UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI GENOVA
DICAT
Dipartimento di **I**ngegneria delle **C**ostruzioni, dell'**A**mbiente e del **T**erritorio
16145 GENOVA - Via Montallegro, 1 - Tel. 39 - 010 3532491 - Fax 39 - 010 3532546

PARTE III:

OPERE DI DIFESA DELLA COSTA

Box 1 a 7

PARTE III OPERE DI DIFESA DELLA COSTA

1. DIVERSI TIPI DI OPERE

Per la difesa della costa si può ricorrere ad interventi "morbidi", che consistono nel versamento di sabbia sulle spiagge, se esistenti, o a interventi "rigidi", vere e proprie costruzioni marittime che consistono nella costruzione di scogliere radenti alla costa o distaccate.

L'effetto delle scogliere distaccate consiste nell'attenuare l'azione delle onde sulla spiaggia, naturale o artificiale, intercettandole su una appropriata profondità, solitamente bassa, dell'ordine cioè di pochi metri. Le opere tradizionali sono gettate di massi sostanzialmente parallele alla riva, più o meno emergenti rispetto al livello del mare (frangiflutti distaccati a cresta bassa) o del tutto sommersi; non si usano opere "a parete" per l'intensa azione esercitata su di esse dalle onde frangenti.

Le scogliere radenti invece costituiscono opere di armatura della scarpata di costa esposta all'azione delle onde per evitarne l'arretramento. In questo caso sono adottati anche muri di calcestruzzo (sea walls), solitamente dotati di scogliera al piede per contrastare l'escavazione prodotta dalle onde, fenomeno certamente più preoccupante di quanto non sia la spinta, tenuto presente che il muro solitamente sostiene il terrapieno retrostante.

Nei punti che seguono si prenderanno in considerazione le opere di difesa a frangiflutti distaccati e le scarpate di massi aderenti. Le relazioni che si propongono, sia per la stabilità, sia per la risposta idraulica, si riferiscono a opere di massi naturali. Le forme particolari, specifiche dei diversi tipi di massi artificiali, non consentono generalizzazioni, per cui la conoscenza della loro risposta di stabilità o idraulica richiede verifiche sperimentali specifiche.

Le verifiche di stabilità e idrauliche dovranno essere condotte per i diversi possibili livelli del mare che dipendono dall'escursione di marea e dalle condizioni meteo-marine del paraggio di impianto dell'opera; si tenga conto che le variazioni di livello sono rese importanti dalla limitata profondità su cui le opere di difesa vengono costruite.

2. FRANGIFLUTTI DISTACCATI

I frangiflutti distaccati sono opere di massi, naturali o artificiali, caratterizzate da "cresta bassa" rispetto alle opere di difesa degli specchi acquei portuali. Nei punti che seguono ci si riferisce, come sopra detto, ad opere di massi naturali.

In alcuni casi ("frangiflutti convenzionali") la sezione trasversale è simile a quella delle dighe, cioè con nucleo, mantellata e strati di transizione, senza ovviamente il massiccio di coronamento; tali opere sono emergenti ("frangiflutti a cresta bassa"). In altri casi la sezione trasversale non presenta le caratteristiche descritte bensì una semplice transizione tra massi più piccoli internamente e più grossi esternamente; tali opere possono essere emergenti o sommerse e la loro stabilità viene esaminata con riferimento ad uno schema "statico", che utilizza gli usuali parametri di danneggiamento.

In altri ancora l'opera è costituita da un ammasso omogeneo di massi (reef breakwater), soluzione frequentemente adottata per la rapidità esecutiva e la minima spesa. Queste opere prevedono una manutenzione (in gergo devono essere "rifiorite") in quanto raramente sopportano le più violente mareggiate senza deformarsi. E' comunque importante che, a deformazione avvenuta, permanga una sufficiente idoneità alla difesa, se pur ovviamente ridotta.

2.1 STABILITA' DEI FRANGIFLUTTI DISTACCATI

Per i frangiflutti convenzionali e i frangiflutti sommersi le verifiche di stabilità vengono effettuate mediante relazioni sperimentali ricercando il numero di stabilità $H_{si}/\Delta D_{n50}$ per un prefissato danneggiamento S.

Per i frangiflutti convenzionali la relazione di partenza è quella di Van der Meer; per i frangiflutti sommersi sono state elaborate relazioni specifiche basate sulle condizioni locali di altezza e lunghezza d'onda (numero di stabilità spettrale N_S^*).

Lo stesso parametro è considerato per individuare la stabilità statica limite di una scogliera omogenea ("reef breakwater") ovvero la deformazione provocata da un attacco più severo.

Nei Box si forniscono e discutono le relazioni sperimentali di stabilità. In particolare

Box 1 Frangiflutto convenzionale a cresta bassa emergente

Box 2 Frangiflutto sommerso

Box 3 Scogliera omogena

2.2 TRASMISSIONE DELL'AGITAZIONE (V. Box 4)

Le opere a cresta bassa in generale sono caratterizzate da forti valori del coefficiente di trasmissione il cui valore esprime il rapporto tra l'altezza d'onda significativa del moto ondoso trasmesso e quella del moto ondoso incidente

$K_T = H_{st} / H_{si}$

Il valore di K_T varia da circa 0.1 per opere "chiuse" emergenti ($R_c > 0$) a circa 0.8 per opere "aperte" (senza nucleo) sommerse ($R_c < 0$).

Per frangiflutti a stabilità statica e di costituzione convenzionale, dotati cioè di berme superiori, pendenze stabili, i parametri che condizionano K_T sono l'altezza della cresta sul livello di riferimento dell'acqua R_c , l'estensione della berma B, il numero di Iribarren $\xi_{op} = \tan\alpha / \sqrt{H_{si} / L_{op}}$.

Per le scogliere (reef breakwaters) dotate di alti valori di D_{n50} , berme insignificanti, creste poco più alte del livello del mare nella conformazione di progetto (non deformato), compaiono solo il rapporto H_{si}/D_{n50} e la ripidità di picco dell'onda $s_{op} = H_{si} / L_{op}$ (fittizia).

Poiché l'agitazione ondosa nella zona protetta può essere ancora intensa, specie se il frangiflutto è sommerso, può essere interessante determinare lo spettro di energia per verifiche specifiche. Da analisi effettuate si è dedotto che la frequenza di picco si mantiene ma che lo spettro trasmesso, la cui superficie totale è pari a $m_{ot} = (1/4\ H_{st})^2$, ha una forte componente sulle alte frequenze (40% di m_{ot} tra 1.5 f_p e 3.5 f_p secondo lo schema indicativo di Van der Meer).

3. DIFESE RADENTI

3.1 RIVESTIMENTI DI MASSI (V. Box 5)

Si tratta sostanzialmente di scogliere appoggiate alla riva o a terrapieni a quota opportuna per l'uso cui sono destinati (piazzali, strade, ferrovie,...) in relazione al possibile run-up. La difesa è intesa come "irrigidimento" della linea di costa, con scopo perciò di impedirne l'arretramento per erosione.

Il piede della scogliera appare spesso a quota superiore al livello del mare con una striscia di spiaggia antistante, cosicché la scogliera viene sollecitata direttamente dalle onde solo in occasione di mareggiate intense durante le quali la striscia di spiaggia viene asportata e il livello del mare si sopraeleva per fenomeni metereologici e di moto ondoso. Nelle predette condizioni la dimensione dei massi può essere valutata con le relazioni di Van der Meer opportunamente applicate ad es. con P = 0.1 per tener conto che l'effetto degli strati di transizione è pressocchè nullo.

Particolarmente importante, per questo tipo di struttura, è scegliere adeguatamente la quota della fondazione e la sua conformazione.

3.2 SCARPATE (ROCK SLOPES) (V. Box 6)

In alcuni casi, quando ad esempio si devono raggiungere profondità al piede di alcuni metri, come nel caso di riempimenti a mare per formare piazzali o altro, si può ricorrere al versamento di massi di "piccole" dimensioni (10 ÷ 50 Kg) per formare una "spiaggia" su cui il moto ondoso dissipa la sua energia frangendo.

Sotto l'azione delle onde la scarpata si modella con spostamento dei massi verso l'alto e verso il basso, comportamento tipico delle scarpate con pendenza iniziale dell'ordine di 1/3-1/4 .

Un semplice profilo schematico è stato fornito da Van der Meer ed è utile per prevedere se il cumulo versato ha volume sufficiente. Il profilo è attendibile per valori di H_s, T, D_{n50} che soddisfino le relazioni indicate:

$H_o T_o < 500$ con $H_o = H_s / \Delta D_{n50}$; $T_o = T_m \sqrt{g / D_{n50}}$

$H_s / \Delta D_{n50} > 10$

4. CONDIZIONI DI CALCOLO

Anche per le opere di difesa della costa, lo stato di mare di progetto viene determinato a partire dalle condizioni al largo con l'applicazione di modelli di trasformazione che tengono conto dei processi di shoaling, rifrazione, saturazione, ecc... forniti dall'Idraulica Marittima.

Si noti però che nel caso delle opere di difesa la profondità di impianto è spesso molto limitata per cui diventa importante ogni effetto di sopraelevazione del livello del mare e la sua ricaduta sulla valutazione dell'onda locale che tiene in conto i fenomeni propri della propagazione delle onde su basse profondità (effetti di non linearità che alterano la forma spettrale, la distribuzione delle H,...).

Per molte opere si cade spesso nella surf zone delle mareggiate da assumere per il proporzionamento. In tal caso un procedimento pratico può essere quello di Kamphuis (2000), riportato nel **Box 7** , con il quale s'intende determinare l'onda che frange proprio sulla struttura (depth limited design), condizione massimamente gravosa in quanto le onde più alte che hanno franto più al largo hanno dissipato molta energia prima di raggiungere l'opera e quelle più piccole sono meno dannose.

La relazione che fornisce l'altezza dell'onda significativa dello stato di mare in corrispondenza della fascia dei frangenti è, secondo Kamphuis:

$H_{sf} / h_f = 0.56 \exp(3.5\, s)$ (s = pendenza fondo).

Come accennato, fissato un livello di riferimento h che tenga conto di effetti di marea astronomica, barica, di storm surge,.... nella misura più sfavorevole, è necessario determinare anche i contributi del set up da frangimento delle massime onde che hanno franto più al largo e della riflessione delle onde lunghe appartenenti allo stato di mare sulla bassa profondità.

Secondo Kamphuis tale sopraelevazione può essere assunta pari al 10% dell'altezza H_{sf} dell'onda di shoaling e rifrazione che frange al largo sulla profondità h_f ; ciò porta a modificare la predetta profondità h del mare nella zona dell'opera portandola a

$h' = h + 0.1\, H_{sf}$

cosicché l'altezza d'onda di calcolo diventa

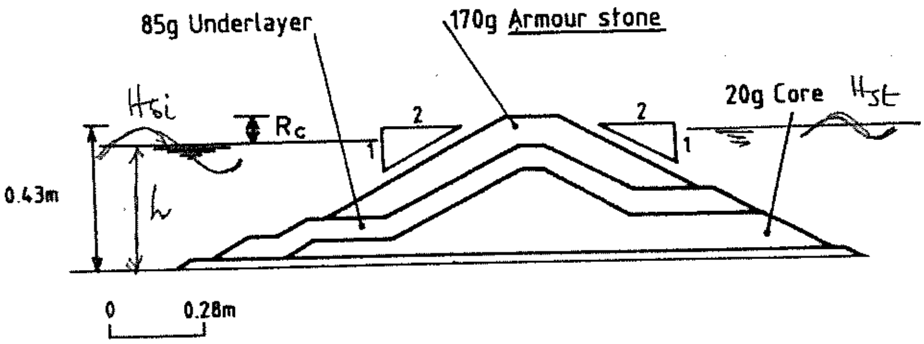
$H_{des} = 0.56\, (h + 0.1\, H_{sf}) \exp(3.5\, s)$.

Si osserva che il valore H_{des} può essere poco differente per stati di mare corrispondenti a periodi di ritorno di 50 anni o di 1 anno (v. esempio di calcolo); per tale motivo Kamphuis suggerisce di tenere conto dell'effetto cumulato nella vita dell'opera (50 anni) moltiplicando per 1.5 l'altezza d'onda H_{des} determinata con riferimento ad un periodo di ritorno uguale alla vita dell'opera (TR = 50 anni).

Box 1

Frangiflutti "convenzionali" a cresta bassa emergenti.

Massi naturali – Stabilità statica.



B) Powell and Allsop (1985) overtopped breakwater

Determinato il D_{n50} con le relazioni di Van der Meer, proprie per frangiflutti "non overtopped", si può ridurre il valore per tener conto che la limitata quota R_c della cresta sul livello del mare riduce l'azione delle onde sulla mantellata.

Il valore di D_{n50} low crest $(D_{n50})_{lc}$ si può ridurre rispetto al D_{n50} non overtopped $(D_{n50})_{no}$ con la relazione che fornisce il reduction factor (r_f) (Van der Meer 1988)

$$(D_{n50})_{lc} = (D_{n50})_{no} * r_f \qquad 0.8 \le r_f \le 1 \text{ v. grafico}$$

$$r_f = 1/(1.25 - 4.8\, R_p^*)$$

$$R_p^* = (R_c/H_{si}) * \sqrt{s_{op}/2\pi}$$

per $0 < R_p^* < 0.052$; $s_{op} = H_{si}/(g T_p^2/2\pi)$

Il D_{n50} così determinato deve essere esteso anche alla mantellata interna, sollecitata dalle lame d'acqua che tracimano.

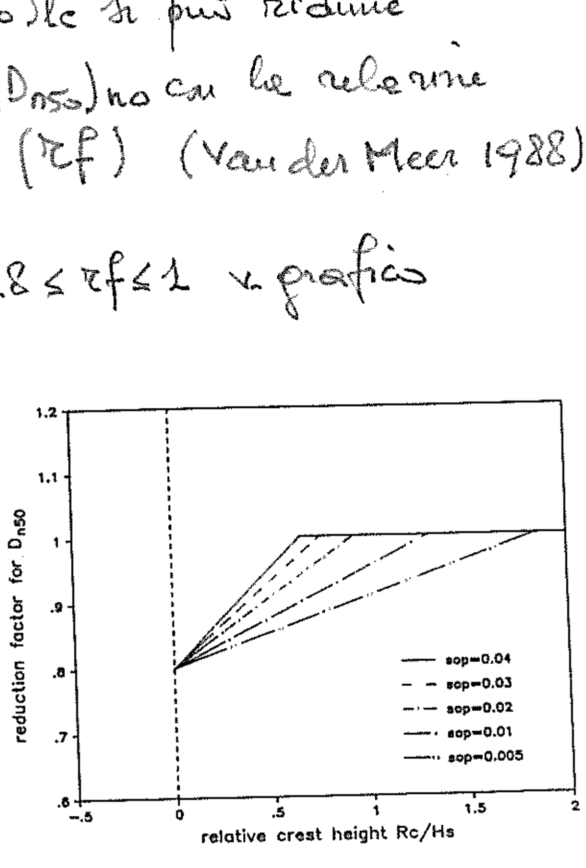


Figure 19. Design curves for low-crested breakwaters (R_c > 0)

Box 1 bis

Table VI-5-24
Rock, Two-Layer Armored Overtopped, but Not Submerged, Low-crested Slopes

* Per il calcolo con i coefficienti parziali vedi Box 5 della parte II

** con il valore usuale $s_{op} = 0.035$ si ha $0 < \frac{R_c}{H_s} < 0.7$

van der Meer (1991) suggested that the van der Meer stability formulae for non-overtopped rock slope, Eqs VI-5-68 and VI-5-69, be used with $f_i D_{n50}$ substituted for D_{n50}. The reduction factor f_i is given as

*
$$f_i = \left(1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}}\right)^{-1} \qquad \text{(VI-5-71)}$$

where R_c is the freeboard, $s_{op} = H_s/L_{op}$, and L_{op} is deepwater wavelength corresponding to the peak wave period. Limits of Eq VI-5-71 are given by

$$0 < \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} < 0.052$$ **

- Some of the earlier results were obtained using monochromatic waves, whereas most of the more recent model tests used irregular waves. Numerous studies have suggested that the monochromatic wave height leading to armor instability roughly corresponds to the significant wave height of irregular waves; however, not all studies have found this correspondence. For preliminary design for nonbreaking wave conditions always use a stability formula based on irregular wave testing if possible. For breaking wave conditions monochromatic wave stability results will be conservative.

- It is generally thought that the higher waves associated with wave groups are responsible for armor layer damage. Typically irregular wave stability model tests use wave trains with assumed random phasing of the spectral components. Over the course of the testing wave groups of differing characteristics impact the structure, and the assumption is that these wave groups are representative of nature. However, it is possible that nonrandom phasing occurs in nature, particularly in shallow water (Andrews and Borgman 1981). Therefore, use of regular wave stability results will be appropriate in some cases.

Box 1ter   Esempio numerico

Frangiflutto convenzionale   (nucleo + strato filtro)

Dimensionamento mantellate esterna e interna (cresta bassa senza massiccio di coronamento)

dati $h = 4\,m$; $H_{si} = 3\,m$; $T_p = 9\,s$; $L_{op} = 126.5\,m$; $L_p = 54.5\,m$

$T_m = 0.82\,T_p = 7.38\,s$; $L_{om} = 85.\,m$; $s_{om} = 0.035$; $s_p = 0.055$

assunto $P = 0.4$; $N = 3000$; $\tan\alpha = 1/2$; $S = 2$; $\Delta = 1.57$

Si ottiene $\xi_{mcr} = \left[6.2\,P^{-0.13}\sqrt{\tan\alpha}\right]^{1/(P+0.5)} = 7.36$

$\xi_{mo} = \tan\alpha/\sqrt{s_{om}} = 2.67 < \xi_{mcr} \Rightarrow$ cond. plunging

$N_s = 6.2\,P^{0.18}\,(S/\sqrt{N})^{0.2}\,\xi_{om}^{-0.5} = 1.66 \Rightarrow D_{n50} = 1.15\,m$

Posto $R_c = 1.5\,m$ si costruisce il fattore di riduzione per cresta bassa

$r_f = \left(1.25 - 4.8\,\frac{R_c}{H_s}\sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}}\right)^{-1} = 0.94$

Si ottiene $D_{n50} = 1.08\,m$ $M_{50} = 3340\,kg$

Frangiflutti di soli massi con uguali condizioni di attacco

Posto $P = 0.6$ e $S = 3$ si ottiene

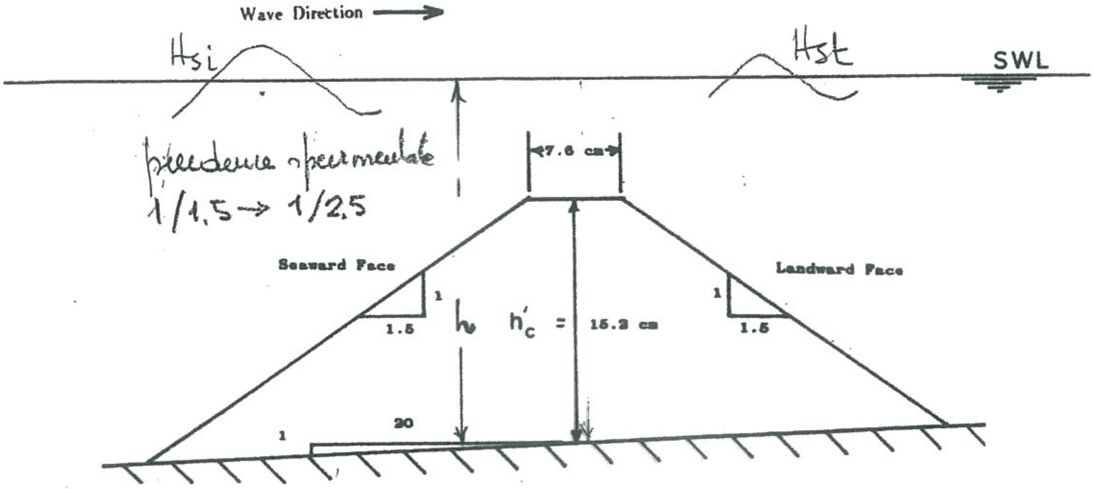
$N_s = 1.94 \Rightarrow D_{n50} = 0.99\,m$

Posto $R_c = 1\,m$ si costruisce il fattore di riduzione $r_f = 0.89$

Si ottiene $D_{n50} = 0.88\,m$ $M_{50} = 1800\,kg$.

Frangiflutti sommersi

Massi naturali. Stabilità statica-



C) Submerged breakwater

Givler and Sorensen (1986)

La relazione di stabilità correla il rapporto h'_c/h con il numero di stabilità spettrale N^*_s e il grado di danneg. S -

N^*_s interpreta l'effetto della ripidità locale dell'onda di attacco -

$N^*_s = H_{si}/\Delta D_{n50} * s_p^{-1/3}$ con $s_p = H_{si}/L_i$; L_i su prof h

La relazione di stabilità che con la preced. fornisce D_{n50} è:

$$h'_c/h = (2.1+0.1S)\exp(-0.14\,N^*_s)$$

S = 2 inizio danneggi

S = 12 danno molto grave (asportazione strato superficiale)

S = 5 il frangiflutto sommerso, se omogeneo, comincia a comportarsi come reef breakwater (v. Box 3)

La relazione di stabilità è proposta per onde non limitate dalla profondità, o quanto meno con distrib. di H prossima alla Rayleigh

La relazione può essere invertita per valutare la dimensione dei massi per diverse condizioni di h'c

$$N^*_s = -\frac{1}{0.14}\ln\left(\frac{h'_c/h}{2.1+0.1S}\right)$$

Box 2bis

Table VI-5-25
Rock, Submerged Breakwaters with Two-Layer Armor on Front, Crest and Rear Slope (van der Meer 1991)

Irregular, head-on waves

$$\frac{h'_c}{h} = (2.1 + 0.1\ S)\ \exp(-0.14\ N_s^*) \qquad \text{(VI-5-72)}$$

where h Water depth

h'_c Height of structure over seabed level ($h - h'_c$ is the water depth over the structure crest).

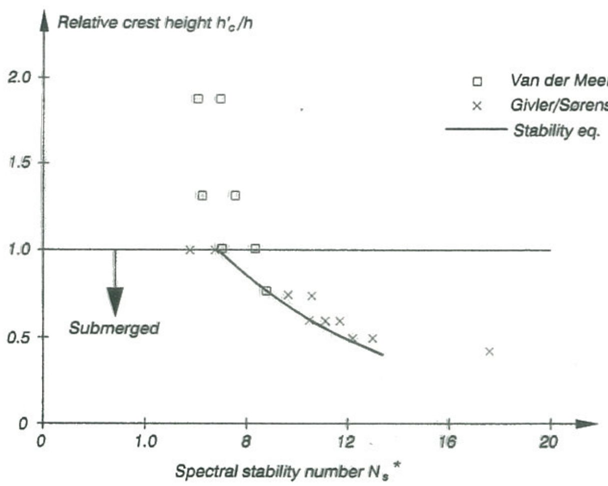
S Relative eroded area

N_s^* Spectral stability number, $N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p^{-1/3}$

Uncertainty of the formula: The uncertainty of Eq VI-5-72 can be expressed by considering the factor 2.1 as a Gaussian distributed stochastic variable with mean of 2.1 and standard deviation of 0.35, i.e., a coefficient of variation of 17%.

Data source: Givler and Sorensen (1986): regular head-on waves, slope 1:1.5

van der Meer (1991): irregular head-on waves, slope 1:2



Esempio numerico $h = 4.m$; $H_s = 3$ m ; $R_c = -1m$; $T_p = 9s$; $S_p = 0.055$

posto $S = 2$ si ha $N_s^* = 8.00$

$N_s = N_s^* \, s_p^{1/3} = 3.05 \Rightarrow D_{n50} = 0.63\,m$

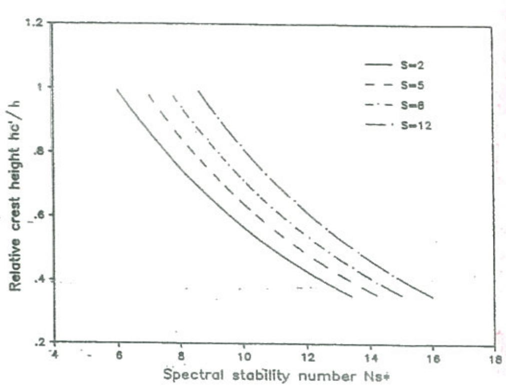
$M_{50} = 660$ kg

posto $S=3$ si ha $N_s^* = 8.30$

$N_s = 3.16 \Rightarrow D_{n50} = 0.60\,m$

$M_{50} = 570$ kg

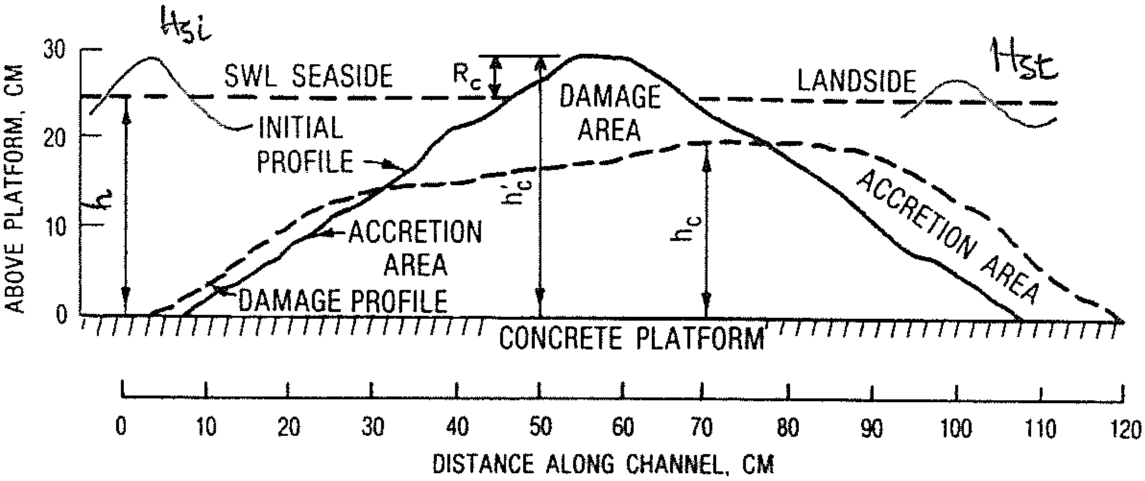
Design curves for sub-merged breakwaters (R_c<0)



Eq. 65 is shown in the graph for three damage levels and can be used as a design graph. Here again S = 2 is start of damage, S = 5-8 is moderate damage and S = 12 is "failure" (lowering of the crest by more than one D_{n50})

Box 3

Scogliera omogenea. Reef breakwater.
Massi naturali. Stabilità dinamica.



A) Cross-sectional view of initial and typical damaged reef profiles (swl denotes still-water level)

Ahrens (1987)

Le relazioni forniscono l'altezza h_c della sezione deformata dall'attacco di un'onda di caratteristiche tali da non poter essere sopportata con stabilità statica.

$h_c = \sqrt{(A_t / \exp(a N_s^*))}$ $\qquad h_{c\,max} = h'_c$ (N_s^* v. Box2)

$a = -0.028 + 0.045\,C + 0.034\, h'_c/h - 6 \cdot 10^{-9} B_n^2$

A_t = area della sezione trasversale

$C = A_t / h'^2_c$ (response slope)

$B_n = A_t / D^2_{n50}$ (bulk number)

ESEMPIO

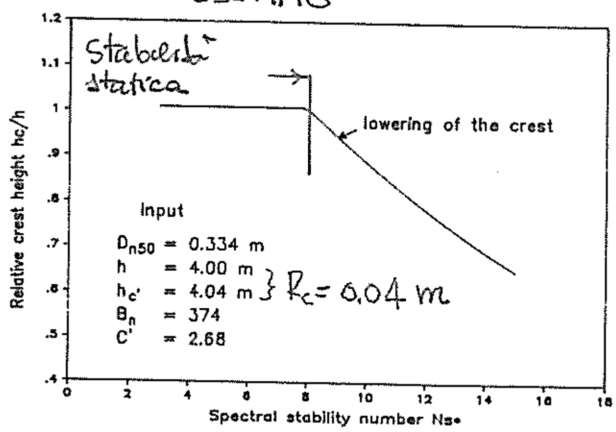


Figure 18. Stability of reef type breakwater

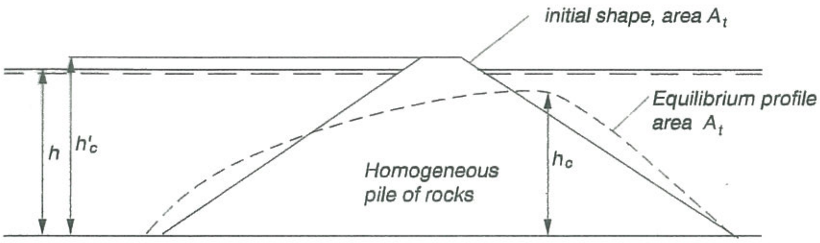
Box 3bis

Table VI-5-27
Rock, Low-Crested Reef Breakwaters Built Using Only One Class of Stone

Irregular, head-on waves

van der Meer (1990)

Trunk cross section of reef breakwater



The equilibrium height of the structure

$$h_c = \sqrt{\frac{A_t}{\exp\left(aN_s^*\right)}} \quad \text{with a maximum of } h'_c \qquad \text{(VI-5-73)}$$

where A_t area of initial cross section of structure

h water depth at toe of structure

h'_c initial height of structure

$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p^{-1/3}$

$a = -0.028 + 0.045 \frac{A_t}{(h'_c)^2} + 0.034 \frac{h'_c}{h} - 6 \times 10^{-9} \frac{A_t^2}{D_{n50}^4}$

Data source: Ahrens (1987), van der Meer (1990)

Esempio numerico $h = 4$ m ; $H_{si} = 3$ m ; $T_p = 9$ s ; $\tan\alpha = 1/2$; $s_p = 0.05$

Posto $h'_c = 4.5$ m ($R_c = 0.5$ m) ; $A_t = 47$ m² (berme di 1.50 m)

si ha $A_t/h'_c = 10.44$ -

Si determina il profilo danneggiato dalla

$$h_c = \sqrt{\frac{A_t}{\exp(a N_s^*)}} \quad \text{con } N_s^* = N_s\, s_p^{-1/3} = \frac{H_{si}}{\Delta}\, 2.63\, \frac{1}{D_{n50}} = \frac{5.02}{D_{n50}}$$

$$a = 0.11 - 6 \cdot 10^{-9} (A_t / D_{n50}^2)^2$$

Posto $D_{n50} = 0.50$ m $\quad h_c = 3.95$ m

$D_{n50} = 0.45$ m $\quad h_c = 3.71$ m

Box 4 coefficiente di trasmissione (Van der Meer)

The mass or nominal diameter of the armor layer of a rubble mound structure is determined by the extreme wave attack that can be expected during the lifetime of the structure. There is a direct relationship between the design wave height and the size of armor rock, which is often given as the stability factor $H_s/\Delta D_{n50}$, where Δ is the relative buoyant density. It can be concluded that the nominal diameter of the armor layer characterises the rubble mound structure. It is, therefore, also a good parameter to characterise both the wave height and the crest height in a dimensionless way.

The relative wave height can then be given as H_s/D_{n50}, in accordance with the stability factor, and the relative crest height by R_c/D_{n50}, being the number of rocks that the crest level is above or below still-water level.

Moreover, a separation into H_s/D_{n50} and R_c/D_{n50} enables a distinction between various cases. For example, low H_s/D_{n50} values (smaller than 1 to 2) produce low waves traveling through the crest and high H_s/D_{n50} values (3 to 5) yield situations under extreme wave attack. Finally, D_{n50} can be used to describe other breakwater properties as the crest width B. This yields the parameter B/D_{n50}.

The primary parameters for wave transmission can now be given as

Relative crest height:	R_c/D_{n50}
Relative wave height:	H_s/D_{n50}
Fictitious wave steepness:	s_{op}
And possibly:	B/D_{n50} .

The outcome of the analysis on wave transmission, including the data of Daemen (1991), was a linear relationship between the wave transmission coefficient C_t and the relative crest height R_c/D_{n50}, which is valid between minimum and maximum values of C_t. In Fig. 23, the basic graph is shown. The linearly increasing curves are presented by

$$C_t = a\frac{R_c}{D_{n50}} + b \tag{40}$$

with

$$a = 0.031\frac{H_i}{D_{n50}} - 0.24\ . \tag{41}$$

Equation (41) is applicable for conventional and reef-type breakwaters. The coefficient "b" for conventional breakwaters is described by

$$b = -5.42 s_{op} + 0.0323\frac{H_i}{D_{n50}} - 0.0017\left(\frac{B}{D_{n50}}\right)^{1.84} + 0.51\ , \tag{42}$$

and for reef-type breakwaters by

$$b = -2.6 s_{op} - 0.05\frac{H_i}{D_{n50}} + 0.85\ . \tag{43}$$

The following minimum and maximum values are derived:

Conventional breakwaters:
Minimum: $C_t = 0.075$; maximum: $C_t = 0.75$. (44)

Reef-type breakwaters:
Minimum: $C_t = 0.15$; maximum: $C_t = 0.60$
for $R_c/D_{n50} < -2$, linearly increasing to $C_t = 0.80$ for $R_c/D_{n50} = -6$. (45)

Box 4 bis

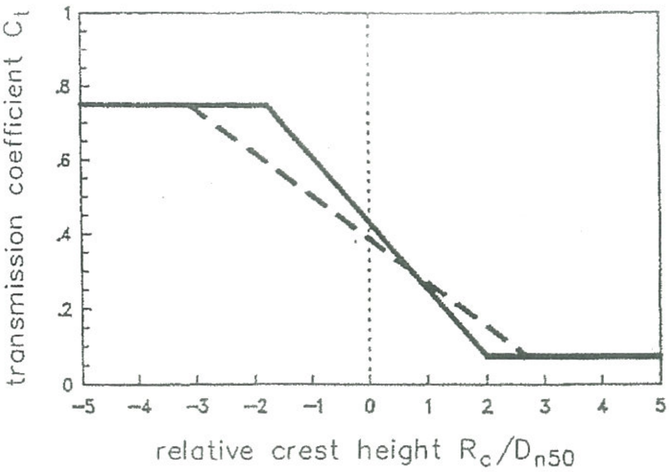


Fig. 23. Basic graph for wave transmission.

The analysis was based on various groups with constant wave steepness and a constant relative wave height. The validity of the wave transmission formula (Eq. 40) corresponds, of course, with the ranges of these groups that were used. The formula is valid for

$$1 < H_s/D_{n50} < 6 \text{ and } 0.01 < s_{op} < 0.05\,.$$

Both upper boundaries can be regarded as physically bound. Values of $H_s/D_{n50} > 6$ will cause instability of the structure and values of $s_{op} > 0.05$ will cause waves breaking on steepness. In fact, boundaries are only given for extremely low wave heights relative to the rock diameter and for very low wave steepnesses (low swell waves).

The formula is applicable outside the range given above, but the reliability is low. Figure 24 shows the measured wave transmission coefficient versus the calculated one from Eq. (40) for various data sets of conventional breakwaters. The reliability of the formula can be described by assuming a normal distribution around the line in Fig. 24. With the restriction of the range of application given above, the standard deviation amounted to $\sigma(C_t) = 0.05$, which means that the 90% confidence levels can be given by $C_t \pm 0.08$. This is a remarkable increase in reliability compared to the simple formula given by Eqs. (37)–(39) and Fig. 22, where a standard deviation of $\sigma(C_t) = 0.09$ is given. -2

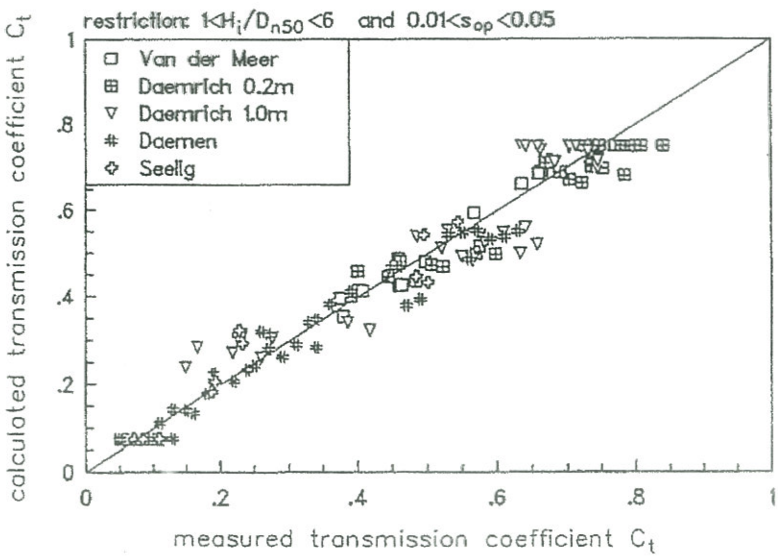


Fig. 24. Calculated (Eq. 40) versus measured wave transmission for conventional breakwaters.

The reliability of the formula for reef-type breakwaters is more difficult to describe. If only tests are taken where the crest height had been lowered to less than 10% of the initial height h'_c, and the test conditions lie within the range of application, the standard deviation amounts to $\sigma(C_t) = 0.031$. If the restriction on the crest height is not taken into account, the standard deviation amounts to $\sigma(C_t) = 0.054$.

Box 4 ter

Coefficienti di trasmissione valutati per i diversi esempi proposti, utilizzando la formula (40) del Box 4

Frangiflutti convenzionali (Box 1 ter), posto $B = 3m$ (almeno 3 mas

$$C_t = \left(0.031\frac{H_{si}}{D_{n50}} - 0.24\right)\frac{R_c}{D_{n50}} + \left[-5.42\, s_{op} + 0.0323\frac{H_{si}}{D_{n50}} - 0.0017\left(\frac{B}{D_{n50}}\right)^{1.84} + 0.51\right] = 0.15$$

Frangiflutto di soli massi (reef) (Box 1 ter)

$$C_t = \left(0.031\frac{H_{si}}{D_{n50}} - 0.24\right)\frac{R_c}{D_{n50}} + \left(-2.6\, s_{op} - 0.05\frac{H_{si}}{D_{n50}} + 0.85\right) = C$$

Frangiflutti sommerso (Box 2 bis)

$S = 2$ $\quad C_t = 0.58$

$S = 3$ $\quad C_t = 0.60$

- SPETTRO TRASMESSO

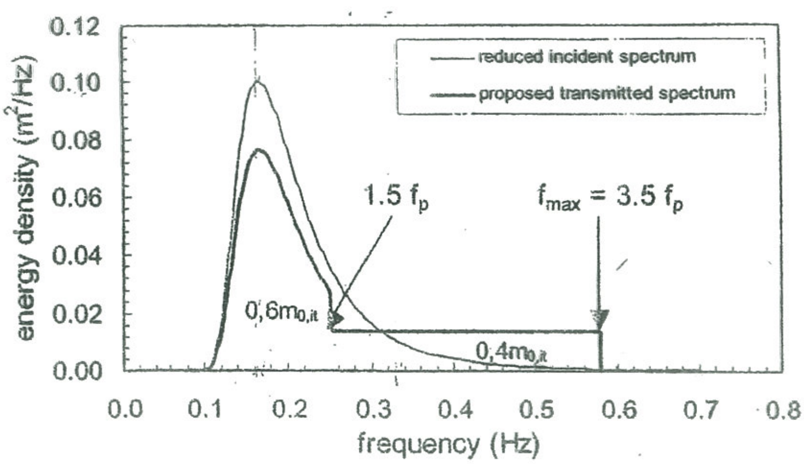
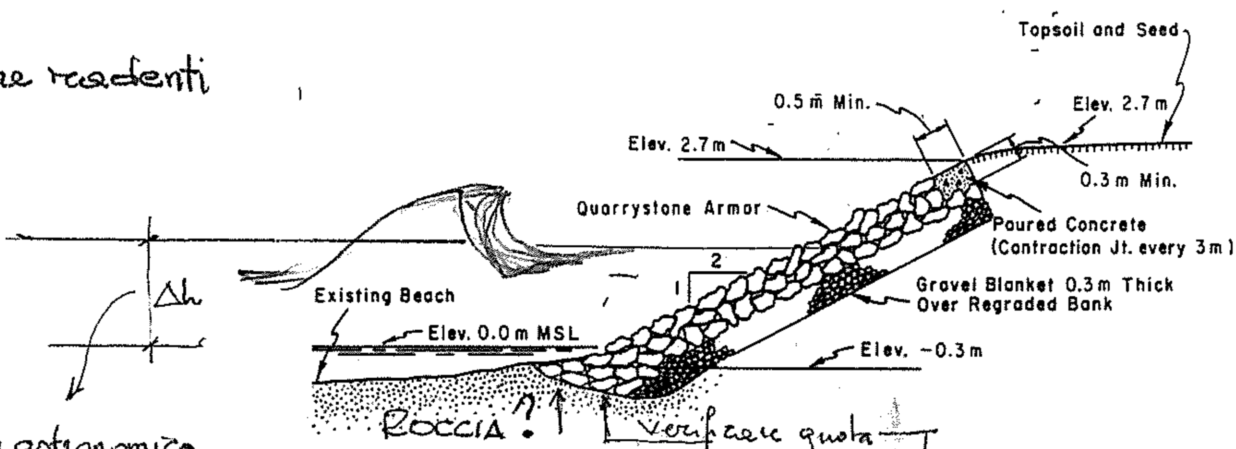


Figure 7. Proposed method by Van der Meer et al. (2000) for transmitted spectrum

Box 5

Scogliere radenti



marea astronomica
storm surge
wave set-up

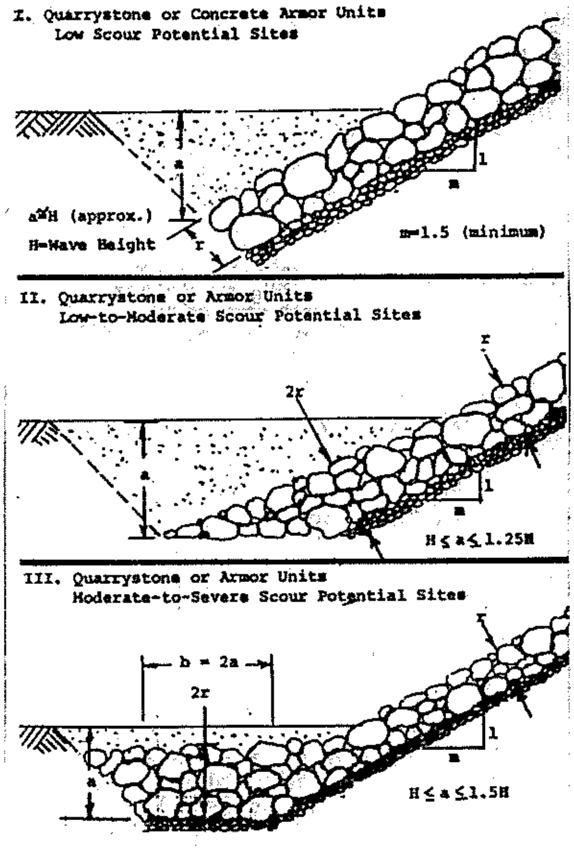
Figure 6-10. Quarrystone revetment. SPM 1984

V.d.Meer $P=0.1$ $S=2$

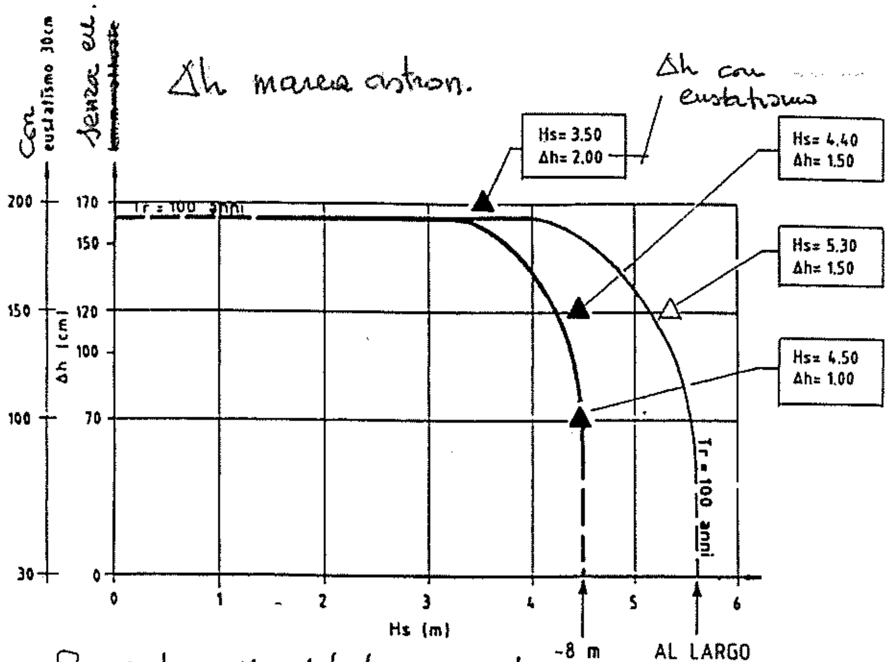
$$H_s/\Delta D_{n50} = 6.2\,P^{0.18}\left(S/\sqrt{N}\right)^{0.2}\xi_m^{-0.5} \quad \text{pl.}$$

$$H_s/\Delta D_{n50} = 1.0\,P^{-0.13}\left(S/\sqrt{N}\right)^{0.2}\sqrt{\cot\alpha}\;\xi_m^{-P} \quad \text{surg.}$$

$$\xi_{mc} = \left\{6.2\,P^{0.31}\sqrt{\tan\alpha}\right\}^{1/(P+0.5)}$$



Pilarczyk Fig. 37a Revetment toe
Coastal Prot. 1990



Risultati della statistica H − Δh per T_2 = 100 anni

Dati di progetto litorali veneziani

- VITA UTILE DELL'OPERA: 60 ANNI
- PROBABILITA' DI SUPERAMENTO IN QUESTO PERIODO: 50%
- TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO: 100 ANNI
- AUMENTO DEL LIVELLO MEDIO MARE PER EUSTATISMO: 30cm IN 60 ANNI

Box 5 bi's

TAV, 2002

During design or safety assessment of a dike, the crest height does not just depend on wave run-up or wave overtopping. Account must also be taken of a reference level, local sudden gusts and oscillations (leading to a corrected water level), setting and an increase of the water level due to sea level rise.

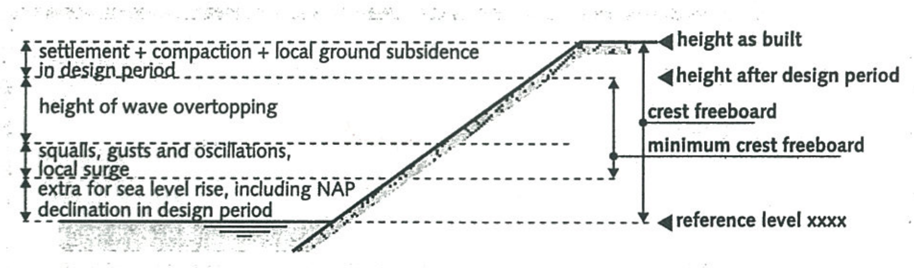


Figure 2: important aspects during calculation or assessment of dike height

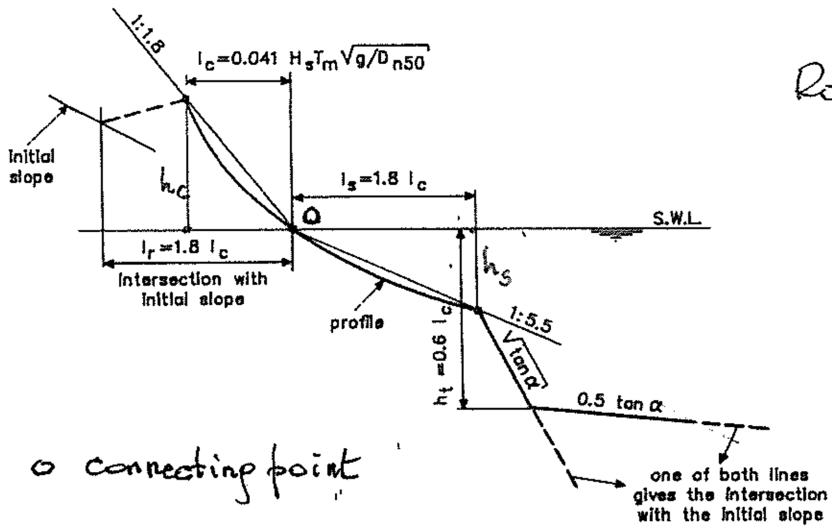
The structure height of a dike is composed of the following contributions; see also the Guidelines for Sea and Lake Dikes [TAW, 1999-2]:

a. the reference level with a probability of being exceeded corresponding to the legal standard;
b. the high water increase or lake level increase during the design period;
c. the expected local ground subsidence during the design period;
d. the bonus due to squalls, gusts, seiches and other local wind conditions;
e. the expected decrease in crest height due to settling of the dike body and the undersoil during the design period;
f. the wave run-up height and the wave overtopping height.

Contributions (a) to (d) cannot be influenced, whereas contribution (e) can be influenced. Contribution (f) also depends on the outer slope, which can consist of various materials, such as an asphalt layer, a cement-concrete dike covering (stone setting) or grass on a clay layer. A combination of these types is also possible. Slopes are not always straight, and the upper and lower slope may have different slopes if a berm has been applied. The design of a covering layer is not dealt with in this report. However, the aspects related to berms, slopes and roughness elements are dealt with when they have an influence on wave run-up and wave overtopping.

Box 6

Rock slopes



Rock slopes $H_0T_0 < 500$

$H_s/\Delta D_{n50} > 10$

$H_0 = H_s/\Delta D_{n50}$

$T_0 = T_m\sqrt{g/D_{n50}}$

Figure 23. Simple schematised profile of rock and gravel beaches

$H_s/\Delta D_{n50} > 10$ significa:

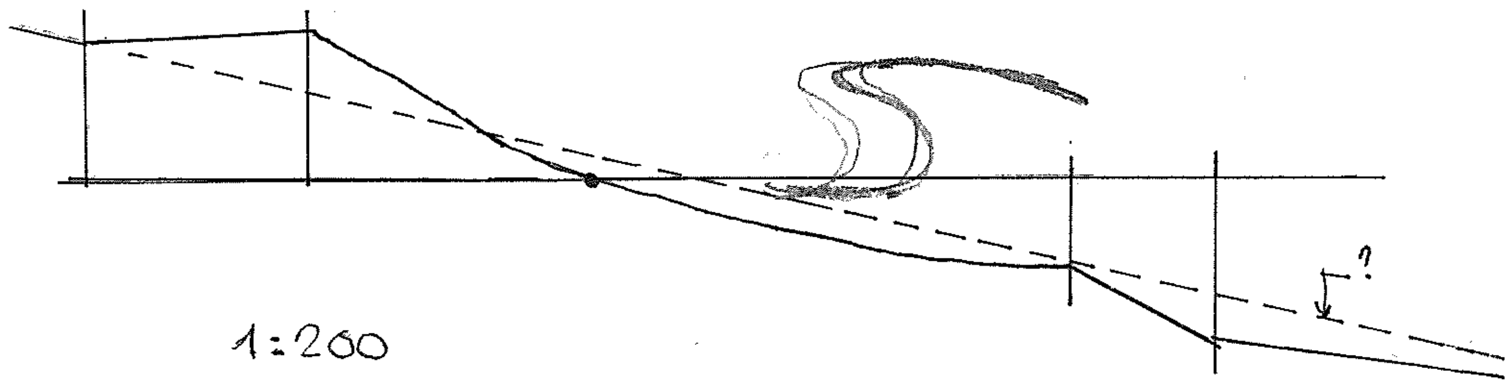
($\rho = 2650\ \mathrm{Kg/m^3}$)

H_s (m)	D_{n50} (m)	M_{50} (Kg)
2	0,13	6
3	0,19	20
4	0,25	40

Esempio: in. slope $1/4 = \tan\alpha$; $\sqrt{\tan\alpha} = 1/2$; $0.5\tan\alpha = 1/8$

$D_{n50} = 0{,}25$ m ; $\Delta = 1.57$; $H_s = 3.5$ m ; $T_m = 8$ s ; $H_s/\Delta D_{n50} = 9$; $H_0T_0 = 450$

$l_c = 7.2$ m ; $h_c = 4$ m ; $l_r = l_s = 13$ m ; $h_s = 2.4$ m ; $h_t = 4.3$ m



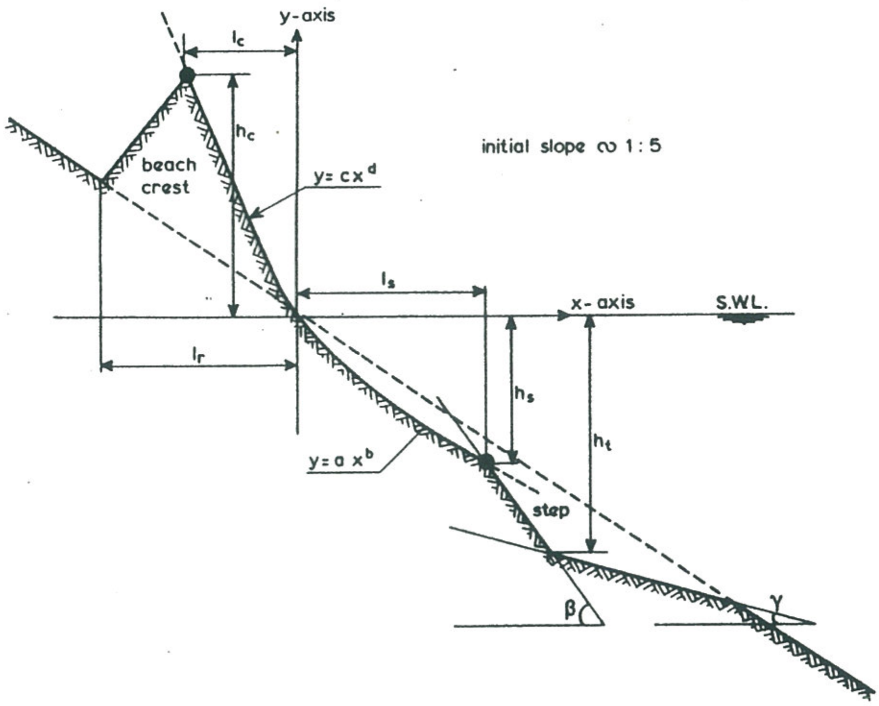


Fig. 8. Schematised profile on a 1:5 initial slope

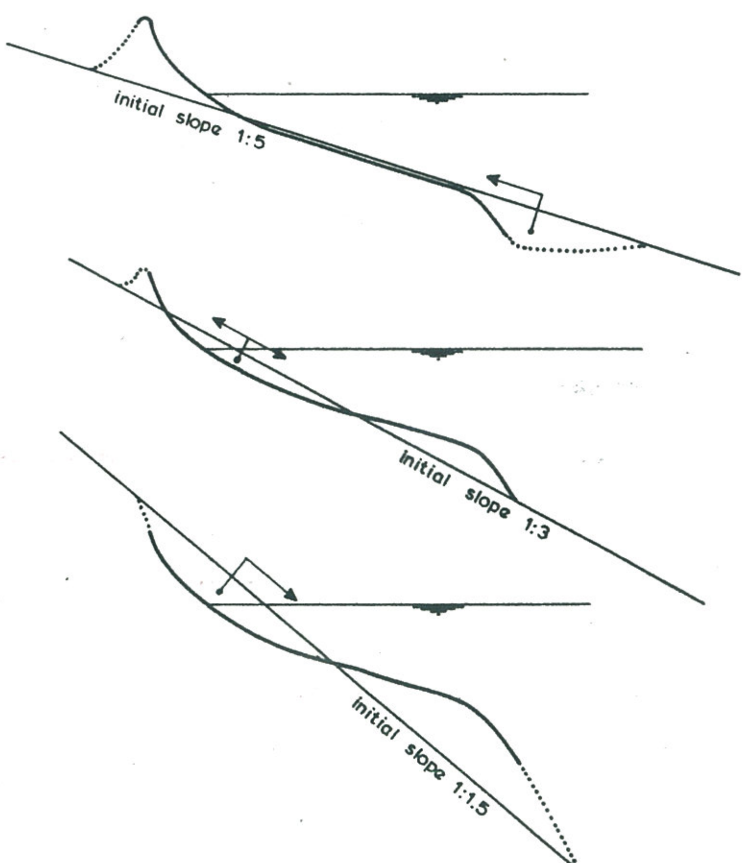
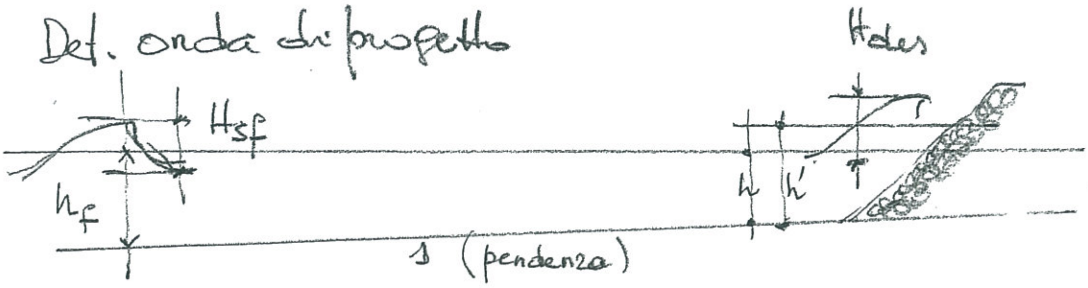


Fig. 9. Examples of profiles for different initial slopes

Box 7

Det. onda di progetto



Schema Kamphuis 2000: $(H_s/h)_f = 0.56\, e^{3.5 s}$ cond. frang.

$h' = h + 0.1\, H_{sf}$ $\quad H_{sf}$ = onda di shoaling, rifer. frangente con TR = TL

$H_{des} = 0.56\, h'\, e^{3.5 s}$ $\qquad$ $h = 3$ m

Esempio $h = 3$ m'' onde da tabella $s = 0.02$ TL = 50 anni

T_R = 50 anni $\quad H_{sf} = 5.4$ m $\quad h' = 3.54$ m $\quad H_{des} = 2.12$ m

T_R = 1 anno $\quad H_{sf} = 3.8$ m $\quad h' = 3.38$ m $\quad H_{des} = 2.03$ m

Poiché 2.03 m è poco diverso da 2.12 si deve ipotizzare una ripetitività del fenomeno. Kamphuis suggerisce

$(H_{des})_{cum} = 1.5 \times H_{des}$ con T_R = 50 anni

$(H_{des})_{cum} = 3.18$ m !

Ho=5.70
Tp=10.2
alfao= 30
Sb=0.02

T_R = 50 anni $\quad H_{sf} = 5.4$ m
$h' = 3.54$ m

~9

h	L	cg	Ksh	Kre	Hsr	HfK	alfa
12.00	102.07	8.56	0.96	0.96	5.25	7.21	18.31
11.00	98.41	8.36	0.98	0.95	5.30	6.61	17.63
10.00	94.49	8.14	0.99	0.95	5.37	6.01	16.91
9.80	93.66	8.09	0.99	0.95	5.38	5.89	16.76
9.70	93.25	8.06	0.99	0.95	5.39	5.83	16.68
9.60	92.84	8.03	1.00	0.95	5.39	5.77	16.60
9.50	92.42	8.01	1.00	0.95	5.40	5.71	16.53
9.40	91.99	7.98	1.00	0.95	5.41	5.65	16.45
9.30	91.56	7.96	1.00	0.95	5.42	5.59	16.37
9.20	91.13	7.93	1.00	0.95	5.43	5.53	16.29
9.10	90.70	7.90	1.00	0.95	5.43	5.47	16.21
9.00	90.26	7.87	1.01	0.95	5.44	5.41	16.13
8.80	89.37	7.82	1.01	0.95	5.46	5.29	15.97

Ho= 4.00
Tp= 8.3
alfao= 30
Sb= 0.02

T_R = 1 anno $\quad H_{sf} = 3.8$ m
$h' = 3.38$ m

~6.30

h	L	cg	Ksh	Kre	Hsr	HfK	alfa
12.00	79.49	7.58	0.92	0.97	3.57	7.21	21.69
11.00	76.95	7.48	0.93	0.96	3.59	6.61	20.96
10.00	74.17	7.35	0.94	0.96	3.61	6.01	20.17
9.80	73.59	7.32	0.94	0.96	3.61	5.89	20.00
9.60	72.99	7.29	0.94	0.96	3.62	5.77	19.83
9.40	72.37	7.25	0.95	0.96	3.63	5.65	19.66
9.20	71.76	7.22	0.95	0.96	3.63	5.53	19.49
9.00	71.13	7.18	0.95	0.96	3.64	5.41	19.31
8.80	70.48	7.15	0.95	0.96	3.65	5.29	19.12
8.60	69.82	7.11	0.95	0.96	3.65	5.17	18.94
8.40	69.16	7.07	0.96	0.96	3.66	5.05	18.75
8.20	68.47	7.02	0.96	0.96	3.67	4.92	18.56
8.00	67.78	6.98	0.96	0.96	3.68	4.80	18.37
7.80	67.07	6.93	0.97	0.95	3.69	4.68	18.17
7.60	66.34	6.89	0.97	0.95	3.70	4.56	17.96
7.40	65.60	6.84	0.97	0.95	3.71	4.44	17.76
7.20	64.84	6.78	0.98	0.95	3.73	4.32	17.54
7.00	64.07	6.73	0.98	0.95	3.74	4.20	17.33
6.80	63.28	6.67	0.99	0.95	3.75	4.08	17.11
6.60	62.48	6.61	0.99	0.95	3.77	3.96	16.88
6.40	61.65	6.55	0.99	0.95	3.78	3.84	16.65
6.20	60.80	6.49	1.00	0.95	3.80	3.72	16.42
6.00	59.95	6.42	1.00	0.95	3.82	3.60	16.18