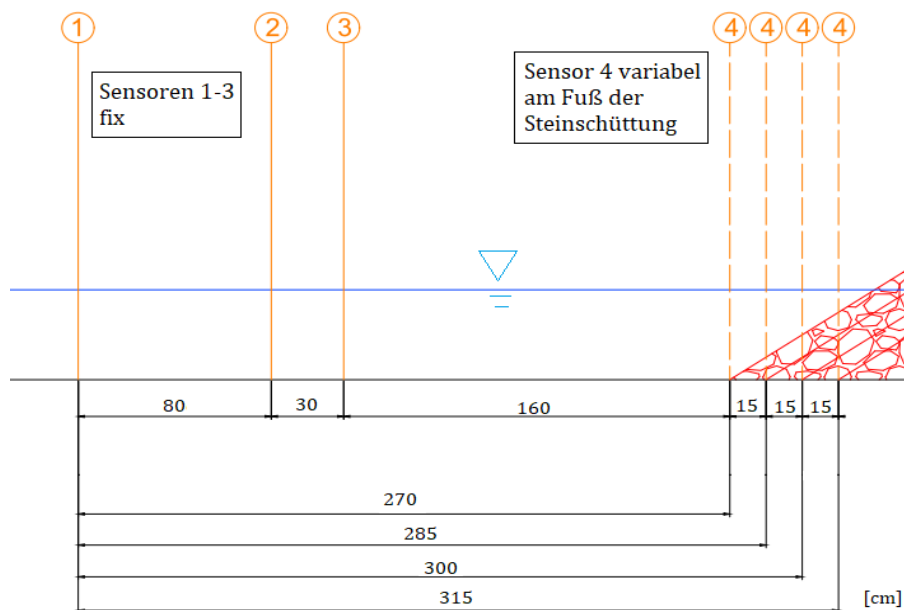


Abb.47: Lage der Sensoren zur Wasserstandsmessung

Des Weiteren befanden sich hinter dem Modell des Wellenbrechers zwei weitere Sensoren, aus denen Informationen zu transmittierter Energie gewonnen werden konnte. Im Auffangbehälter wurde außerdem laufend die Wassertiefe überwacht. Daraus konnten mit Hilfe eines Analyseprogramms für die Auswertung maßgebende Parameter bestimmt bzw. berechnet werden, die der Testauswertung zugrunde liegen. In Abb. 48 sowie in Tab. 4 werden die grundlegenden Parameter dargestellt bzw. zusammengefasst.

Tab. 4: Berechnete Parameter

ΔH	Änderung Wasserspiegel im Tank
H_i	durchschnittliche Wellenhöhe der ankommenden Wellen
H_r	durchschnittliche Höhe der reflektierten Wellen
H_t	durchschnittliche Höhe der transmittierten Wellen
L	Wellenlänge (räuml. Abstand zwischen zwei Wellentälern/Wellenbergen)
T	Wellenperiode (zeitl. Abstand zwischen zwei Wellentälern/Wellenbergen)

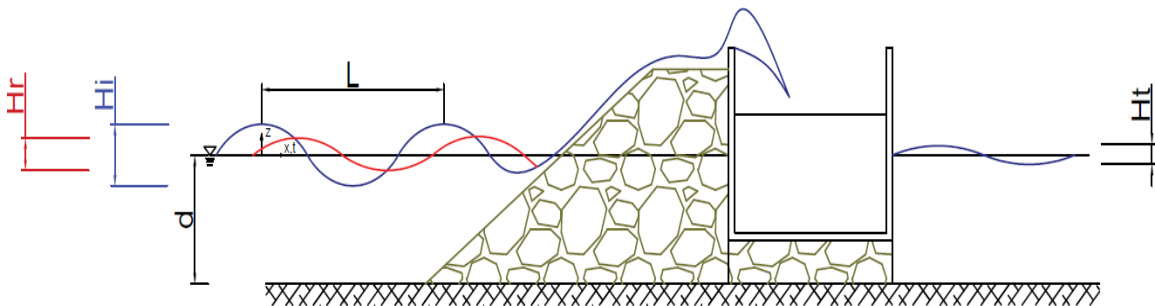


Abb. 48: Berechnete Parameter

K_r ... Reflexionskoeffizient

Diese Größe gibt an, wieviel der ankommenden Wellenenergie vom Bauwerk reflektiert wurde und in entgegengesetzter Richtung als Wellen wieder zurückläuft. Sie wird mittels der Daten aus den Sensoren 1-4 ermittelt, mit Hilfe derer man die Wellen in ankommende und rücklaufende teilen kann. Er ergibt sich zu:

$$K_r = H_r/H_i$$

K_t ... Transmissionskoeffizient

Dieser Koeffizient gibt an, wie groß der Anteil an der ankommenden Wellenenergie ist, der durch das Bauwerk hindurch transmittiert wird. Dies geschieht hauptsächlich durch Transmission durch das poröse Fundament, aber auch zu einem kleinen Teil durch Überströmen. Berechnet wird berechnet mittels der Daten des Sensors hinter dem Wellenbrechermodell.

$$K_t = H_t/H_i$$

D... Dissipationskoeffizient*

Diese Größe gibt Aufschluss darüber, wieviel Energie am Bauwerk dissipiert, das heißt von kinetischer und potentieller Energie in der Welle zu anderen Energieformen umgewandelt wird. Dazu zählen einerseits die Wärme- und Schallenergie, die beim Brechen der Welle frei werden, aber auch Verformung am Bauwerk und potenzielle Energie bei Steinverschiebungen in der Schüttung. Dieser Koeffizient ist keine direkt gemessene Größe, sondern ergibt sich aus der Energiebilanz am Wellenbrecher mit Hilfe von K_t und K_r .

$$D^* = 1 - K_t^2 - K_r^2$$

Des Weiteren befinden sich im starren Caisson Druckmessdosen zur Auswertung der Belastung durch anprallende Wellen, auf die in *Kap. 3.3.3* näher eingegangen wird.

3.2.4 Experimente

Um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, wurden zahlreiche Experimente durchgeführt. Zunächst wurde die Steinschüttung der Korngröße $D_n = 40\text{mm}$ und Höhe $F_t = 20\text{cm}$ bis 50cm untersucht. Auch ein Versuch ohne Berme vor der vertikalen Wand wurde durchgeführt

Tab. 5: Versuchsprogramm mit $D_n=40\text{mm}$ sowie ohne Berme

Material $D_n=40\text{mm}$, jeweils 2 Durchläufe			
Bermenhöhe	Periode T	Wellenhöhe H_i	Freibord F_c
0,5m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m/0,20m
0,4m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m/0,20m
0,3m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m/0,20m
0,2m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m/0,20m
0,0m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m/0,20m

Abb. 49 bzw. Abb. 50 zeigen Momentaufnahmen aus den Tests ohne bzw. mit Berme.



Abb. 49: Overtopping ohne Schüttung

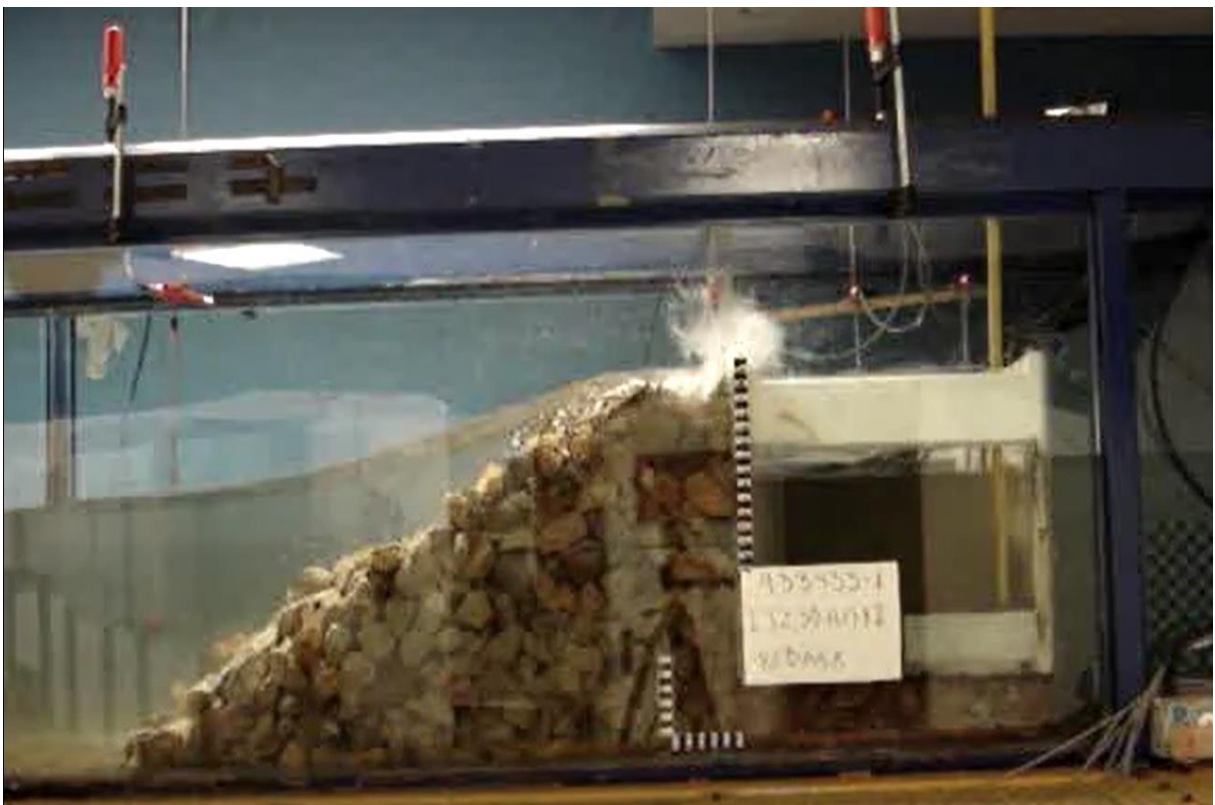


Abb. 50: Overtopping mit Schüttung

Des Weiteren wurden dieselben Tests mit Steinschüttung der Korngröße $D_n=26\text{mm}$ ausgeführt (vgl. Tab. 6).

Tab. 6: Versuchsprogramm mit $D_n=26\text{mm}$

Material $D_n=26\text{mm}$, jeweils 2 Durchläufe			
Bermenhöhe	Periode T	Wellenhöhe H_i	Freibord F_c
0,5m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m
0,4m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m
0,3m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m
0,2m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m

Zum Zwecke der besseren Vergleichbarkeit wurde auch eine glatte Berme untersucht:

Tab. 7: Versuchsprogramm mit glatter Berme

Material glatt, jeweils 2 Durchläufe			
Bermenhöhe	Periode T	Wellenhöhe H_i	Freibord F_c
0,5m	2,0/2,5s	0,06m/0,08m/0,10m/0,12m	0,15m

Leider trat bei den Tests mit der glatten Berme ein Problem bei der Versuchsdurchführung auf, sodass keine aussagekräftigen Daten vorliegen. Deshalb fließen diese Versuche nicht in die vorliegende Auswertung mit ein.

Um einen Seegang möglichst realistisch abzubilden, werden dem Wellengenerator im Versuch Wellenspektren vorgegeben, die während eines Tests durchlaufen werden. Hierbei wurde das sogenannte *JONSWAP-(Joint North Sea Wave Project)*-Spektrum verwendet. Dieses basiert auf der Annahme, dass zwischen Wind und Wellen ab einer gewissen Zeit bzw. Wellenzahl ein Gleichgewicht entsteht und man von einem voll ausgeprägten Seegang sprechen kann. Dazu wird eine bestimmte Anzahl von Wellen benötigt, im gegebenen Fall etwa 1000. Das führte bei der Periode 2,0s (Prototyp: 9,0s) zu einer Versuchsdauer von etwa 14min und bei 2,5s (Prototyp:11,0s) zu circa 17min.

In Abb. 51 ist in rot das vorgegebene Spektrum zu sehen, die bereits erzeugten Wellen sind in blau dargestellt. Das Ziel ist über die Versuchsdauer durchschnittlich auf

die angegebenen Werte der Periode und Wellenhöhe zu kommen und so die jeweiligen Seegänge zu simulieren.

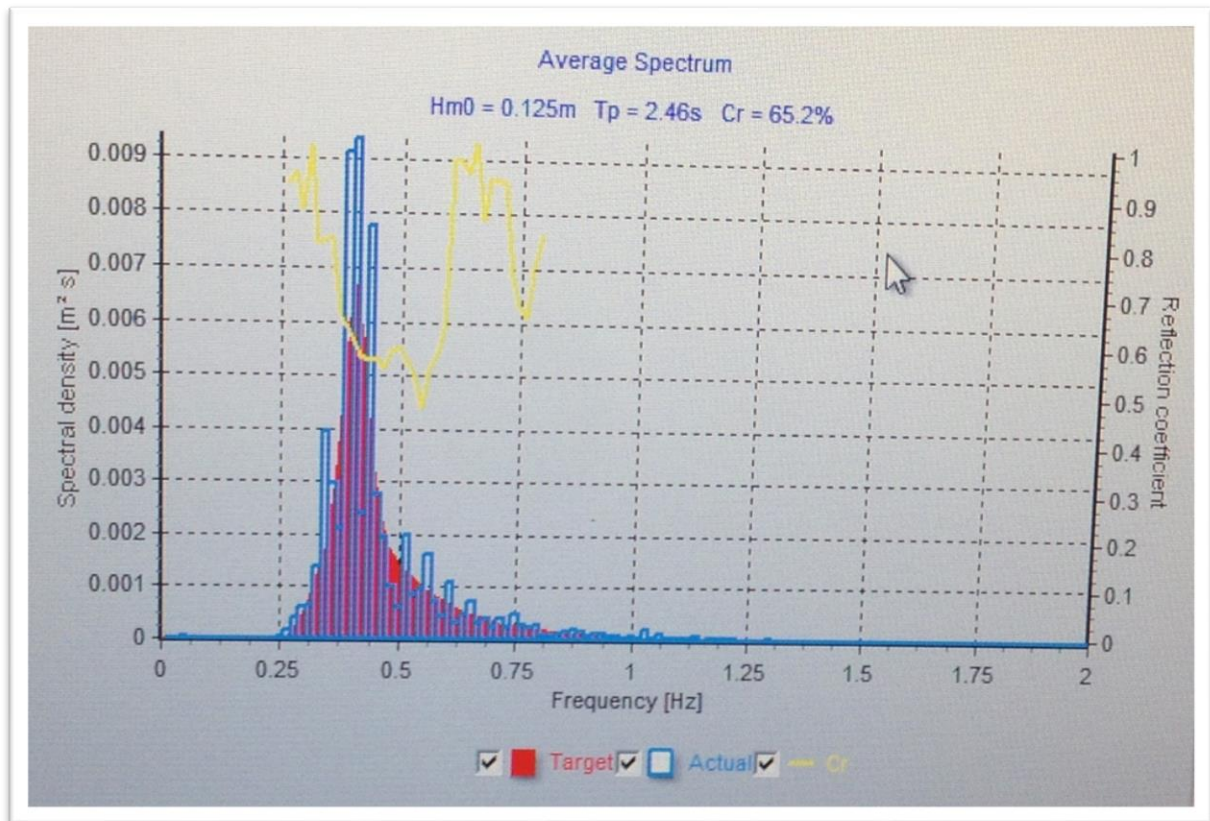


Abb. 51: Anzeige „Average Spectrum“ in der Software des Wellengenerators

Da der Modellmaßstab mit $1/20$ festgelegt wurde, sind aufgrund des Froud'schen Modellgesetzes auch die Längendimensionen der charakteristischen Seegangsgößen diesem Verhältnis unterworfen. Um die untersuchten Wellenhöhen und Perioden auf die Wirklichkeit umzurechnen, werden die untersuchten Wellenhöhen von 0.06m bis 0.12m mit dem Faktor 20 multipliziert, die Perioden von $2,0\text{s}$ bzw. $2,5\text{s}$ mit $\sqrt{20}$. Der so errechneten Bereich an Höhen von $1,2\text{m}$ bis $2,4\text{m}$ bzw an Perioden von $9,0\text{s}$ bis $11,0\text{s}$ ist repräsentativ für die andalusische Atlantikküste bei Sturmereignissen, wie aus den Messwerten einer Boje vor *Cádiz* in Abb. 52 ersichtlich ist.

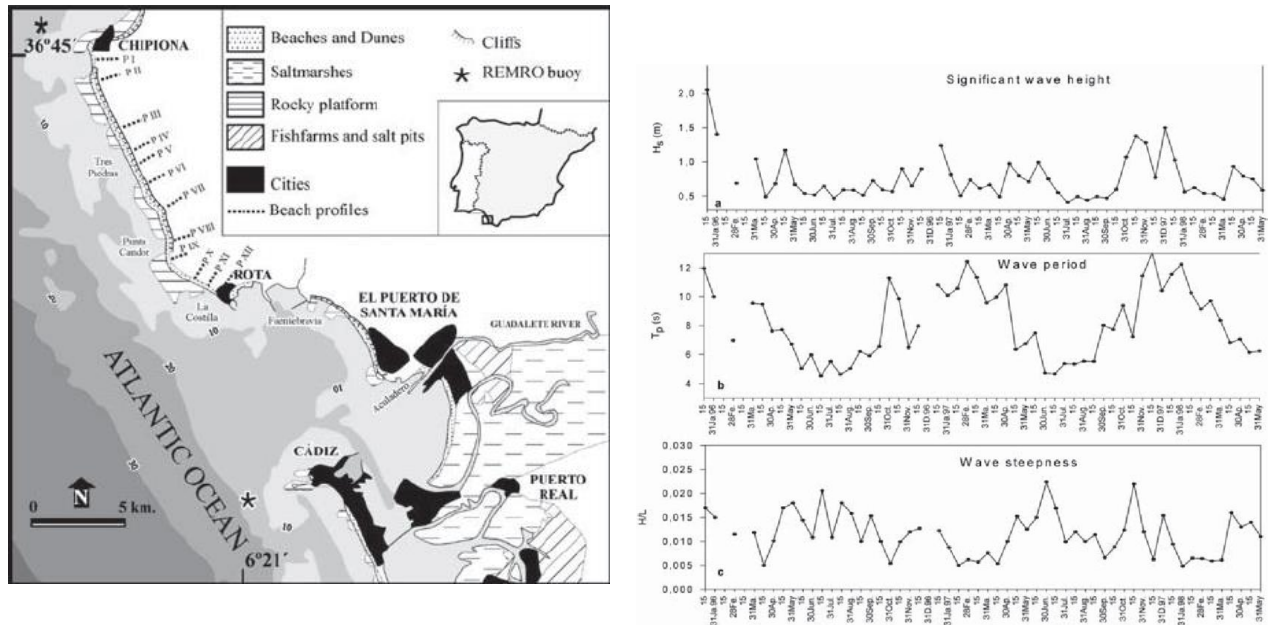


Abb. 52: Wellenhöhen und -perioden vor Cádiz, Spanien (researchgate.com, 2018)

3.3 Ergebnisse

Die gemessenen Werte wurden mit Hilfe der Software *Matlab* ausgewertet und so vergleichbar gemacht. Es werden die Ergebnisse sowohl mit Bildmaterial aus den Videoaufzeichnungen als auch anhand von Plots veranschaulicht.

3.3.1 Überströmen

Zunächst folgen einige Bilder, die veranschaulichen wie sich die überströmenden Wellen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen verhalten. Ist keine Steinschüttung vorhanden, kann man das typische Aufbäumen der Welle beobachten, ohne dass diese bricht. Diese „stehenden“ Welle erreichen so eine wesentlich größere Höhe direkt an der Mauer als auf dem offenen Meer und können das Bauwerk so überströmen. Des Weiteren ist zu beobachten, dass auf eine überströmende Welle meist eine weitere folgt. Das liegt daran, dass die Energiedifferenz zwischen der nächsten ankommenden Welle und des Tals der übergeströmten Welle besonders hoch ist (Abb. 53).



Abb. 53: Overtopping ohne Steinschüttung

Ist eine Steinschüttung vor der vertikalen Wand angeordnet, bricht die überströmende Welle bereits an dieser und verliert so durch die Dissipation an Energie. Allerdings haben die Steinschüttungen auch eine Art Rampeneffekt (wave run-up), sodass es auch zum Überströmen der Mauerkrone kommen kann. Auch hier folgt einer überströmenden Welle eine weitere relativ hohe Welle, allerdings ist der Effekt nicht so stark ausgeprägt, wie im Modell ohne Steinschüttung, da auch beim Zurückweichen des Wassers wieder Energie abgebaut wird (Abb. 54).



Abb. 54: Overtopping mit hoher Steinschüttung

Im direkten Vergleich der Wellenbrecher (Abb. 55) mit den höchsten Steinschüttungen ($h=50\text{cm}$) und ohne Steinschüttung ist zu beobachten, dass die Menge des übergeströmten Wassers bei der feineren Steinschüttung (blau) bei höheren Wellen stärker steigt, als bei grobem Material (rot). Die Werte des Wellenbrechers ohne vorgelagerte Steinschüttung (grün) liegen dazwischen. Das kann einerseits dadurch erklärt werden, dass der „Rampeneffekt“ größer wird, je feiner das Material ist, Hohlräume an der Oberfläche kleiner werden und das Wasser einfach darüber „gleitet“. Im Fall des gröberen Materials überwiegt der dissipative Einfluss der Steinschüttung, sodass weniger Wasser über den Wellenbrecher schwappt, als bei der Ausführungsvariante als vertikale Wand.

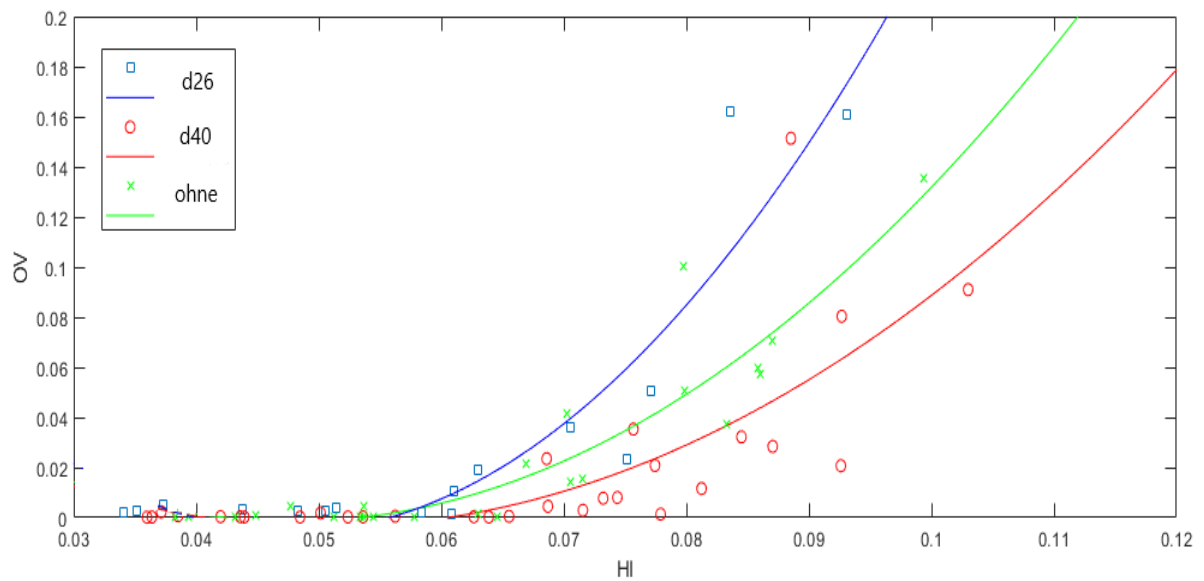


Abb. 55: Übergeströmte Wassermenge OV(m) im Behälter bei gemittelter Wellenhöhe HI(m) je Versuch für Schüttungen mit Fmt=50cm sowie ohne Schüttung

Wird im Vergleich dazu noch die Anzahl der übergeströmten Wellen je Versuch betrachtet, fällt auf, dass diese am vertikalen Wellenbrecher mit der Wellenhöhe deutlich stärker steigt als bei den Varianten mit Steinschüttung. Das bedeutet, dass hier pro Welle deutlich weniger Wasser über die Bauwerkskrone transportiert wird. Auch dieses Phänomen kann mit dem Rampeneffekt (wave run-up) erklärt werden, da die durch die Steinschüttung beeinflussten Geschwindigkeitsvektoren das Überströmen größerer Wassermengen begünstigen. Im Fall der vertikalen Wand werden die besagten Vektoren nahezu vertikal nach oben abgelenkt, sodass das übergeschwappte Volumen an Wasser wesentlich geringer ist. Bei vorhandener Steinschüttung erfolgt die Ablenkung genau in Richtung der Bauwerks-krone, was größere Mengen an Wasser pro Welle überströmen lässt.

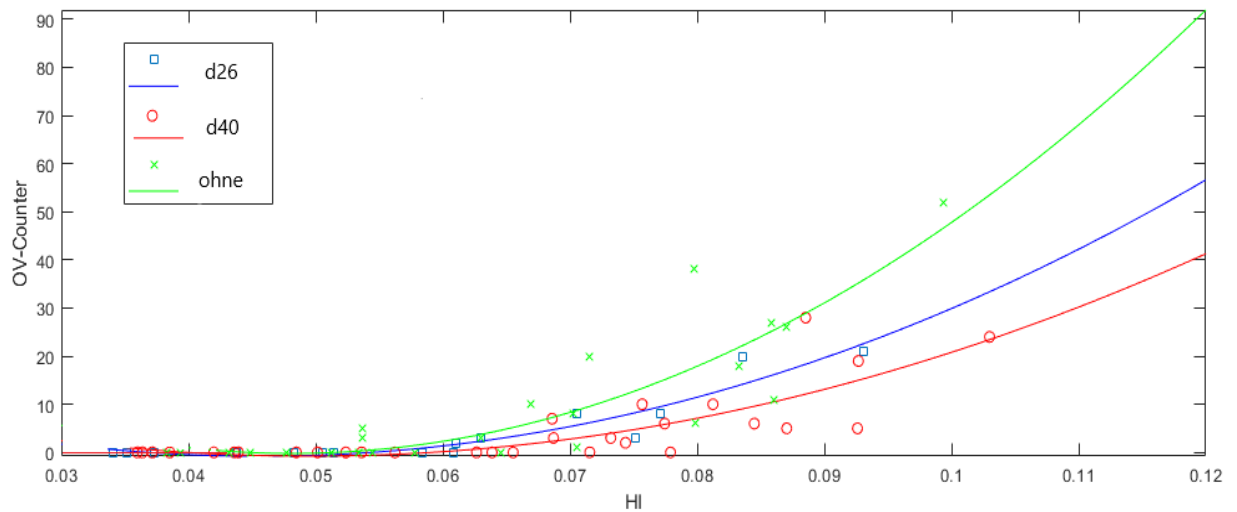


Abb. 56: Anzahl übergeströmte Wellen bei gemittelter Wellenhöhe HI(m) je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50\text{cm}$ sowie ohne Schüttung

Bei der Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Versuchen mit den jeweils kleinsten Steinschüttungen ($F_{mt}=20\text{cm}$) beider Materialdurchmesser mit denen der vertikalen Wand wird klar ersichtlich, dass selbst kleine Höhen bei der Steinschüttung einen deutlichen Einfluss auf das Wellenregime vor dem Wellenbrecher haben und so zu größerem Überströmen führen (Abb. 57).

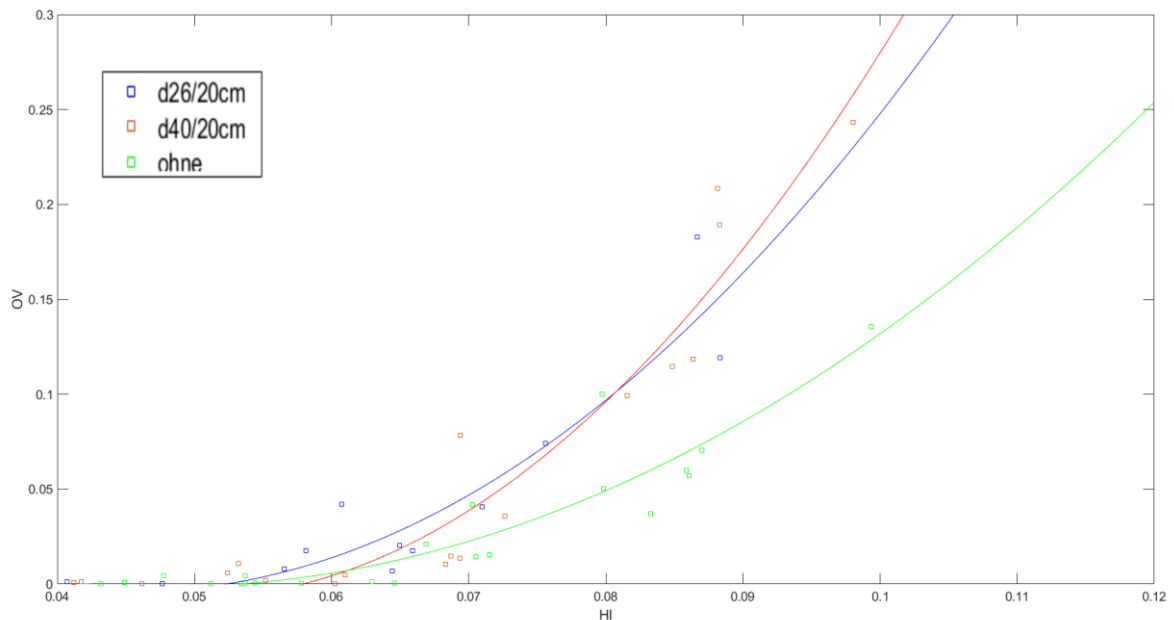


Abb. 57: Übergeströmte Wassermenge OV(m) im Behälter bei gemittelter Wellenhöhe HI(m) je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=20\text{cm}$ sowie ohne Schüttung

3.3.2 Energieumwandlung

Es folgt der Vergleich der Energieumwandlung der drei verschiedenen Systeme, um die Wirksamkeit der Steinschüttungen darzulegen. Hierzu werden wieder die höchsten Steinschüttungen ($h=50\text{cm}$) sowie die vertikale Wand untersucht. Es werden zu Beginn die Ergebnisse für den Reflexionskoeffizient K_r , der die mittleren ankommenden und reflektierten Wellenhöhen miteinander vergleicht, analysiert. Hierbei fällt auf, dass keine signifikante Änderung der Werte mit Erhöhung der ankommenden Wellen stattfindet. Daher wurden die Mittelwerte von K_r für die einzelnen Systeme gebildet und miteinander verglichen. Es wird deutlich, dass die Systeme mit Steinschüttung deutlich unter dem Wert für die vertikale Wand liegen (Abb. 58).

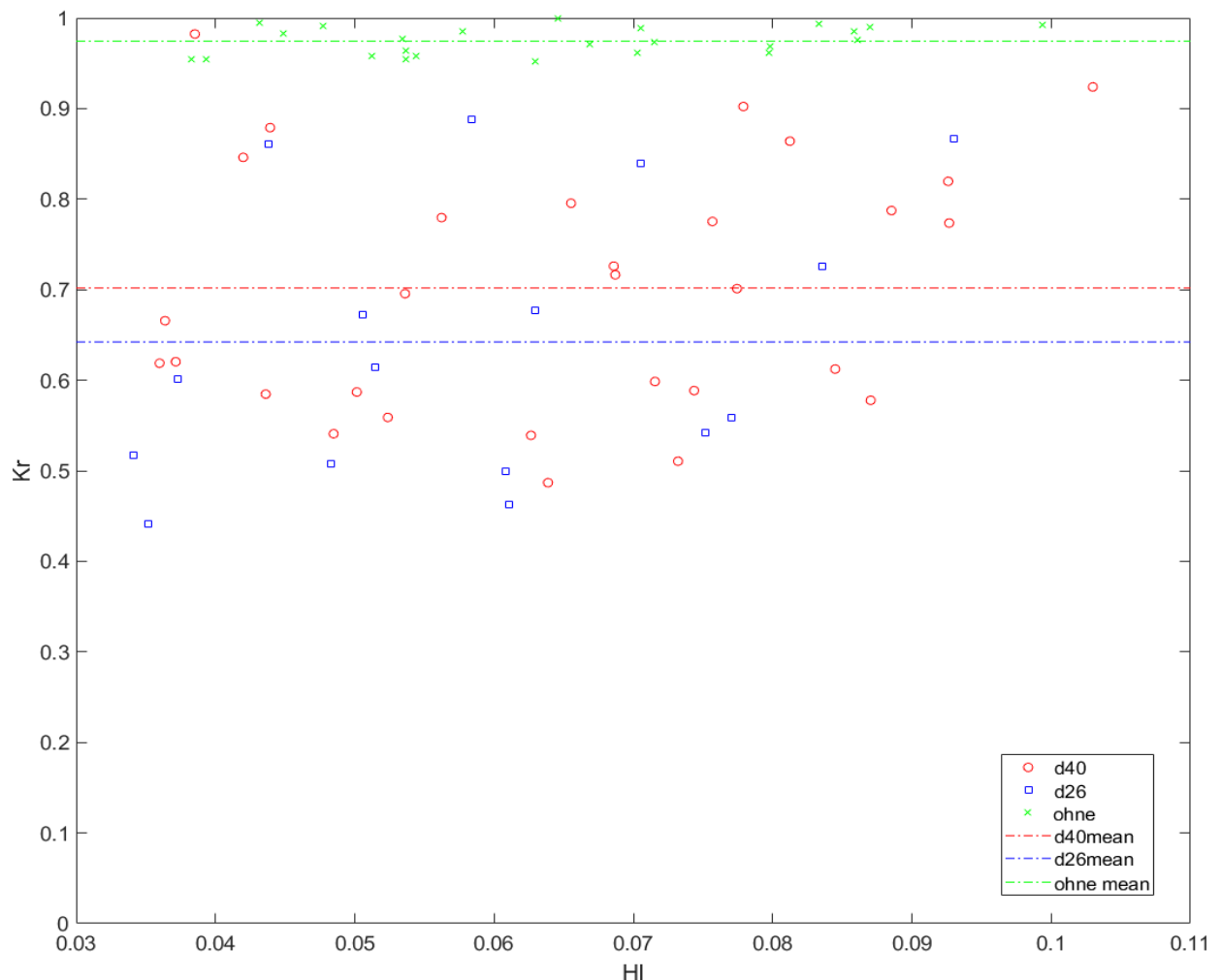


Abb. 58: Reflexionskoeffizient K_r (-) bei gemittelter Wellenhöhe HI (m) je Versuch für Schüttungen mit $h=50\text{cm}$ sowie ohne Schüttung

Beim Mittelwert des Transmissionskoeffizienten K_t gibt es zwischen den verschiedenen Systemen keine großen Unterschiede. Hier muss jedoch beachtet werden, dass Transmission durch Überströmen des Bauwerks in die Messung nicht mit einfließt, da dieses Volumen im Messbehälter aufgefangen wird. Lediglich der Teil der Energie, der durch das poröse Fundamentmaterial übertragen wird, wird hier mittels eines Sensors hinter dem Wellenbrechermodell gemessen (Abb. 59).

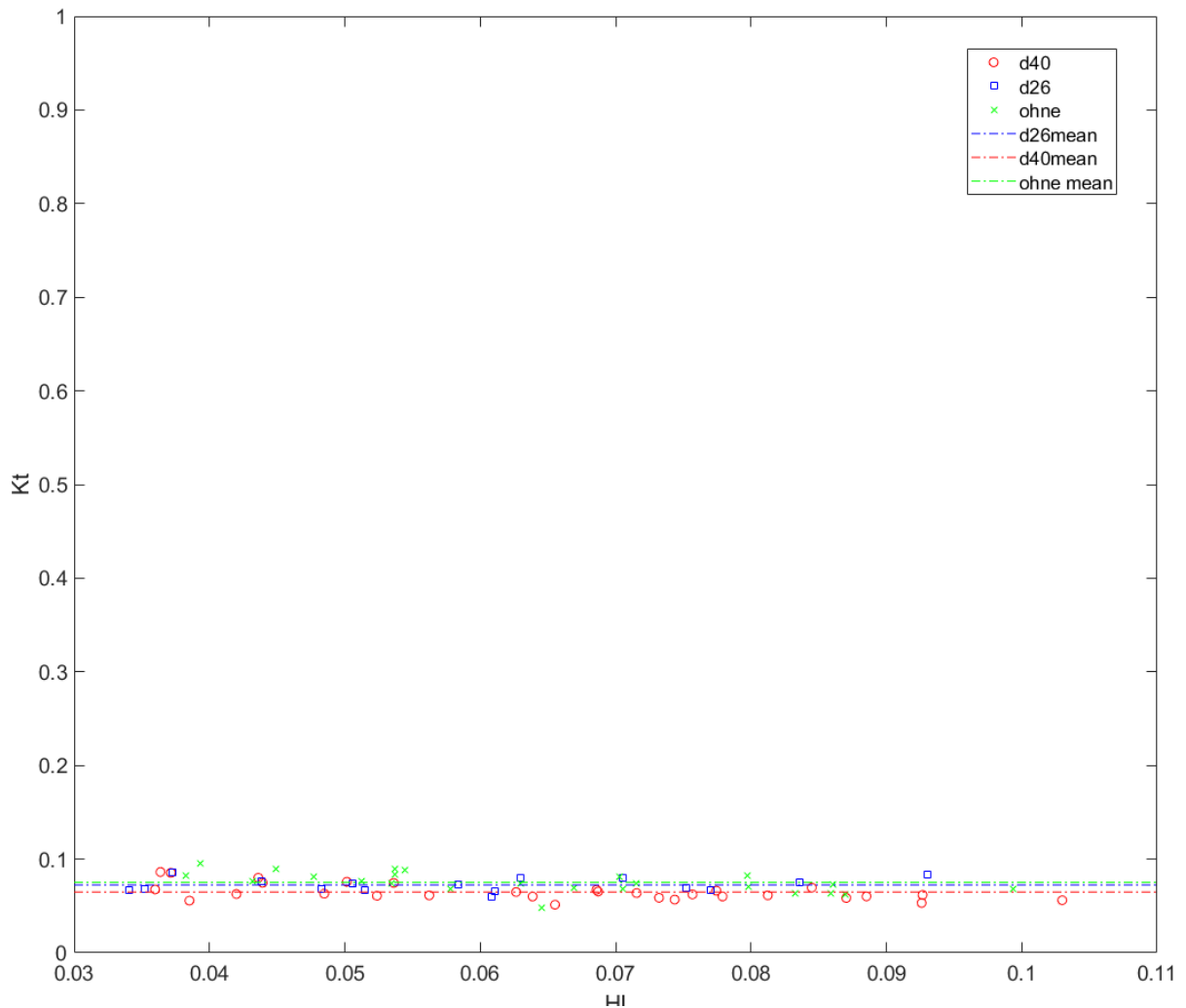


Abb. 59: Transmissionskoeffizient K_t (-) bei gemittelter Wellenhöhe H_I (m) je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50\text{cm}$ sowie ohne Schüttung

Der aus den beiden oben genannten Werten K_t und K_r berechnete Dissipationskoeffizient D^* (s. S.52) veranschaulicht, dass die vorgelagerten Steinschüttungen große Mengen an Energie abbauen. Dieser Wert ist bei der vertikalen Wand vergleichsweise gering, hier wird ein Großteil der ankommenden Wellen reflektiert (Abb. 60).

Aufgrund der Tatsache, dass die Transmission durch den Wellenbrecher nahezu konstant bleibt, kann der Reflexionskoeffizient als zweite, direkt auf Messungen basierte Größe als maßgebender Vergleichsparameter für die Energieumwandlung herangezogen werden.

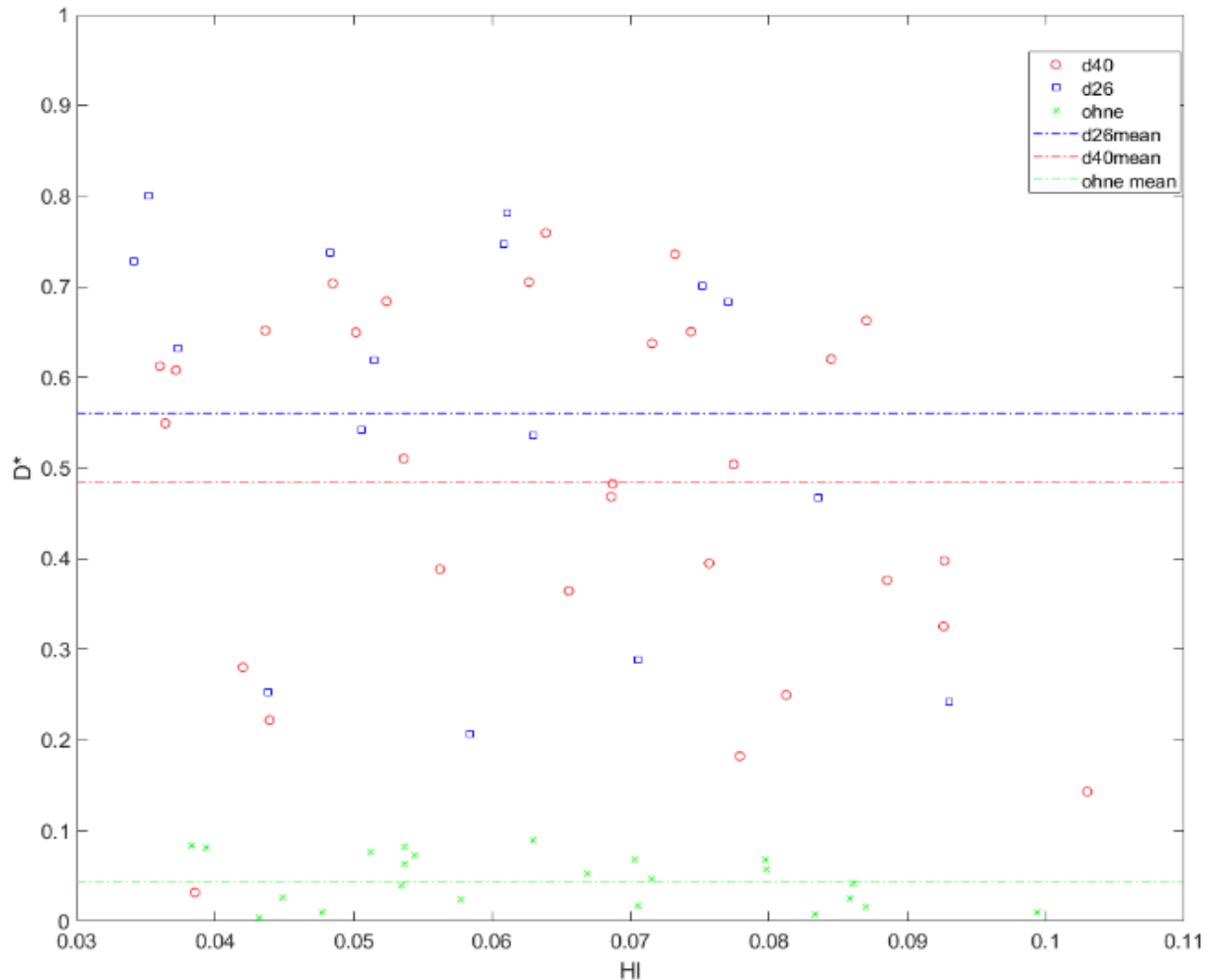


Abb. 60: Dissipationskoeffizient $D^*(-)$ bei gemittelter Wellenhöhe $H_I(m)$ je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50cm$ sowie ohne Schüttung

Um den Einfluss der Höhe der Steinschüttung auf die energietechnische Wirksamkeit des Wellenbrechers darzustellen, wird ebenfalls der Reflexionskoeffizient herangezogen. Im Vergleich der verschieden hohen Steinschüttungen bei gleichem mittlerem Korndurchmesser zeigt sich, dass bei den Höhen unter dem Ruhewasserspiegel zu einer ähnlich starken Reflexion kommt, wie in den Versuchen mit vertikaler Wand. Liegt die Krone der Steinschüttung auf derselben Höhe oder höher wie der Ruhewasserspiegel, wird deutlich weniger reflektiert. In diesem Bereich kommt also der dissipative Einfluss der des Schüttmaterials zur Geltung. Untersucht wurde hier das Material mit mittlerem Durchmesser von 40mm (Abb. 61).

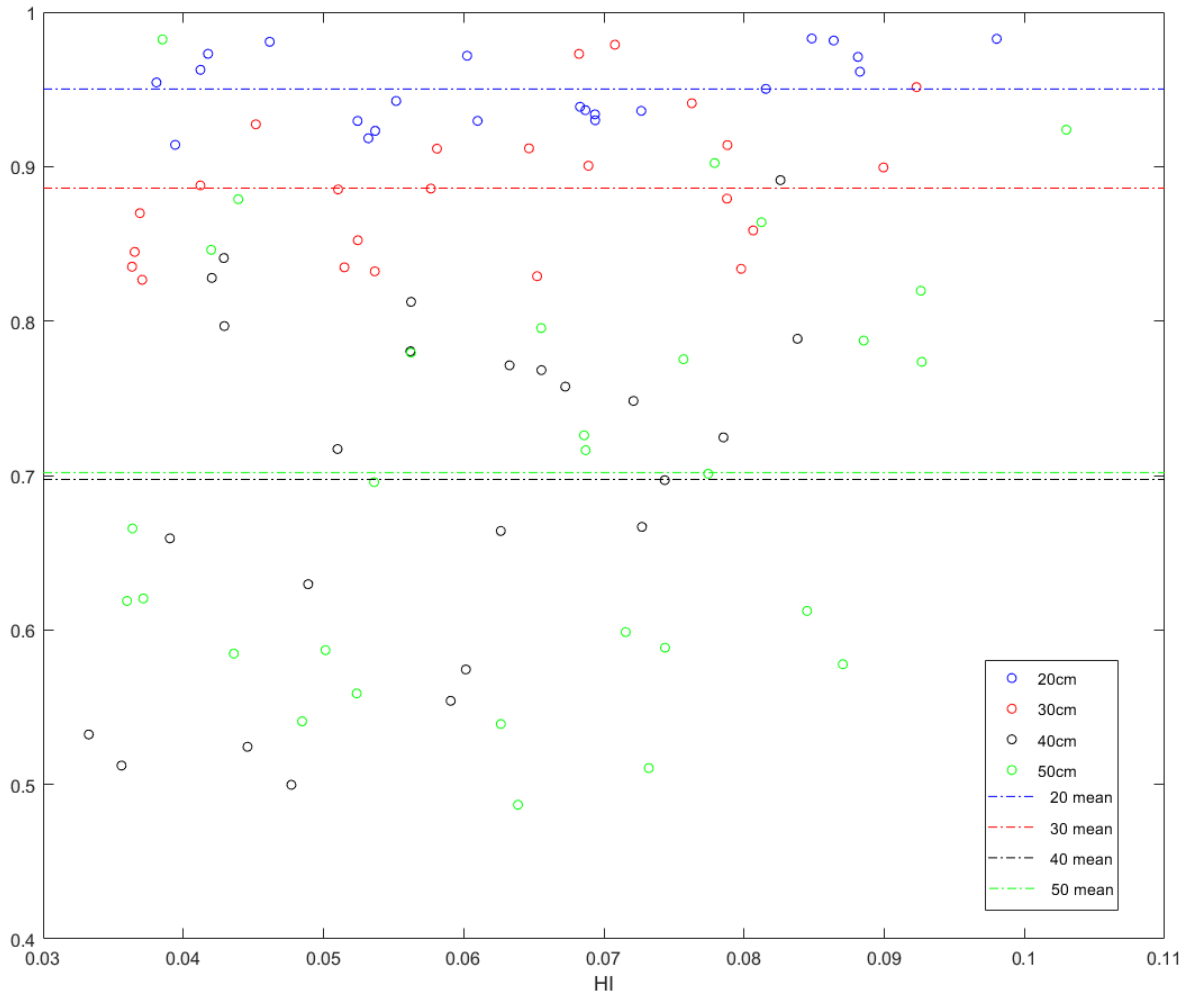
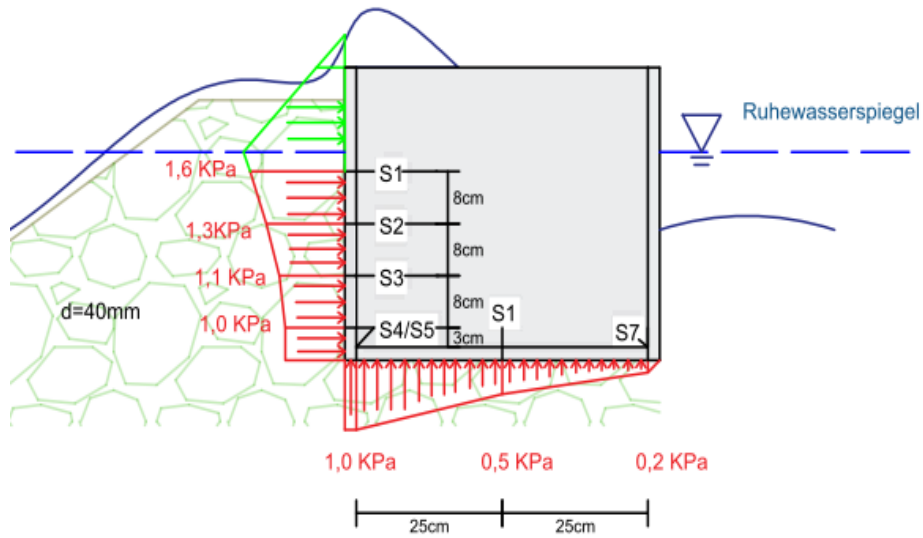


Abb. 61: Reflexionskoeffizient K_r (-) bei gemittelter Wellenhöhe H_I (m) für Schüttungen ($D_n=40\text{mm}$) von $F_{mt}=20$ bis 50cm

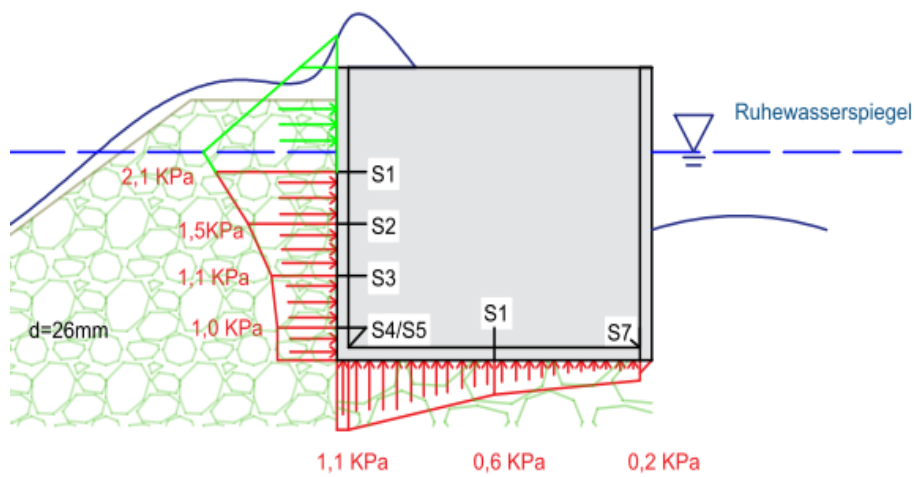
3.3.3 Druckverteilung

Zur Veranschaulichung der Belastungen, die auf den starren Caisson unter Welleneinfluss wirken, wurden die Daten von Druckmessdosen ausgewertet. Die Sensoren $S1-S4$ sind in der Wand angeordnet, $S5-S7$ in der Bodenplatte. Vor Versuchsbeginn wurden alle auf null kalibriert, um Daten ohne hydrostatischen Druck zu erhalten. Hierfür wurden die Extremwerte jeweils eines Versuchsdurchlaufs mit der höchsten Steinschüttung beider Material-durchmesser sowie die vertikale Wand grafisch dargestellt und verglichen. Zwischen den Messwerten wurde linear interpoliert. In den oberen Wandbereichen wurde die Belastung mit der GODA-Formel abgeschätzt und in grün markiert. Es herrschten die gleichen Bedingungen mit einer Wellenperiode T von 2,5s (Prototyp: 11s) sowie einer Wellenhöhe H_i von 0,12m (Prototyp 2,4m) für die drei Versuche (Abb. 62/63).



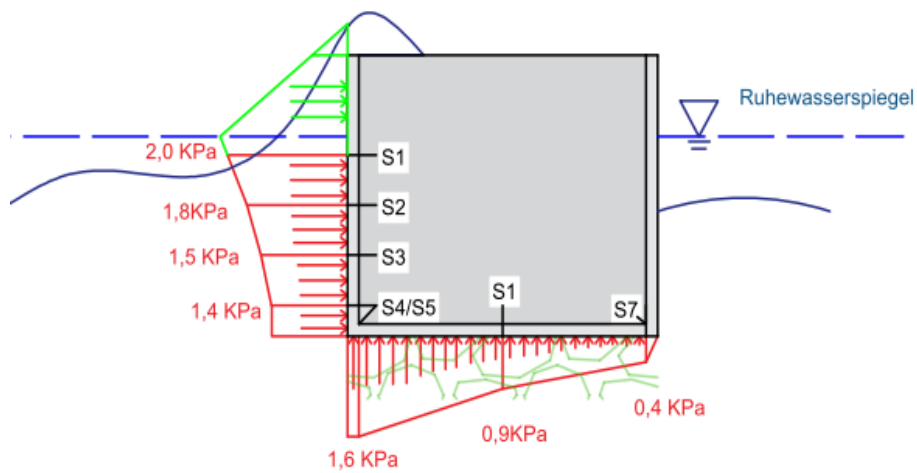
hydrodynamische Überdruckverteilung
 $D=40\text{mm}$ $h_b=50\text{cm}$

Sensoren 1-4 in vertikaler Wand
 Sensoren 5-7 in Bodenplatte
 1,0 KPa = 10cm Wassersäule
 ■ Druck gemessen
 ■ Druck abgeschätzt mit Formel nach GODA



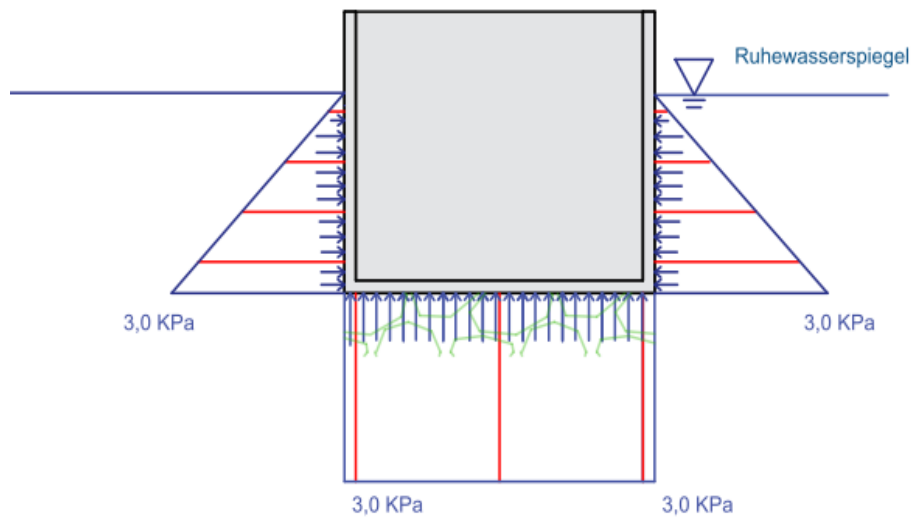
hydrodynamische Überdruckverteilung
 $D=36\text{mm}$ $h_b=50\text{cm}$

Abb. 62: Hydrodynamische Überdruckverteilung bei Wellenanprall mit zwei verschiedenen Schüttungen ($D_n=26/40\text{mm}$)



hydrodynamische Überdruckverteilung
ohne Steinschüttung

Sensoren 1-4 in vertikaler Wand
Sensoren 5-7 in Bodenplatte
1,0 KPa = 10cm Wassersäule
■ Druck gemessen
■ Druck abgeschätzt mit Formel nach GODA



hydrostatische Druckverteilung

Abb. 63: Hydrostatische Überdruckverteilung bei Wellenanprall ohne Schüttung sowie zu überlagernde hydrostatische Druckverteilung zufolge Ruhewasserspiegel

Es wird gezeigt, dass die dynamische Belastung durch Wellen für alle Systeme im oberen Bereich der Wand deutlich größer ist und nach unten kontinuierlich abnimmt. Bei der groben Steinschüttung ist am höchsten Messpunkt ein deutlich reduzierter Druckwert festzustellen im Vergleich zu den anderen Systemen. Dies ist mit einer besseren Druckverteilung durch die Zwischenräume in der Steinschüttung zu erklären, in die das Wasser eindringt und dadurch die Geschwindigkeitskomponente in Richtung der vertikalen Wand reduziert wird. Auch die durch Reibung verlorene Energie wirkt sich positiv auf die maximalen Drücke an der Wand aus.

Im Fall des feineren Materials ist der Maximalwert des Drucks am höchsten Sensor etwa genauso hoch wie ohne Berme. Dies ist einerseits dadurch zu erklären, dass die Druckverteilung zwar auch hier stattfindet, aber durch die kleineren Zwischenräume nicht im selben Ausmaß wie beim gröberen Material. Andererseits brechen Wellen eher bei vorhandenen Steinschüttungen und verursachen so höhere Drücke am oberen Sensor durch das Andrücken der gesamten Schüttung in diesem Bereich Richtung Wand. Im unteren Bereich wird jedoch wie beim groben Material der Schutzeffekt durch die Schüttung deutlich sichtbar im Vergleich zur vertikalen Wand. Bei Betrachtung der Drücke auf die Bodenplatte zeigt sich, dass durch vorgelagerte Steinschüttungen der Druckstoß durch die Wellenbelastung deutlich reduziert werden kann. Zur Verdeutlichung der gesamten Belastungen, die durch das Wasser auf das Bauwerk ausgeübt werden, ist auch die Hydrostatische Druckverteilung am Caisson abgebildet, die für die Bemessung mit dem hydrodynamischen Überdruck zu überlagern ist. Aus dieser Darstellung geht hervor, dass die hydrostatischen Belastungen vor allem im unteren Wandbereich und an der Bodenplatte gegenüber den dynamischen Belastungen dominant sind.

3.3.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

In *Kap. 3.3.1* wurde herausgearbeitet, dass eine vor der vertikalen Wand angeordnete hohe Steinschüttung die Anzahl der überschwappenden Wellen reduzieren kann. Andererseits werden durch den Rampeneffekt die überströmenden Volumina pro Welle erhöht, da die Geschwindigkeitsvektoren der Wellen in Richtung der Mauerkrone abgelenkt werden. Dies führt im Falle des feineren Schüttmaterials sogar zu einem höheren absoluten übergeströmten Volumen als bei der vertikalen Wand.

Außerdem wird gezeigt, dass selbst eine kleine vorgelagerte Steinschüttung die Menge des überströmenden Wassers im Vergleich zur vertikalen Wand erhöht. Dies steht – zumindest für den hier betrachteten Spezialfall des zusammengesetzten Wellenbrechers mit durchlässigem Fundament - im Widerspruch zur eingangs erwähnten Anweisung im *EuroTop Manual*, dass zusammengesetzte Wellenbrecher mit kleinen Steinschüttungen wie vertikale Wände betrachtet werden können.

Aus der Analyse der Energieumwandlung in *Kap. 3.3.2* geht hervor, dass die Systeme mit einer hohen Steinschüttung wesentlich mehr Energie dissipieren als ohne vorhandene Schüttung. Dieser Effekt stellt sich ein, sobald die Schüttung mindestens so hoch ist wie der Ruhewasserspiegel. Für die energietechnische Betrachtung des Wellenbrechers hätte also eine Einteilung nach dem *EuroTop Manual* seine Berechtigung.

Durch die Auswertung der Drucksensoren in *Kap. 3.3.3* wird klar, dass hohe Steinschüttungen einen guten Schutz für die Betonoberfläche der dahinterliegenden Wand bieten. Allerdings ist im oberen Bereich der Wand beim feineren Material die Belastung genau so groß wie ohne Schüttung, sodass die Wahl des geeigneten Korndurchmessers entscheidende Bedeutung zukommt.

Werden die gesammelten Ergebnisse im Kontext betrachtet, so ist festzustellen, dass die Effektivität eines zusammengesetzten Wellenbrechers stark von der Höhe der Steinschüttung abhängt. Je höher diese ausgeführt wird, desto stärker sind die dissipativen Effekte. Allerdings stellt in diesem Zusammenhang der Durchmesser des gewählten Schüttmaterials einen entscheidenden Faktor dar. Wird dieser zu klein gewählt, kann der Rampeneffekt zu höheren Überströmraten führen, als wenn keine Schüttung vorhanden wäre. Auch im Hinblick auf die Untersuchung des Drucks durch ankommende Wellen ist die Schutzfunktion einer vorgelagerten Steinschüttung abhängig vom richtig gewählten Steindurchmesser.

4 Zusammenfassung und Fazit

Auf Basis einschlägiger Fachliteratur wurde im ersten Teil der Arbeit eine grundlegende Übersicht über die Funktionsweise und die Einsatzgebiete von Wellenbrechern erstellt.

Hieraus geht unter anderem hervor, dass Wellenbrecher mit naturnahem Wasserbau in vielen Fällen wenig gemeinsam haben. Dies liegt aber meist daran, dass durch sie Systeme wie Häfen oder Städte geschützt werden, die ihrerseits schon selbst einen großen Eingriff in die Natur darstellen. Andererseits werden Wellenbrecher auch zum Schutz vor Erosion eingesetzt und verhindern so, wie beispielsweise in Pennsylvania (vgl. 2.1.1) wertvolle Naturräume vor Landverlust.

Es kommt hierbei in Zeiten stetig steigender Bevölkerungszahlen, Konsumsteigerung und deren Begleiteffekten einer nachhaltigen Raumplanung die Hauptaufgabe im Küstenschutz zu. Eine natürliche Küste hat sich über Jahrtausende selbst gestaltet und deshalb sollte eine Wiederherstellung dieses Zustands auch das langfristige Ziel überall in der Welt sein. Die noch nicht abzusehenden Folgen des Klimawandels und einhergehende steigende Meeresspiegel werden allerdings mittelfristig den Wellenbrecher - nicht nur zum Schutz von Hafeninfrastuktur - unentbehrlich machen.

In Bezug auf den praktischen Teil der Arbeit gilt es festzuhalten, dass kombinierte Wellenbrecher durch kleine Transmissionsraten einen sehr effektiven Schutz bieten. Allerdings ist dabei ein großes Augenmerk auf die Auswahl der Materialdurchmesser zu legen, um die dissipativen Fähigkeiten des Systems optimal auszunutzen. Logischerweise hängt die Auswahl des Materials letztlich oft von der lokalen Verfügbarkeit ab und ist aufgrund der großen Bauvolumina eher eine Frage der Kosten.

Im Hinblick auf die Wirksamkeit gegen Überströmen der Bauwerkskrone wurde festgestellt, dass in den untersuchten Konfigurationen selbst niedrige Steinschüttungen bereits zu höheren Überströmraten führen. Die Einteilung nach dem *EuroTop* Manual gibt vor, bei kleinen Schüttungen mit dem Ansatz für vertikale Wände zu rechnen. Da diese für ein undurchlässiges Fundament getroffen wurde, könnte das ein Hinweis sein, dass hier Unterschiede im Überströmverhalten bei durchlässigem Fundament vorliegen. Für eine Verifikation wären allerdings weitere Untersuchungen nötig.

Die durchgeführte Untersuchung der maximalen Drücke am starren Caisson hat gezeigt, dass eine vorgelagerte Steinschüttung einen guten Schutz für die vertikale

Wandoberfläche darstellt. Die Effektivität hängt aber auch hier stark vom richtig gewählten Korndurchmesser ab. Die eventuell vorhandenen negativen Effekte auf die oberhalb der Schüttung freiliegende Wandoberfläche, auf die durch den Rampeneffekt erhöhte Belastungen möglich sind, sollten durch weitere Modellversuche eruiert werden.

Persönliches Fazit

Im Allgemeinen hat mich das Thema Meereswellen und die damit verbundenen Aufgaben und Herausforderungen für Bauingenieure sehr fasziniert. Während meines Auslandssemesters in Spanien konnte ich durch meine Kollegen vor Ort und im Selbststudium einen breiten Einblick in das Thema gewinnen.

Dies bringt mich zu meinem abschließenden Wunsch. Obwohl Österreich keinen Meerzugang hat, werden die Absolventen des Bauingenieurstudiums an TU Wien sich als hoch angesehene Fachleute auf der ganzen Welt in Projekten wiederfinden, wo auch Meereswellen eine Rolle spielen könnten. Deshalb sollte meiner Meinung nach auch an unserer Universität ein Grundlagenkurs hierzu angeboten werden.

5 Literatur- und Abbildungsverzeichnis

Literaturverzeichnis

- U.S. Army Corps of Engineers. (2012). *CEM*. Books Express Publishing.
- Adams, P. N. (2014). *S11_PropShoalRefrac.pptx.pdf*. University of Florida.
- apexresearch. (11. 11 2018). *newszak.com*. Von <https://www.newszak.com/2018/08/07/global-breakwater-market/> abgerufen
- Azofra, A. B., Rodriguez, M. A., & Rodriguez, M. L. (2016). *Fundamentos del movimiento oscilatorio*. Granada: Universidad Granada.
- Bores, P. S. (2016). *Apuntes de diques*. Madrid: UNIVERSIDAD ALFONSO X EL SABIO.
- Brinkmann, B. (2005). *Seehäfen - Planung und Entwurf*. Buxtehude: Springer .
- CadenaSER. (11. 11 2018). *Cadenaser.com*. Von http://cadenaser.com/emisora/2018/01/15/ser_castro_urdiales/1516016688_216547.html abgerufen
- D. De León-Escobedo, & O. Fuentes-Mariles. (2007). *Effect of imperfect knowledge of hazards on the reliability*. Maxico City: Universidad Nacional de Mexico.
- EAK. (2007). *Die Küste - Empfehlung für die Ausführung von Küstenschutzwerken*. Hamburg: Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co. Heide i. Holstein.
- Europäische Kommission. (2004). *IP/04/647*. Brüssel: Europäische Kommission.
- Finkl, C. W. (2013). *Coastal Hazards*. USA: Springer Dordrecht Heidelberg New York London.
- G DFA. (2017). *LabDFA*. Granada: Universidad Granada.
- Getty, G. F. (09. 11 2018). *GettyImages.com*. Von <https://www.gettyimages.de/detail/nachrichtenfoto/port-of-dover-tug-crashes-through-waves-in-in-dover-nachrichtenfoto/624607518> abgerufen
- GoogleMaps. (09. 11 2018). *Google Maps*. Von <https://www.google.com/maps/@31.246048,29.9609422,886m/data=!3m1!1e3> abgerufen
- infocanaria.de. (10. 11 2018). *infocanaria.de*. Von http://infocanaria.de/html/las_palmas_de_gran_canaria.html abgerufen
- Kidd, R. (2001). *Coastal Dune Management: A Manual of Coastal Dune Management and Rehabilitation Techniques*. Newcastle, Australien: NSW Department of Land and Water Conservation.
- Mirror.co.uk, D. B. (09. 11 2018). *Daily Mirror*. Von <https://www.mirror.co.uk/news/world-news/storm-frank-train-battered-giant-7092152> abgerufen
- Murillo, P. (28. 4 2017). *El Pais*. Von https://elpais.com/elpais/2017/04/24/inenglish/1493025883_589474.html abgerufen
- NOAA, N. O. (09. 11 2018). *Wikipedia*. Von https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Wavestats_German.svg abgerufen
- Puetros del Estado. (2010). *ROM 1.0-09*. Madrid: Puertos del Estado.
- researchgate.com*. (29. 10 2018). Von https://www.researchgate.net/Location-map-of-the-studied-zone-with-the-most-important-coastal-environments-Modified_fig1_226333208 abgerufen

- teneriffa.de. (5. 11 2018). *teneriffa.de*. Von <http://www.teneriffa.de/wp-content/uploads/2016/01/teneriffa-san-andres-strand-1.jpg> abgerufen van der Meer, Allsop , Bruce, De Rouck , Kortenhuis, Pullen, ... Zanuttigh. (2016). *EurOtop*. Europa.
- VTI Madrid. (2013). *MANUAL DE INSTRUCCIONES*. Madrid.
- Wagner, P. (1990). *Wagner, Peter. Meerestechnik: eine Einführung für Bauingenieure*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften.
- Wikipedia. (21. 02 2019). Von [https://de.wikipedia.org/wiki/Diffraktion_\(Wasserwellen\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Diffraktion_(Wasserwellen)) abgerufen

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Künstlicher Strand in San Andrés, Teneriffa (teneriffa.de, 2018).....	3
Abb. 2: Sandkreislauf (Kidd, 2001).....	4
Abb. 3: Lotsenschiff vor dem Wellenbrecher im Hafen von Dover, GB (Getty, 2018).....	5
Abb. 4: Marina San Stefano, Alexandria, Ägypten (GoogleMaps, 2018).....	6
Abb. 5: Zugstrecke unter Einfluss von übersch.Wellen, GB (EurOtop, 2016, S. 1).....	7
Abb. 6: Bezeichnungen Parameter Schwerewellen (EAK, 2007, S. 49).....	8
Abb. 7: Verschiedene Formen von Wasserwellen (EAK, 2007, S. 39).....	9
Abb. 8: Anwendungsbereiche der Wellentheorien (EAK, 2007, S. 41).....	10
Abb. 9: Orbitalbahnen (CEM, 2012, S. II-1-17).....	11
Abb. 10: Gleichungen der linearen Wellentheorie (EAK, 2007, S. 42).....	12
Abb. 11: Transformation, Reflexion, Transmission, (ROM 1.0-09, 2010, S. 97).....	15
Abb. 12: Reflexion und äquivalenter Reflektor (ROM 1.0-09, 2010, S. 92).....	16
Abb. 13: Transmission durch Überschwappen, Niederlande (EurOtop, 2016, S. 44).....	17
Abb. 14: Energiebilanz einer Welle am Wellenbrecher (ROM 1.0-09, 2010, S. 92).....	18
Abb. 16: Funktionsweise der Wellenbrecher als Bühnen (Bores, 2016).....	19
Abb. 15: Playa de Benicassim (Castellón, Spanien) (Bores, 2016).....	19
Abb. 17: Presque Isle, Pennsylvania (CEM, 2012, S. V-3-47).....	20
Abb. 18: Unfall mit Fähre, Spanien (El Pais, 2017).....	21
Abb. 19: Hafen von Las Palmas de Gran Canaria, Spanien (infocanaria.de, 2018).....	21
Abb. 20: Diffraktion und Refraktion in einem Hafenbecken (Wagner, 1990, S. 31).....	22
Abb. 21: Shoaling (Adams, 2014).....	23
Abb. 22: Refraktion (Fundamentos del movimiento oscilatorio, 2016).....	24
Abb. 23: Definition Ruhewasserspiegel (Wagner, 1990, S. 24).....	25
Abb. 24: Statistische Wellenverteilung (NOAA, 2018).....	26
Abb. 25: Vertikaler Wellenbrecher (ROM 1.0-09, 2010, S. 102).....	28
Abb. 26: Versagensmechanismen vertikaler Wellenbrecher (Brinkmann, 2005, S. 506).....	29
Abb. 27: Wellenbrecher mit abgeschrägter Krone (Brinkmann, 2005, S. 470).....	30
Abb. 28: Vertikaler Wellenbr. mit Dissipationskammern (ROM 1.0-09, 2010, S. 103).....	31
Abb. 29: Geschütteter Wellenbrecher aus Betonteilen (apexresearch, 2018).....	32
Abb. 30: Geschütteter Wellenbrecher Querschnitt (ROM 1.0-09, 2010, S. 107).....	32
Abb. 31: Tetrapoden-Wellenbr. in T, Mex. (D. De León-E.& O. Fuentes-Mariles, 2007).....	33
Abb. 32: Versagensmech. des geschütteten Wellenbr. (Brinkmann, 2005, S. 506).....	33
Abb. 33: Verschiedene Formen für Schutzschichtsteine (Wagner, 1990).....	34
Abb. 34: Querschnitt geschütteter Wellenbr. mit Fußschutz (ROM 1.0-09, 2010, S. 106).....	35
Abb. 35: Kombiniertes Wellenbrecher in Castro, Spanien (CadenaSER, 2018).....	36
Abb. 36: Kombiniertes Wellenbrecher (ROM 1.0-09, 2010, S. 104).....	37

Abb. 37: Reflexion an vertikaler Wand (Wagner, 1990, S. 41).....	38
Abb. 38: Brechende Wellen (Brinkmann, 2005, S. 42)	40
Abb. 39: Belastung nach GODA (Brinkmann, 2005, S. 489)	42
Abb. 40: Cover der ROM Richtlinie (ROM 1.0-09, 2010)	43
Abb. 41: Versuchsaufbau.....	45
Abb. 42: Mögliche Wellenhöhen und -perioden (VTI Madrid, 2013, S. 12).....	46
Abb. 43: Caisson/Modell des Wellenbrechers.....	46
Abb. 44: Dissipationsrampe.....	46
Abb. 45: Wellenbrecher im Modell mit Abmessungen	47
Abb. 46: Wellenbrecher im Modell mit Parametern.....	48
Abb.47: Lage der Sensoren zur Wasserstandsmessung.....	49
Abb. 48: Berechnete Parameter.....	50
Abb. 49: Overtopping ohne Schüttung.....	52
Abb. 50: Overtopping mit Schüttung.....	52
Abb. 51: Anzeige „Average Specrum“ in der Software des Wellengenerators.....	54
Abb. 52: Wellenhöhen und -perioden vor Cádiz, Spanien (researchgate.com, 2018)	55
Abb. 53: Overtopping ohne Steinschüttung.....	56
Abb. 54: Overtopping mit hoher Steinschüttung.....	57
Abb. 55: Übergeströmte Wassermenge $OV(m)$ im Behälter bei gemittelter Wellenhöhe $HI(m)$ je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50cm$ sowie ohne Schüttung.....	58
Abb. 56: Anzahl übergeströmte Wellen bei gemittelter Wellenhöhe $HI(m)$ je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50cm$ sowie ohne Schüttung	59
Abb. 57: Übergeströmte Wassermenge $OV(m)$ im Behälter bei gemittelter Wellenhöhe $HI(m)$ je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=20cm$ sowie ohne Schüttung.....	59
Abb. 58: Reflexionskoeffizient $K_r (-)$ bei gemittelter Wellenhöhe $HI(m)$ je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50cm$ sowie ohne Schüttung	60
Abb. 59: Transmissionskoeffizient $K_t(-)$ bei gemittelter Wellenhöhe $HI(m)$ je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50cm$ sowie ohne Schüttung	61
Abb. 60: Dissipationskoeffizient $D^*(-)$ bei gemittelter Wellenhöhe $HI(m)$ je Versuch für Schüttungen mit $F_{mt}=50cm$ sowie ohne Schüttung	62
Abb. 61: Reflexionskoeffizient $K_r(-)$ bei gemittelter Wellenhöhe $HI(m)$ für Schüttungen ($D_n=40mm$) von $F_{mt}=20$ bis $50cm$	63
Abb. 62: Hydrodynamische Überdruckverteilung bei Wellenanprall mit zwei verschiedenen Schüttungen ($D_n=26/40mm$).....	64
Abb. 63: Hydrostatische Überdruckverteilung bei Wellenanprall ohne Schüttung sowie zu überlagernde hydrostatische Druckverteilung zufolge Ruhewasserspiegel.....	65

Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Druckbelastungen auf Wellenbrecher nach GODA	41
Tab. 2: Bemessung der Gesteinsschicht nach HUDSON	42
Tab. 3: Parameter zur Beschreibung der Geometrie des Versuchsaufbaus.....	48
Tab. 4: Berechnete Parameter	50
Tab. 5: Versuchsprogramm mit $D_n=40mm$ sowie ohne Berme	51
Tab. 6: Versuchsprogramm mit $D_n=26mm$	53
Tab. 7: Versuchsprogramm mit glatter Berme.....	53