



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI GENOVA  
**DICAT**

Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell' Ambiente e del Territorio  
16145 GENOVA - Via Montallegro, 1 - Tel. 39 - 010 3532491 - Fax 39 - 010 3532546

**SANDRO STURA**

# **APPUNTI DI COSTRUZIONI MARITTIME**

**PARTE I: OPERE FORANEE DI DIFESA DEI PORTI**  
**PARTE II: CRITERI DI SICUREZZA E ANALISI DI RISCHIO**  
**PARTE III: OPERE DI DIFESA DELLA COSTA**

**Genova 2010**



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI GENOVA

DICAT

Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio  
16145 GENOVA - Via Montallegro, 1 - Tel. 39 - 010 3532491 - Fax 39 - 010 3532546

**PARTE I:**  
**OPERE FORANEE DI DIFESA DEI PORTI**  
**Box 1 a 40**

## PARTE I OPERE DI DIFESA DEI PORTI

### 1.3 I PRINCIPALI TIPI DI OPERE DI DIFESA DEI PORTI

Le opere di difesa dei porti, dette anche dighe marittime, sono sostanzialmente di due tipi:

- opere a gettata di massi, denominate anche dighe a scogliera;
- opere a paramento verticale, dette anche dighe a parete.

La scelta del tipo da adottarsi è operata in base a molteplici considerazioni.

Dal punto di vista idraulico si adottano dighe a parete quando si prevede che sulla profondità di impianto le onde sostanzialmente non siano in condizioni prossime al frangimento e quando la statistica degli eventi estremi sia adeguatamente nota, non essendo opere agevolmente riparabili dai danni subiti durante un evento di caratteristiche più severe del previsto.

Dal punto di vista costruttivo la scelta è legata alla disponibilità dei materiali da costruzione, dei mezzi di cantiere, dal clima meteorologico della zona (giornate di operatività dei mezzi marittimi), dalla disponibilità di maestranze, dalla possibilità di installare in loco o a distanza economicamente convenienti cantieri di prefabbricazione e così via.

Due sezioni tipiche di opere di difesa, a gettata e a parete, sono riportate nella figura 1.1; entrambe appartengono alla diga di Brindisi-Punta Riso. La prima si riferisce al tratto che va da terra fino alla batimetria di -25 m dello sviluppo di circa m 1400; la seconda parte, dello sviluppo di circa m 1000 si riferisce al tratto da -25 m a -30 m..

## 1. CONSIDERAZIONI GENERALI

### 1.1 LE COSTRUZIONI MARITTIME

Nella accezione generale si considerano “costruzioni marittime” quelle opere costruite in mare per la realizzazione di complessi portuali (opere interne ed esterne), per la difesa delle coste o opere specifiche quali sistemazioni dello sfocio di corsi d'acqua o di collegamento con specchi acquedotti interni, prese o sostituzioni d'acqua di impianti, condotte sottomarine, opere offshore per l'accosto di petroliere, piattaforme petrolifere e così via.

Nei punti che seguono si prendono in considerazione soprattutto le opere foranee di difesa dei porti con un cenno su quelle per la difesa delle coste. Gli argomenti vengono sviluppati sia nel testo sia nei Box richiamati che contengono la parte “operativa” della materia e il cui uso favorisce la continuità dell'esposizione; in essi si forniscono eventuali cenni bibliografici.

### 1.2 IL PROGETTO DELLE OPERE DI DIFESA PORTUALE

La progettazione delle opere di difesa portuale prevede, come fase iniziale, la scelta della disposizione planimetrica (lay-out) idonea per il conseguimento del risultato desiderato: tranquillità dello specchio acqueo; protezione dagli interrimenti; accessibilità da parte delle navi in condizioni avverse; disponibilità di spazi operativi.

Nella presente parte si prescinde da queste considerazioni di pianificazione e si fa specifico riferimento alla progettazione di opere la cui posizione sia già stata fissata.

La progettazione delle opere di difesa prevede inoltre una specifica valutazione delle condizioni geologico/geotecniche del sito su cui si intende costruire l'opera. Anche tali verifiche vengono trascurate o semplicemente accennate nei punti che seguono, indicando solamente quando devono essere approfondite ai fini del calcolo della stabilità dell'opera.

La progettazione dell'opera di difesa prevede infine una dettagliata e approfondita conoscenza delle onde di attacco, cioè dello stato di mare da assumere per le verifiche inerenti la risposta idraulica e la risposta di stabilità dell'opera in progetto. Nella presente PARTE I si riterrà che tale stato di mare sia già stato precedentemente determinato.

Detta valutazione, che richiede la conoscenza del clima ondoso locale e decisioni sulla probabilità di superamento dello stato limite assunto (di esercizio o ultimo) nella vita utile di esercizio dell'opera, verrà considerata nella PARTE II con un approccio “probabilistico”.

## 2. DIGHE A GETTATA

### 2.1 COSTITUZIONE TIPICA

Nella figura 2.1 è rappresentata la sezione schematica di una diga a gettata con indicazione delle parti che la compongono. La sezione si riferisce a una diga "alta", dotata di massiccio di coronamento con muro paraonde. Tale tipologia è normalmente adottata per la protezione di porti importanti, per i quali risulta utile la percorribilità della diga. In altri casi il massiccio di coronamento può non essere presente.

In dettaglio, nella sezione indicata si vedono:

- un nucleo di materiale di cava, ottenuto solitamente per coltivazione con esplosivo, non selezionato granulometricamente (tout-venant o quarry run) ma raccolto in modo da evitare la presenza di materiale troppo fine e scartando i pezzi troppo grossi;
- un rivestimento esterno (mantellata) di elementi naturali (massi di cava) o artificiali (di calcestruzzo), elementi dotati di dimensioni (massa o peso) e forme sufficienti per conferire alla mantellata la stabilità sotto l'azione delle onde di attacco;
- uno o più strati "filtro" che consentono la transizione, dal punto di vista granulometrico, tra gli elementi della mantellata e il materiale piccolo del nucleo;
- una "berma" di massi, che può trovarsi direttamente sul fondo o ad una quota più elevata per le dighe su alti fondali, che ha la funzione di contenere al piede la mantellata (opera al piede),
- una mantellata interna per la protezione della scarpata lato porto, anch'essa estesa per tutto lo sviluppo della scarpata o limitata al disopra di una quota;
- il massiccio di coronamento con muro paraonde e piattaforma di circolazione.

### 2.2 LE VERIFICHE PROGETTUALI

Nel proporzionamento di una diga a scogliera si eseguono, con riferimento al livello del mare opportunamente scelto in funzione delle possibili oscillazioni di marea, verifiche relative alla "risposta idraulica" e verifiche relative alla "risposta di stabilità". Le prime sono finalizzate principalmente alla ricerca della geometria da attribuire al profilo della diga, in particolare della quota del ciglio del muro paraonde; le seconde riguardano i calcoli di stabilità delle parti sollecitate dalle onde.

In realtà le verifiche vengono condotte in parallelo in quanto interagenti.

E' importante osservare che in ogni caso per le citate verifiche si utilizzano relazioni di origine sperimentale o risultati di ricerche progettuali condotte su modello fisico: la applicabilità di tali relazioni al caso in esame deve essere valutata con attenzione.

### 2.3 VERIFICHE RELATIVE ALLA STABILITA' DELLA MANTELLATA

#### 2.3.1 Dimensionamento dei massi

E' solitamente la prima valutazione che il progettista esegue in quanto ad essa sono legate molte scelte successive.

Per dimensionamento della mantellata si intende innanzitutto la determinazione del tipo e della massa degli elementi che rendono la mantellata, di pendenza prefissata ma da controllare, stabile sotto l'azione dell'onda di progetto.

Tale azione è in realtà molto complessa dal punto di vista idrodinamico, con pressioni locali dovute all'urto dell'onda sulla parete esposta e pressioni all'interno dell'ammasso che tendono ad estrarre gli elementi dalla mantellata, azioni di trascinamento nella fase ascendente e discendente dell'onda sulla scarpata e così via. Tale azione destabilizzante è sopportata dalla mantellata in virtù del peso (ora più frequentemente si fa riferimento alla massa) e dell'interconnessione degli elementi che la costituiscono.

Il calcolo della massa M che gli elementi di una certa forma, costituenti una mantellata avente un angolo di inclinazione  $\alpha$  sull'orizzontale (si usa la pendenza  $\tan\alpha$  o più spesso il suo inverso  $\cot\alpha$  per esprimere la pendenza in termini di  $1/b$ , con b appunto uguale a  $\cot\alpha$ ), sottoposti all'azione di una successione di onde di altezza H devono avere affinché la mantellata sia stabile, può essere effettuato con la formula di Hudson, (1953, 1958) derivata da precedenti studi sperimentali di Iribarren.

La formula è la seguente

$$M = \frac{\rho_r H^3}{(\rho_r / \rho_a - 1)^3 K_D \cot \alpha}$$

In essa, oltre ai termini già specificati:

$\rho_r$  è la densità del masso, che influisce molto sul valore di M;

$\rho_a$  è la densità dell'acqua di mare (1030 kg/m<sup>3</sup>);

$K_D$  è un coefficiente, ricavato sperimentalmente, che congloba:

- le caratteristiche dell'elemento (forma, angolo d'attrito dell'ammasso, porosità, ...)
- la zona della mantellata in esame e cioè la sua esposizione (sezione corrente, testata);
- il tipo dell'azione esercitata dalle onde, frangenti o non frangenti nella propagazione libera verso terra sulla profondità d'impianto della diga.

Nel Box 1 è riportata la tabella dei valori di  $K_D$  desunta dallo Shore Protection Manual, edizione 1984, per i massi naturali e per gli elementi artificiali "tradizionali" esistenti alla data indicata.

La pendenza  $1/b$  della scarpata nella sezione corrente varia da  $1/3$  a  $1/2$  (talvolta  $1.5$ ) per le scarpate di massi naturali, da  $1/2$  a  $1/1.5$  per la scarpate di elementi artificiali (v. figura 2.2). L'esecuzione della mantellata viene effettuata in doppio strato ( $n=2$ ) con posa "random" ("alla rinfusa"); ciò non significa che non ci sarà cura nella posa in opera che viene effettuata con gru (da terra o da pontone galleggianti) da parte di personale esperto, con eventuale programma di posa ma senza un vero e proprio disegno.

Massi artificiali di più recente introduzione, gli Acropodi e i Core-lock, vengono posti su pendenze anche più accentuate,  $1/1.33$ , in singolo strato ( $n=1$ ). Per questi elementi le case produttrici suggeriscono, per la sezione corrente,  $K_D=12$  a  $K_D=10$  per gli acropodi, rispettivamente per onda non frangente e frangente, e  $K_D=16$  per i core-lock indicato per onde non frangenti.

La scelta tra massi naturali e artificiali dipende dalla disponibilità del "materiale" (massi naturali con massa mediana superiore a 10,000 kg sono difficilmente reperibili in sufficiente quantità), da fattori estetici (spesso i massi naturali sono preferiti specie per i porti turistici) e, ovviamente, da valutazioni di carattere economico (gli elementi artificiali possono costare di più dei massi naturali a parità di superficie di mantellata ma il volume complessivo della diga può risultare minore per le maggiori pendenze adottabili).

Nel caso dei massi naturali il valore di  $M$  ottenuto deve intendersi come valore mediano  $M_{50}$  e l'intervallo di massa degli elementi si assume variabile, per massi di grandi dimensioni, da 0.75 a 1.25  $M_{50}$  con l'attenzione che almeno il 50% degli elementi abbia massa maggiore di  $M_{50}$ . Con tale pratica si ottengono mantellate sufficientemente chiuse (vuoti pari a circa il 40%) e adeguatamente permeabili oltreché agevolmente costruibili. Nel Box 2 è proposto un range, elaborato a partire da dati di Van der Meer, che si restringe con l'aumentare di  $M_{50}$ .

Le mantellate di elementi artificiali sono costituite da massi tutti uguali tra di loro. Non si adottano soluzioni miste naturali/artificiali anche per la maggiore durezza e robustezza dei massi naturali che nel movimento, ammissibile per le onde più severe, possono provocare lesioni ai massi di calcestruzzo. Per prevedere lo spessore della mantellata si veda lo stesso Box2 nel quale si fornisce un'indicazione anche su un elemento da sottoporre a controllo durante la costruzione, la cosiddetta densità di posa in opera, cioè il numero medio di massi per unità di superficie di mantellata (numero di massi per  $m^2$ ) che deve risultare pari a quello per cui i coefficienti di stabilità sono stati valutati.

Sotto l'azione di onde di altezza superiore a quella di calcolo la mantellata può subire un danneggiamento, espresso, nella sperimentazione che ha condotto alla formula di Hudson, come percentuale di massi spostati riferita al totale dei massi presenti nella zona critica (tra la cresta e una profondità pari circa a  $H$ ). Si noti che i valori di  $K_D$  del Box 1, pur essendo considerati di danno pressoché nullo, corrispondono ad un danneggiamento 0-5%, considerato accettabile e tale da non compromettere l'integrità della mantellata.

Nel Box 3 è riportata una tabella mediante la quale è possibile: determinare, in fase di verifica, il danneggiamento se l'altezza d'onda effettiva supera il valore  $H$  assunto per il dimensionamento dei massi; conoscere, in fase progettuale, il  $K_D$  da adottarsi nel caso si assuma a priori un danneggiamento superiore al 5%.

La formula di Hudson, come quella precedente di Iribarren (qui non riportata) che ha aperto il campo alla sperimentazione, è stata elaborata in anni in cui non erano ancora disponibili apparati sperimentali con generatori in grado di realizzare onde irregolari proprie di stati di mare reali. Le onde generate erano onde regolari con assegnata altezza  $H$ . Nell'applicazione della formula si presenta la difficoltà della scelta dell'altezza d'onda caratteristica da inserire in essa. Lo Shore Protection Manual 1977 proponeva l'adozione di  $H_{1/3}$ ; quello del 1984 l'adozione di  $H_{1/10}$  con ricaduta sul valore di  $M$  da 1 a 2 (v. Box 4)

Intorno al 1988 Van der Meer, disponendo di apparati "moderni", ha ripercorso la sperimentazione dapprima per il caso dei massi naturali riferendosi specificatamente all'altezza d'onda  $H_{1/3}$  ( $H_s$ ).

Le relazioni di stabilità di Van der Meer (v. Box 5) tengono conto anche di altre caratteristiche del moto ondoso e della struttura della diga e cioè:

- del periodo d'onda, assunto come  $T_m$ , periodo medio, il cui valore condiziona il modo in cui l'onda risale la scarpata di data pendenza tano;
- del numero  $N$  delle onde di attacco a cui è legato il progredire del danneggiamento;
- della "permeabilità nozionale"  $P$  del complesso mantellata-strati filtro che sta alla base dell'interazione onda-mantellata.

Nelle relazioni compare esplicitamente il grado di danneggiamento  $S$ .

Nelle formule di stabilità l'altezza d'onda significativa  $H_s$ , il periodo medio  $T_m$  e la pendenza della mantellata  $\tan \alpha$  compaiono nel numero di Iribarren (o surf similarity parameter) già introdotto per individuare il frangimento delle onde sulle spiagge:

$$\xi_{om} = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_{om}} \quad L_{om} = gT_m^2 / 2\pi$$

Il rapporto  $H_f/L_{om}$  è indicato come ripidità "fitizia" ( $s_{com}$ ) ricordando che  $H_f$  è l'altezza d'onda significativa nella sezione di impianto della diga e  $L_{om}$  la lunghezza d'onda su profondità "infinita" corrispondente a  $T_m$ .

Le formule forniscono il numero di stabilità

$$N_s = H_f / \Delta D_{n50}$$

costruito con l'altezza d'onda significativa, il "diametro nominale"  $D_{n50}$  del masso di densità  $\rho_r$  dato da

$$D_{n50} = \sqrt[3]{M_{50} / \rho_r}$$

e la densità relativa in galleggiamento  $\Delta$

$$\Delta = (\rho_r / \rho_a - 1).$$

La sperimentazione ha posto in evidenza che a partire dai bassi valori di  $\xi_{com}$  (onde plunging) e con l'aumentare di questo parametro diminuisce la capacità di una diga mantellata a sopportare le azioni delle onde (cioè diminuisce  $N_s$ ). Tale diminuzione ha minimo per un valore critico di  $\xi_{com}$  indicato con  $\xi_{ms}$ , e successivamente, oltre tale valore (onde surging) la predetta capacità aumenta ma in maniera diversa a seconda della pendenza  $\tan \alpha$  della scarpata.

Al punto di minimo corrisponde una condizione (onde collapsing) per la quale sono presenti contemporaneamente le azioni destabilizzanti delle onde plunging e delle onde surging (azioni d'urto e azioni di trascinamento).

Nel Box sono riportate le due diverse relazioni per le onde plunging e per le onde surging e la relazione che fornisce  $\xi_{ms}$  (valore di  $\xi_{com}$  per cui  $N_s$  plunging =  $N_s$  surging).

Altre relazioni di stabilità sono state introdotte dalla scuola giapponese (vedi ad esempio Sawaragi). Inoltre nuove relazioni (Melby e Hughes 2005) sono state presentate e sono in fase di "controllo". Si ritiene però sufficiente quanto sopra riportato.

Le formule di Van der Meer sono state estese al caso di elementi artificiali per prefissate pendenze  $\tan \alpha$  (lo  $\xi_{com}$  è perciò sostituito da  $s_{com}$ ). Il grado di danneggiamento è espresso attraverso il numero  $N_{ed}$  di massi spostati dalla posizione iniziale (per una larghezza  $D_n$  di diga). Le relazioni per  $N_{ed}=0$  sono particolarmente severe e corrispondono all'incirca a quelle calcolate con la formula di Hudson (danno  $\leq 5\%$ ) utilizzando  $H_{1/10}$  nella formula stessa.

Le relazioni di Van der Meer sono riportate nel Box 6.

Le prove su modello fisico, sempre raccomandabili per il passaggio allo stadio di "progetto definitivo", risultano particolarmente necessarie per le dighe a gettata con mantellata di elementi artificiali.

### 2.3.2 Dimensionamento dell'opera al piede (v. Box 7)

La sua funzione è quella di impedire uno scavo al piede della mantellata e costituire un valido appoggio contro lo scivolamento in massa della stessa.

L'opera è costituita quasi sempre di massi naturali in duplice strato; le dimensioni dei massi si determinano con la relazione, più propria per profondità limitate

$$H_f / \Delta D_{n50} = 7.12 (h_f / h)^{1.43}$$

essendo  $h$  la profondità dell'acqua di fronte alla diga e  $h_f$  la profondità al disopra dell'opera stessa (toe). Ovviamente nei calcoli si adatterà la condizione per cui  $h_f/h$  sia minimo (livello minimo possibile del mare) e per prudenza si potrà sostituire  $H_s$  con  $H_{1/10}$ .

Non esistono regole precise per determinare l'estensione della berma; si può ricordare comunque che in generale non si prevedono berme con estensione inferiore a  $3 D_{n50}$ . Tale estensione può risultare più precisamente da calcoli geotecnici quando la diga si trova su fondali di non buone caratteristiche per cui si presenta la necessità di una verifica allo scivolamento profondo.

Se il fondale è di sabbie fini, tra l'opera al piede e il fondo deve essere interposto uno strato filtro o un geotessuto di idoneo peso (spessore) ovvero di una geogriglia.

### 2.3.3 Proporzionamento dello strato filtro

Lo strato filtro (o di transizione) costituisce una componente molto importante della diga a gettata. Ad esso è affidata una molteplicità di funzioni: quella di costituire una transizione granulometrica tra il materiale fine del nucleo e quello grosso della mantellata impedendo la fuoriuscita del primo sotto l'azione delle onde, con gravi cedimenti dell'opera anche differiti nel tempo; quella di costituire uno strato permeabile che contribuisce alla attenuazione dell'azione dell'onda sui massi della mantellata; quella di fornire alla mantellata un piano di appoggio il più valido possibile dal punto di vista dell'ancoraggio.

Lo strato filtro è praticamente sempre costituito da massi naturali. Nel caso in cui gli elementi della mantellata siano molto grossi, e specialmente se il nucleo è costituito da materiali fini, si dovrà prevedere un filtro in più strati; l'abilità del costruttore starà nella realizzazione di un filtro graduale, costituito cioè da massi via via più grossi dal nucleo verso l'esterno.

Si ricorda che il filtro costituisce protezione del nucleo durante la fase di costruzione.

Per la scelta delle dimensioni dei massi del filtro si può fare riferimento a relazioni proposte da Terzaghi che forniscono i percentili della curva granulometrica ( $D_{15}$ ,  $D_{85}$ ) del filtro in funzione di quelli della curva granulometrica della mantellata. Per le mantellate in massi naturali si rimanda alla figura del Box 5 in cui sono rappresentati i  $D_{85}$  del filtro e lo spessore di quest'ultimo in funzione del  $D_{85}$  della mantellata, per ottenere il desiderato valore di permeabilità nozionale P.

Per le mantellate di elementi artificiali si fa riferimento allo Shore Protection Manual 1984 che suggerisce di adottare, per i massi naturali dello strato filtro, una massa nell'intervallo 1/10-1/15 (anche 1/20) della massa degli elementi della mantellata.

Lo spessore dello strato filtro, costituito da almeno due strati di massi, si può calcolare con il  $K_D$  precedentemente introdotto (v. Box 2).

#### 2.3.4 Alcuni approcci progettuali (v. anche i Box 8)

Si voglia procedere al proporzionamento di mantellata, opera di protezione al piede e strato filtro di una diga a gettata sottoposta all'azione di onde non frangenti con  $H_s=5m$ ,  $T_m=7.6$  s. La mantellata abbia pendenza 1/2 ( $\tan \alpha = 0.5$ ;  $\cot \alpha = 2$ ). Volendo utilizzare la relazione di Hudson trasformata con le notazioni introdotte, applicata con  $H=H_s$  e nell'ipotesi di disporre di massi con  $\rho_r = 2650 \text{ kg/m}^3$  nella cava più vicina, ricordando che  $\rho_s = 1030 \text{ kg/m}^3$ , si ha:

$\Delta = 1,573$  e, assumendo  $K_D = 4$  (massi naturali, tronco, onde non frangenti), si ottiene:

$$H_s / \Delta D_{85} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} = 2.00$$

$$D_{85} = 1.59m$$

$$M = 10650kg$$

e cioè massi da 8000 kg a 13500 kg.

Si tratta ora di verificare se la cava prescelta sia in grado di fornire massi così grossi in quantità adeguata o non lo sia. In questa seconda ipotesi

- si verificherà ad esempio se siano reperibili ad una distanza, ovviamente meno economica ma ancora sostenibile, massi naturali con densità più elevate, poniamo

$$\rho_r = 2750 \text{ kg/m}^3 (\Delta = 1,670); \text{ in tale ipotesi risulta}$$

$$D_{85} = 1.50m$$

$$M = 9280kg$$

e cioè massi da 7000 kg a 11500 kg, forse disponibili;

- oppure si esaminerà la soluzione più onerosa di adottare una mantellata con pendenza 1/2,5 ottenendo, ancora con  $\rho_r = 2650 \text{ kg/m}^3$  ( $\Delta = 1,573$ ):

$$D_{85} = 1.475m$$

$$M = 8500 \text{ kg}$$

e cioè massi da 6500 kg a 10500 kg (anche 6000-11000)

- oppure, nel caso non ci siano vincoli ambientali, si esaminerà la soluzione con elementi artificiali, ad es. tetrapodi con  $\rho_r = 2400 \text{ kg/m}^3$  ( $\Delta = 1,33$ )  $K_D = 8$ , pendenza 1/1.5, propria di tali massi, ottenendo

$$D_{85} = 1.64m$$

$$M = 10700kg$$

ovvero volume teorico necessario  $V = 4.4 \text{ m}^3$ , adottando necessariamente i massi di categoria immediatamente superiore disponibili in base alle casseforme esistenti e cioè  $V = 5 \text{ m}^3$  (v. figura 2.3).

I tentativi possono ancora continuare fino a pervenire alla definizione finale.

A titolo di confronto si applica, per il primo caso esaminato, la relazione di Van der Meer.

A tale scopo si deve precisare il numero di onde N (assumiamo  $N=2000$ ), la permeabilità nozionale di mantellata e filtro (assumiamo  $P=0.4$ ). Il grado di danneggiamento coerente con il  $K_D$  assunto per la formula di Hudson è  $S=2$  (danno praticamente nullo o incipiente).

Ricordando  $H_s=5$  m;  $T_m=7.6$  s;  $\rho_r=2650 \text{ kg/m}^3$  ( $\Delta=1.573$ );  $\tan \alpha=0.5$  si ha:

$$\xi_{mc} = (6.2 P^{0.3} \sqrt{\tan \alpha})^{1/(P+0.5)} = 3.77$$

$$\xi_{om} = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_s / g T_m^2} = 2.123 \quad (< 3.77, \text{ onde plunging})$$

$$H_s / \Delta D_{85} = 6.2 P^{0.18} (S / \sqrt{N})^{0.2} \xi_{om}^{0.5} = 1.938$$

molto prossimo a quello ottenuto con l'applicazione della formula di Hudson. Tale circostanza si spiega con il fatto che la scelta delle condizioni assunte per l'applicazione delle formule di Van der Meer nel caso specifico sono coerenti con quelle della sperimentazione di Hudson. Le condizioni geometriche sono infatti quelle di una diga di tipo "standard"; le condizioni assunte sono rappresentative di uno stato di mare reale su profondità medio/alte con N modesto, come quelle previste da Hudson. Se ne conclude che le relazioni di Van der Meer risultano particolarmente utili per esaminare l'influenza di diverse scelte progettuali o per effettuare valutazioni in casi specifici in cui i parametri del moto ondoso o della diga presentino caratteristiche particolari. Tale coincidenza non è comunque frequente.

Sempre nei Box 8 compaiono infatti tabelle che evidenziano:

- che le usuali condizioni di moto ondoso conducono alla condizione plunging ;
- che la massa calcolata con Van der Meer (MVDM) è in generale intermedia tra quelle calcolate con Hudson con  $H = H_{1/5}$  (MHH3) e  $H = H_{1/10}$  (MHH10).

Proseguendo l'esame di questo esempio ( $D_{n50}=1.59$  m; massi naturali in due strati), con riferimento ancora al Box 2, si determina:

spessore della mantellata (con  $K_A=1.0$ ):  $n D_{n50} K_A \cong 3.20$  m

numero di massi per  $m^2$  di superficie (con  $p = 0.37$ ):  $n K_A(1-p)(pr/M_{50})^{2/3} = 0.5$ .

Per quanto riguarda il dimensionamento dello strato filtro si fa riferimento alla figura del

Box 5 per ottenere il prefissato valore  $P=0.4$ :

$D_{n50}$  filtro =  $D_{n50}$  mant./2 e cioè

$M_{50}$  filtro =  $M_{50}$  mant./8 = 1330 kg con ampio intervallo ( $\sim \pm 50\%$ ) e cioè 1000 kg ~ 2000 kg

Spessore dello strato filtro = 1.5  $D_{n50}$  mant. e cioè 2.40 m.

Primo strato del nucleo (core):

$D_{n50}$  core =  $D_{n50}$  filtro/4 e cioè

$M_{50}$  core =  $M_{50}$  filtro/64 = 20 kg

Per quanto riguarda l'opera al piede (toe) si ipotizza un fondale con profondità, in bassa marea,  $h=12$  m ed un'opera al piede alta quanto è spessa la mantellata, e cioè 3.20 m, per dare a quest'ultima un buon appoggio, fondata a .8 m sotto il fondale. Risulta cioè  $h_c = 9.60$  m e

$$H_s / \Delta D_{n50} = 7.12 \times (h_c / H_s)^{1.43} = 5.22$$

da cui

$D_{n50}$  toe = 0.61 m

$M_{50}$  toe = 600 kg

Adottando per i calcoli  $H_{1/10}$  anziché  $H_s$  ( $H_{1/10} = 1.27 H_s$ ) si ottiene

$D_{n50}$  toe = 0.77 m

$M_{50}$  toe = 1200 kg,

più coerente con lo spessore di 3.20 m assunto (4 strati di massi con  $D_{n50} \cong 0.80$  m).

### 2.3.5 Mantellata interna

La mantellata interna è costituita da massi naturali in doppio strato ed ha la funzione di proteggere la scarpata interna della diga dalle onde presenti nello specchio portuale e soprattutto dall'azione dell'acqua che può talvolta trascinare sul massiccio di coronamento.

A quest'ultimo effetto la mantellata è molto vulnerabile e l'aumento delle dimensioni dei massi non incrementa di molto la stabilità; a tale scopo emerge che la soluzione più opportuna è quella di far sporgere a sbalzo la piattaforma del massiccio di coronamento facendo in modo che l'acqua trascinata cada direttamente nello specchio portuale senza interessare la mantellata.

### 2.4 VERIFICHE RELATIVE ALLA RISPOSTA IDRAULICA

Come precedentemente detto, il progetto della sezione geometrica, e in particolare la scelta della quota del ciglio del muro paraonde, viene condotta con riferimento alla trascinazione delle onde in occasione di mareggiate, trascinazione che condiziona l'agibilità della piattaforma e dello specchio atqueo retrostante, problema di notevole importanza specie per i porti turistici per i quali è frequente l'uso della piattaforma sia come strada di transito e parcheggio e della banchina per l'ormeggio e sosta delle imbarcazioni.

Gli aspetti idraulici che si prendono in considerazione nella progettazione di un'opera a gettata sono i livelli di salita e discesa dell'onda sul piano della scarpata ipotizzata indefinita (run-up e run-down), la portata media trascinante (overtopping); la trasmissione dell'agitazione e la riflessione delle onde incidenti.

#### 2.4.1 Livelli max e min delle onde sul piano della scarpata

La previsione del "run-up"  $R_u$  e del "run-down"  $R_d$  si basa su semplici relazioni sperimentali dedotte da prove di laboratorio condotte su scarpe inclinate ed estese indefinitamente verso l'alto. La loro applicazione fornisce risultati indicativi utili per una valutazione di massima.

Per l'irregolarità delle onde e per l'irregolarità del fenomeno stesso, i valori di  $R_u$  e  $R_d$  vengono riferiti ad una probabilità di superamento, frequentemente assunta pari al 2%. Essi dipendono ovviamente dal valore dell'altezza d'onda, assunta come riferimento sperimentale pari all'altezza d'onda significativa  $H_s$ , dal periodo dell'onda, assunto come periodo di picco  $T_p$  o medio  $T_{ms}$ , a cui corrispondono le ripidità d'onda fittizie  $s_{op}$  o  $s_{om}$  ripetutamente usate, dalla pendenza  $\tan \alpha$  della scarpata e dalla permeabilità e scabrezza della scarpata stessa, caratterizzata dalla già introdotta permeabilità nozionale  $P$ .

Per il run-up tali valori sono compendati nel numero di Iribarren  $\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{s_{op}}$  con

$$s_{op} = H_s 2\pi / g T_p^2 \quad (\text{studi recenti fanno riferimento a periodi d'onda particolari}).$$

La relazione sperimentale di calcolo, tarata da Van der Meer su  $T_p$ , è (v. Box 9):

$$R_{u\%} / H_s = 1.5 \xi_{op} \quad (\text{max } 3 \gamma).$$

Il coefficiente  $\gamma$  è il prodotto di tanti coefficienti parziali illustrati nel Box che tengono conto separatamente: della scabrezza e permeabilità della scarpata; dell'obliquità dell'attacco ondosio; dell'effetto della bassa profondità che può modificare la distribuzione delle altezze d'onda del moto ondosio irregolare incidente.



Nella normalità dei casi si assume  $\gamma=0.5$  per attacco frontale, scarpata piana senza berme e mantellata di massi naturali in due strati. Valori di  $\gamma$  superiori (0.6, 0.7) sono da prevedersi per mantellate più lisce e monostrato (accropodi).

Vale inoltre la pena di osservare che per un normale valore di ripidità fittizia su profondità medio/alta ( $s_{op}=0.035$ ) il valore che rende massimo  $R_{0.2\%}$  ( $\xi_{op}=2$ ) si ha per  $\tan\alpha=0.374$ , pendenza 1/2.67, e che perciò, per le normali pendenze superiori, ad es. 1/2, 1/1.5 (massi artificiali) 1/1.33 (accropodi) si raggiunge realmente il limite indicato di  $3\gamma$ , che per  $\gamma=0.5$  fornisce  $R_{0.2\%} = 1.5 H_s$  sul livello del mare assunto (max maree). Da qui la necessità, per ridurre il valore di  $R_{0.2\%}$  di realizzare scarpate il più scabre possibile e di disporre berme sulla scarpata, certamente costose, il cui effetto è quello di ridurre la pendenza efficace della scarpata, assunta pari a quella della retta che passa per i punti a  $-1.5 H_s$ ,  $+1.5 H_s$  (quest'ultimo sul prolungamento ideale del piano di scarpata verso l'alto). Nel Box è riportato uno schema per il calcolo di  $\gamma_0$ .

Il calcolo del run-down da un'idea dell'estensione della zona attiva della mantellata al disotto del livello del mare, ora assunto in bassa marea. Le relazioni che forniscono  $R_{0.2\%}$  tengono separati gli effetti di pendenza della scarpata tanc; permeabilità nozionale di mantellata e strato filtro P; ripidità d'onda  $s_{om}$  costruito con  $T_m$

$$R_{0.2\%}/H_s = 2.1 \sqrt{\tan\alpha - 1.2 P^{0.15}} + 1.5 \exp(-60 s_{om})$$

Il primo termine varia da 1.7 a 1.2 per le usuali pendenze 1/1.5÷1/3.

Il secondo termine, riduttivo per  $R_d$ , varia da 0.95 a 1.05 per P variabile da 0.2 a 0.4.

Il terzo termine assume valore di scarsa importanza per le usuali onde ( $s_{om} \cong 0.05$ ), più importanza per le onde di piccola ripidità.

In generale i valori di  $R_d$  sono minori di quelli di  $R_w$ .

#### 2.4.2 Tracimazione dell'acqua sulla cresta della diga

In talune circostanze, quando cioè il livello raggiunto da un'onda supera quello della cresta della diga, una quantità d'acqua si riversa per un certo tempo oltre il ciglio. Per portata tracimante (overtopping) si intende il volume tracimato per unità di lunghezza del ciglio in uno stato di mare di N onde diviso per il tempo per il quale tale stato di mare è persistito. Tale valore medio  $\bar{Q}$  è, come intuitivo, molto minore del valore istantaneo che oltrepassa la diga per l'onda più alta nel breve lasso di tempo in cui l'onda supera il ciglio. Il valore di  $\bar{Q}$ ,

misurato come sopra detto, deve pertanto considerarsi un indice per formulare un'idea dell'intensità del fenomeno.

Una relazione sperimentale fornisce il valore di  $\bar{Q}$  da quello del run up  $R_{0.2\%}$  e dalla quota del ciclo  $R_c$  sul livello del mare. La portata media  $\bar{Q}$  è resa adimensionale mediante il termine  $\sqrt{g H_s^3}$  e il termine  $(R_{0.2\%} - R_c)$  con  $H_s$ . La relazione è

$$\bar{Q} / \sqrt{g H_s^3} = 8.10^{-5} \exp[3.1(R_{0.2\%} - R_c) / H_s]$$

con coefficiente di variazione sul  $\log(\bar{Q} / \sqrt{g H_s^3})$  pari a 0.11 e cioè molto alto.

La relazione indicata è stata ricavata per una configurazione di cresta con muro paraonde sporgente al disopra della berma di sommità della mantellata. I valori di  $\bar{Q}$  possono essere, in tale configurazione, eccessivi per l'uso della piattaforma in condizioni di mareggiata a causa dell'effetto riflettente del muro sporgente.

Una recente ed esauriente sperimentazione fornisce la relazione riportata nel EM 2006

$$\bar{Q} T_m / L_{om}^2 = 3.2 \times 10^{-5} \times (H_s / R_c)^3 \cdot H_s^2 / (A_c B \cot \alpha)$$

con i simboli e le configurazioni deducibili dal Box 10.

La pratica di elevare la mantellata portando la berma di sommità alla stessa quota del ciglio del muro paraonde, valida peraltro per ridurre l'azione delle onde sul muro, ha benefici effetti sul contenimento della portata tracimante.

Nel Box 11 sono indicati i valori limiti di  $\bar{Q}$  per le diverse utilizzazioni dalla piattaforma.

#### 2.4.3 Trasmissione dell'agitazione

Il passaggio dell'acqua al disopra della cresta e tra i massi della mantellata priva di coronamento provoca agitazione nello specchio acqua retrostante, agitazione che viene quantificata attraverso un coefficiente  $K_T$ , rapporto tra l'altezza dell'onda trasmessa e quella dell'onda incidente (presumo di poter fare riferimento alle  $H_s$ ).

Una relazione di semplice uso da applicarsi per condizione di alta marea, è la seguente:

$$K_T = 0.46 - 0.3 R_c / H_s$$

che mette in evidenza come si passi da bassi valori di  $K_T$  ( $K_T$  dell'ordine di 0.15) per  $R_c=H_s$  a valori molto forti ( $K_T=0.46$ ) per  $R_c=0$ , caso che non riguarda le dighe portuali.

Una relazione molto più articolata, ancora per dighe prive di coronamento, che tiene conto del numero di Iribarren e della larghezza B della berma superiore, è

$$K_T = -0.4(R_c / H_s) + 0.64(B / H_s)^{-0.31} \cdot [1 - \exp(0.5 \xi_{op})]$$

valida per  $B/H_w < 10$

L'argomento verrà ripreso per le opere di difesa dei litorali.

#### 2.4.4 Riflessione delle onde

Nei punti che precedono si è fatto riferimento, sia per le verifiche di stabilità sia per le verifiche idrauliche, al valore dell'altezza d'onda significativa dello stato di mare calcolato sulla profondità di impianto della diga, ricavando tale valore mediante studi di idraulica marittima in condizioni di libera evoluzione delle onde, coerentemente con lo schema adottato nella sperimentazione. La presenza fisica della diga provoca alterazioni nelle condizioni di agitazione in prossimità della diga stessa, principalmente per l'effetto della riflessione delle onde incidenti. Tale fenomeno, più marcato per le superfici lisce e impermeabili, è presente anche per le pareti scabre e permeabili, come quelle delle dighe a gettata, seppur in minore misura.

Il coefficiente di riflessione  $K_R$ , rapporto tra l'altezza significativa delle onde riflesse e quella delle onde incidenti, utile per esaminare le condizioni di navigabilità nell'area interessata, dipende dalla pendenza della scarpata (precisata qui con  $\cot\alpha$ ), dalla scabrezza e permeabilità espressa mediante il parametro  $P$ , dalla ripidità delle onde  $s_{op}$  (onde meno ripide si riflettono maggiormente).

Il contributo dei tre effetti può essere valutato nella formula qui riportata:

$$K_R = 0.071P^{-0.032} \cot\alpha^{-0.62} s_{op}^{-0.46}$$

Come si deduce dalla formula, una normale diga con  $\cot\alpha=2$ ,  $P=0.4$  presenta un coefficiente di riflessione pari a  $K_R=0.25$  per onde di ripidità fittizia usuale  $s_{op}=0.035$ ; ciò significa che anche davanti a una diga a gettata e nei suoi pressi si avrà un'agitazione, caratterizzata da cinematica propria della riflessione parziale, di entità non trascurabile.

#### 2.5 STABILITÀ DEL MASSICCIO DI CORONAMENTO

Il massiccio di coronamento è costituito da una struttura di calcestruzzo semplice, o localmente leggermente armato, gettata in opera, con giunti distanti non più di 10 m, su un piano di massi regolarizzato, meglio se appartenente al nucleo per motivi di maggiore impermeabilità e di migliori condizioni di transito dei mezzi d'opera gommati.

Il massiccio di coronamento nelle più recenti dighe ha forma ad  $L$ , con muro paraonde e piattaforma di circolazione tra loro solidarizzati con armature rudimentali per poter considerare il massiccio come unica struttura anche se gettata in tempi diversi per motivi di cantiere, dovendo anche attendere un congruo periodo per l'esaurimento dei primi cedimenti. Una scelta raccomandabile, e sempre più adottata, è quella di riparare il muro paraonde con i massi della mantellata realizzando una berma di almeno 3 elementi alla quota del ciglio del muro stesso. Tale soluzione riduce notevolmente l'azione di shock provocata dall'urto dell'acqua e contiene l'effetto di riflessione del muro.

La stabilità globale del massiccio, che resiste per gravità alla spinta delle onde e delle sottopressioni, è fondamentale per la conservazione dell'integrità dell'intera opera.

L'azione delle onde su di esso è molto diversa a seconda che le onde sulla mantellata siano in forma plunging o surging. Nel primo caso, e specie se la faccia del muro risulta parzialmente scoperta, si può avere un effetto di tipo più impulsivo (impact) con pressioni che variano rapidamente (v. Box 12); nel secondo caso un effetto di "corrente che investe un muro".

Un'indicazione della probabile azione (impact o non impact) è orientativamente fornita dal grafico del Box 13.

Pur esistendo modelli dinamici, la verifica di stabilità si esegue, nella pratica usuale, con uno schema pseudostatico, ipotizzando cioè che la persistenza dell'azione sia maggiore delle risposte del massiccio in termini di caratteristiche dinamiche (ipotesi cautelativa).

L'azione di onde con impatto, caso più oneroso, si può determinare con riferimento alla forza istantanea con probabilità di accadimento assunta ad esempio pari allo 0.1%. La relazione solitamente proposta per 1 m di sviluppo longitudinale, è del tipo (v. Box 14)

$$F_{0,1} / \rho g h_w L_{op} = \alpha + \beta H_x / A_c \quad (\text{Jensen 1984})$$

in cui, oltre alle grandezze solite,

$h_w$  è l'altezza totale del fronte del muro paraonde

$A_c$  è l'altezza sul livello del mare della faccia superiore della berma di massi antistanti il muro

## 2.6 SITUAZIONI PARTICOLARI

### 2.6.1 Frangiflutti "a cresta bassa"

In taluni casi le opere a gettata vengono adottate per la realizzazione di bacini di relativa tranquillità, anche se non veri e propri specchi portuali, ad esempio approdi stagionali, o per la formazione di opere di difesa di imboccature portuali, di cui le più recenti sono quelle di Venezia, bocche di porto di Chioggia e Malamocco. In queste situazioni particolari, la forma e la struttura stessa precedentemente descritte per le dighe marittime di protezione dei porti si semplificano drasticamente. Il coronamento non presenta di solito il massiccio, o quanto meno il massiccio non ha muro paraonde ed è spesso costituito dagli stessi massi della mantellata che risvoltano a formare la mantellata interna, con berna superiore estesa 5 o 6  $D_{n50}$ , a quota ribassata, non essendo necessario, in generale, impedire la trascinazione delle onde appartenenti a stati di mare severi. A Venezia sono state adottate quote di 2.5 ms.m. a Chioggia e 4 ms.m. a Malamocco (figura 2.4)

La trascinazione propria dei frangiflutti a cresta bassa produce una significativa azione sulla parte interna della mantellata, ma contemporaneamente riduce l'azione dell'onda sui massi della parte esposta; alla trascinazione è associata una trasmissione di energia verso lo specchio che ne provoca agitazione.

La predetta minore azione delle onde sulla mantellata consente di adottare massi con  $D_n$  inferiore a quello necessario per le dighe a cresta alta. Il coefficiente di riduzione  $RD_n (<1)$ , per cui moltiplicare il  $D_n$  calcolato per le dighe alte per tenere conto del valore ridotto dell'altezza di cresta  $R_c$ , è dato da

$$RD_n = 1/(1.25 - 4.8R_c^*)$$

essendo

$$R_c^* = R_c / H_s \cdot \sqrt{s_{op} / 2\pi}$$

Per le dighe su fondali medio/alti, con  $s_{op}$  dell'ordine di 0.035, l'attenuazione si annulla ( $RD_n=1$ ) per  $R_c/H_s=0.7$ , nel senso che, per quote di  $R_c$  maggiori di 0.7  $H_s$ , il  $D_n$  dei massi da adottare rimane quello calcolato nell'ipotesi di diga a cresta alta.

Per le opere su fondali bassi l'influenza della sormontabilità è più efficace, nel ridurre  $D_n$ , a causa del minor valore della ripidità fittizia  $s_{op}$  delle onde che raggiungono l'opera.

Si pone ancora l'attenzione sulla scelta del livello del mare da adottare per la verifica in esame.

$L_{op}$  è la lunghezza dell'onda al largo con periodo  $T_p$

$\alpha$  e  $\beta$  sono coefficienti sperimentali che dipendono marcatamente dalle condizioni di sperimentazione (ripidità d'onda, geometria delle sezioni ...).

Si osserva l'importanza, nella formula, di  $A_c$  da cui  $F_{0,1}$ , a parità di altre grandezze, dipende in misura molto sensibile.

La sottopressione  $p_0$  al tembo lato mare della base si assume indicativamente pari alla media  $F_{0,1}/h_w$  sul muro e la sottospinta  $U$ , ai fini del calcolo ritenuta cautelativamente simultanea con la  $F_{0,1}$ , viene calcolata con riferimento ad un diagramma triangolare con valore nullo all'estremità lato porto della base. Tale ipotesi presuppone che le pressioni lato porto siano libere di sfogare. La situazione opposta di sfogo impedito per motivi strutturali comporterebbe un diagramma di sottopressioni, al limite, rettangolare. A tale proposito si evidenzia la difficoltà dei rilievi di sottopressione in laboratorio per la difficoltà nel formulare una scala per la pressione in ammasso filtrante.

La scelta dei valori di  $\alpha$  e  $\beta$  è condizionante.

La verifica della stabilità viene effettuata paragonando la forza orizzontale  $F_{0,1}$  con la forza di attrito dovuta al peso  $P$  del massiccio alleggerito della sottospinta  $U$ , adottando un coefficiente di attrito  $\mu$  assunto solitamente pari a 0.6 e fattore di sicurezza 1.4, 1.5.

Nel Box 15 è riportato un esempio svolto con riferimento a ipotetici valori di  $\alpha$  e  $\beta$ .

Nel caso particolare di onde per le quali la spinta si presenta in forma certa di non impatto, Gunbak (1984) ha proposto uno schema, riportato nel Box 16, che prevede che la spinta sia generata dall'azione contemporanea dell'effetto idrodinamico di una corrente che, risalendo la scarpata, viene arrestata dal muro (eventualmente parzialmente protetto), e dall'effetto pseudostatico provocato dall'accumulo d'acqua di fronte al muro.

Anche lo schema di Martin 1995, 1999 (v. Box 17) si riferisce a tale interpretazione ma non prevede la simultaneità degli effetti che, nel suo schema, devono essere calcolati separatamente per assumere il più oneroso. Lo schema di Martin, valido per condizioni decisamente di non impact (ad es.  $\xi > 3.1$ ), fornisce valori piuttosto prudentziali se calcolati con  $H_c = 1.8 H_s$  e con il valore di  $\alpha^*$  calcolato, come nel Box, con il coefficiente 2.9.

Un procedimento più articolato è stato recentemente introdotto dal EM 2006 (Pedersen 1996). Tale schema (v. Box 18) non prevede la distinzione a priori impact/non impact e supera la difficoltà della scelta di  $\alpha$  e  $\beta$ . Esso fornisce anche più precise indicazioni per il calcolo di  $p_u$ . Un confronto tra i valori di  $F$  e  $p_u$  calcolati con Jensen e Pedersen è nel Box 19.

### 2.6.2 Frangiflutti “a berma”. Berm Breakwaters (v. Box 20)

Si tratta di frangiflutti “deformabili”, il cui profilo si può modificare sotto l’azione delle onde, assumendo una configurazione più stabile. Nel profilo finale, che si raggiungerà dopo una serie di mareggiate di cui la più severa avrà avuto il massimo effetto, i massi potranno ancora muoversi verso l’alto e verso il basso (dynamically stable reshaped) ovvero rimanere praticamente fermi (statically stable reshaped). La prima situazione richiede che i massi siano di natura robusta per quanto riguarda la resistenza agli urti e all’abrasione.

Rispetto ai frangiflutti tradizionali, i frangiflutti a berma hanno ovviamente massi di dimensioni più piccole, o meglio sono caratterizzati da un numero di stabilità  $H_s / \Delta D_{50}$  più grande, maggiore uguale a 3 fino a 6 (nell’esercizio svolto per un usuale frangiflutti si era ottenuto  $H_s / \Delta D_{50} = 2$ ).

Ciò significa che essi possono essere costruiti con massi ripetuti più facilmente e con attrezzature meno impegnative. Si tratta cioè di opere di minor costo rispetto ai frangiflutti tradizionali; esse hanno trovato la massima applicazione in zone distanti da cave industrialmente attrezzate o rifornite di massi di adeguata pezzatura (isole o zone artiche) e fortemente esposte; dei 57 berm breakwaters costruiti al 2003, ben 27 sono stati costruiti in Islanda.

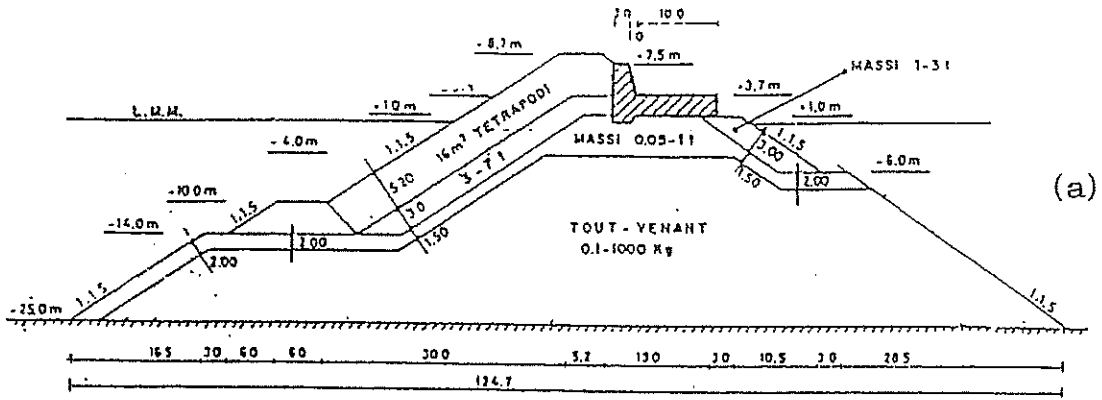
Non si ritiene necessario entrare nel merito dei modelli (di derivazione sperimentale) che forniscono elementi per il tracciamento del profilo atteso, tra l’altro molto irregolare in natura e prevedibile a grandi linee; l’argomento rientra più nel tema delle difese di sponda aderenti di massi di limitate dimensioni (rip-rap) ovvero di grandi ciottoli di spiaggia che verrà trattato nella parte III. Nel Box si forniscono invece alcune relazioni utili per proporzionare la sezione trasversale di un berm breakwater in modo tale che il profilo finale dell’ammasso esterno, più robusto, non determini lo scopriamento della parte più debole interna e che la berma superiore abbia sufficiente estensione.

Se si tratta di un frangiflutto proporzionato per raggiungere una condizione di stabilità dinamica anche in fase definitiva ( $H_s / \Delta D_{50}$  ad es. = 5) è prevedibile la necessità di intervenire nel tempo rifornendo la quantità di massi persa in occasione di attacchi obliqui per lo spostamento longitudinale e la conseguente caduta oltre la testata.

### 2.7 ALCUNE OSSERVAZIONI

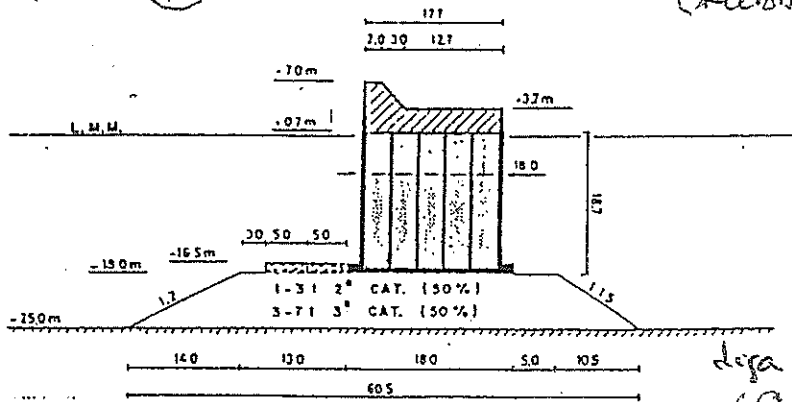
Da quanto sinora presentato emerge chiaramente come la progettazione preliminare di una diga marittima a gettata sia basata sulla trasposizione su opere di grandi dimensioni di criteri ottenuti con esperienze di laboratorio, talvolta specifiche per i casi da esaminare e comunque basate sull’interpretazione di dati spesso molto dispersi; dalla lettura diretta dei rapporti sperimentali si ricavano i coefficienti di variazione  $\sigma / \mu$  delle diverse formule riportate, e ciò mette in evidenza la serietà della ricerca, condotta ad oggi con attrezzature e tecniche del miglior livello possibile.

Ciononostante, data la modestissima incidenza che comporta, sul costo complessivo dell’opera, una verifica su modello fisico riprodotte la diga in progetto, si raccomanda vivamente di farvi ricorso nel passaggio dal progetto preliminare al progetto definitivo, ricordando anche che la scala del modello deve essere adeguata al fine di scongiurare distorsioni del fenomeno idrodinamico e mettendo sull’avviso di non pretendere risposte assolute per fenomeni particolari che il modello fisico non può interpretare, come per esempio la propagazione delle sottopressioni alla base del massiccio di coronamento nel caso usuale che l’aria si sostituisca all’acqua nella fase di discesa dell’onda lungo la mantellata.



Punta Riso sec. 1

diga a gettata (Rubble-mound)



(b)

diga a parete verticale (Caissons)

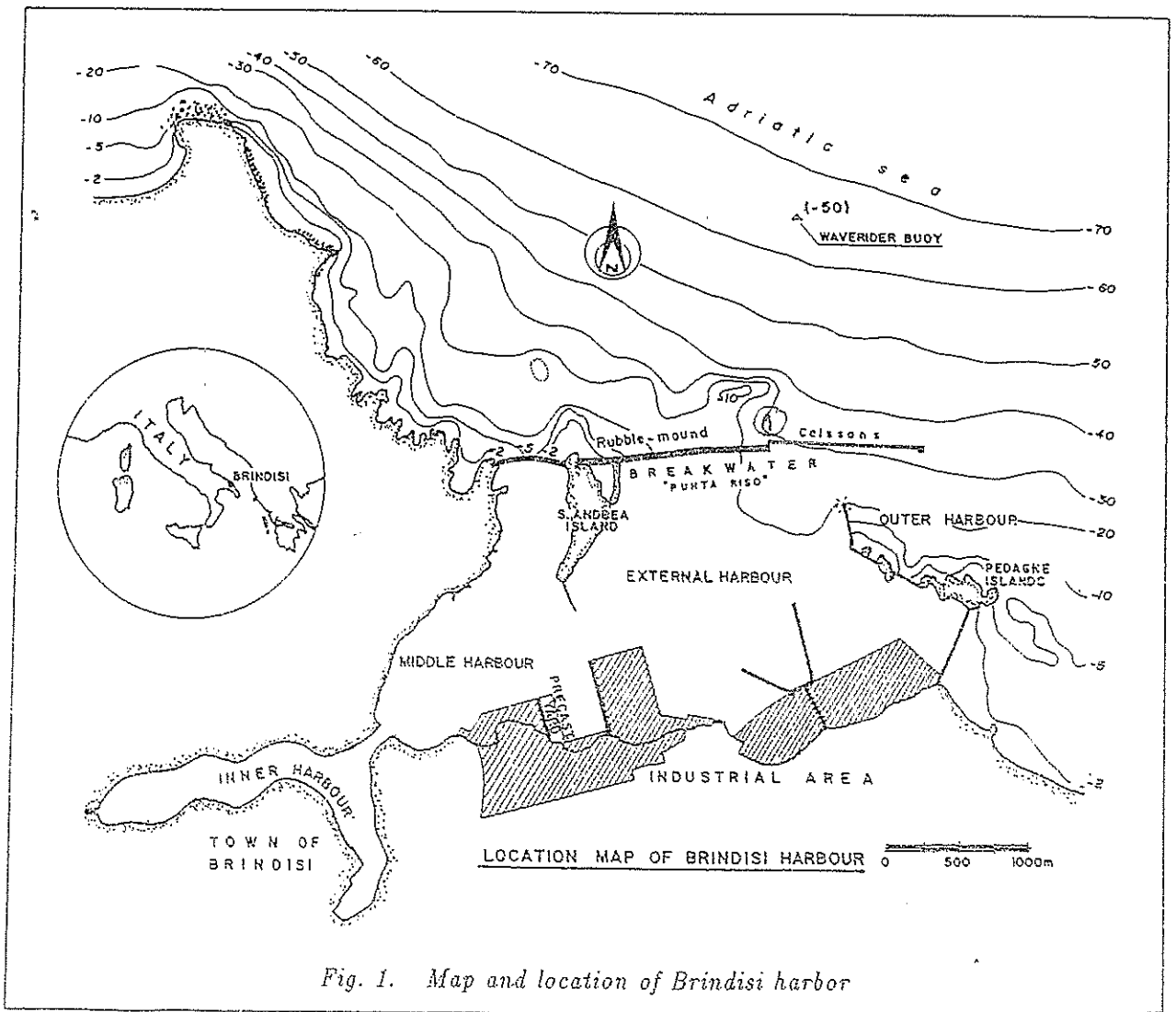
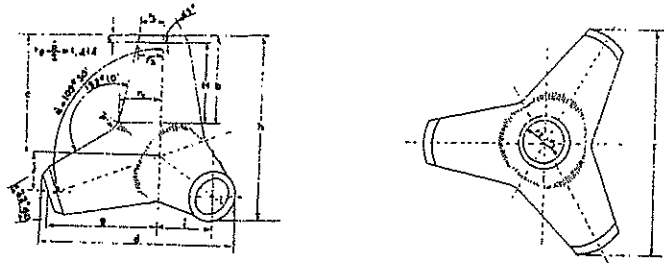


Fig. 1. Map and location of Brindisi harbor





$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

Fig. 94

Volume in mc.	Peso nomin.	h	Ingombro		r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	r <sub>3</sub>	H	b	c	raccor.		min	e	f	g	i
			d	s													
0,1	0,25	710	775	850	170	105	80	315	340	25	120	65	465	155	440	220	
0,2	0,5	900	975	1070	215	135	100	400	435	35	150	80	585	195	550	275	
0,4	1	1130	1230	1350	270	170	125	500	545	45	190	105	740	245	700	350	
0,8	2	1420	1550	1700	340	210	155	630	685	55	235	130	930	310	880	440	
1,6	4	1790	1950	2140	425	265	195	795	865	70	300	165	1170	390	1100	550	
3,2	8	2260	2460	2700	540	335	245	1005	1095	90	375	210	1475	490	1390	695	
4	10	2430	2650	2910	580	360	265	1080	1175	95	405	225	1590	530	1500	750	
5	12,5	2620	2850	3130	625	390	285	1165	1270	105	435	240	1710	570	1610	805	
6,3	16	2830	3085	3390	675	420	310	1260	1370	110	470	260	1850	615	1740	870	
8	20	3060	3340	3685	700	455	335	1365	1485	120	510	280	2000	665	1890	945	
10	25	3300	3595	3950	785	490	360	1470	1600	130	550	305	2155	720	2030	1015	
12,5	32	3550	3870	4250	845	530	380	1580	1720	140	590	325	2320	775	2190	1095	
16	40	3860	4025	4620	920	575	420	1715	1870	155	645	355	2520	840	2380	1190	
20	50	4155	4530	4975	990	620	455	1850	2015	165	695	380	2715	905	2560	1280	

$V = 0,278 \text{ m}^3$

fig. 2.3 Dimensioni standard tetrapodi

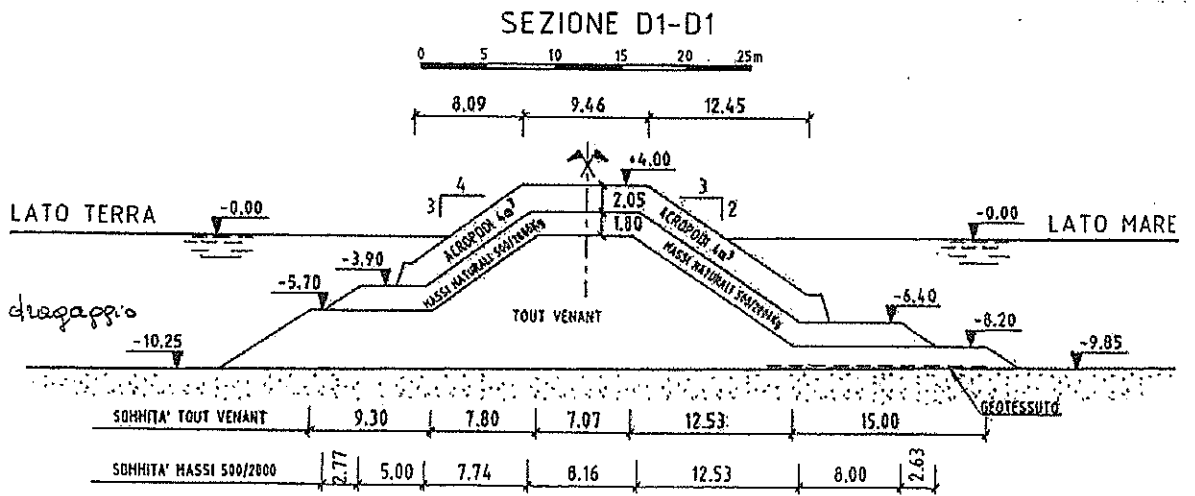


fig. 2.4 Venezia. Bocca di Malamocco  
Diga foranea di protezione bocca e conca di navigazione

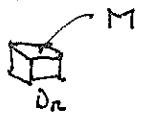




$$M = \frac{\rho_r H^3}{\left(\frac{\rho_r}{\rho_a} - 1\right)^3 K_D \cot \alpha}$$

$$\frac{\rho_r}{\rho_a} - 1 = \Delta$$

$$M = \rho_r D_n^3$$



$$H/\Delta D_n = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

espressione "aggiornata"

Hudson 1953-1958

SPM 84

Table 7-8. Suggested  $K_D$  Values for use in determining armor unit weight<sup>1</sup>.

Il manuale EM 2006 propone Hudson SOLO per massi naturali V. Box 4

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n <sup>3</sup>	Placement	Structure Trunk		Structure Head		
			$K_D^2$		$K_D$		Slope
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Cot $\theta$
Quarrystone Smooth rounded Smooth rounded Rough angular	2	Random	1.2	2.4	1.7	1.9	1.5 to 3.0 <sup>5</sup>
	>3	Random <sup>4</sup>	1.6 <sup>4</sup>	3.2	1.4 <sup>4</sup>	2.3	
	1	Random		2.9		2.3	
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.0 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rough angular Rough angular Parallelepiped <sup>7</sup>	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	5 <sup>5</sup>
	2	Special <sup>6</sup>	5.8	7.0	5.3	6.4	
	2	Special <sup>1</sup>	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0	--	--	
Tetrapod and Quadripod	2	Random	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Random	15.8 <sup>8</sup>	31.8 <sup>8</sup>	8.0 7.0	16.0 14.0 <sup>8</sup>	2.0 <sup>9</sup> 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	--	5.0	5 <sup>5</sup>
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5 <sup>5</sup>
Tookane	2	Random	11.0	22.0	--	--	5 <sup>5</sup>
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.6	9.6	5 <sup>5</sup>
Quarrystone ( $K_{PR}$ ) Graded angular	--	Random	2.2	2.5	--	--	

<sup>1</sup> CAUTION: Those  $K_D$  values shown in italics are unsupported by test results and are only provided for preliminary design purposes.

<sup>2</sup> Applicable to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 5.

<sup>3</sup> n is the number of units comprising the thickness of the armor layer.

<sup>4</sup> The use of single layer of quarrystone armor units is not recommended for structures subject to breaking waves, and only under special conditions for structures subject to nonbreaking waves. When it is used, the stone should be carefully placed.

<sup>5</sup> Until more information is available on the variation of  $K_D$  value with slope, the use of  $K_D$  should be limited to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 3. Some armor units tested on a structure head indicate a  $K_D$ -slope dependence.

<sup>6</sup> Special placement with long axis of stone placed perpendicular to structure face.

<sup>7</sup> Parallelepiped-shaped stone: long slab-like stone with the long dimension about 3 times the shortest dimension (Markle and Davidson, 1979).

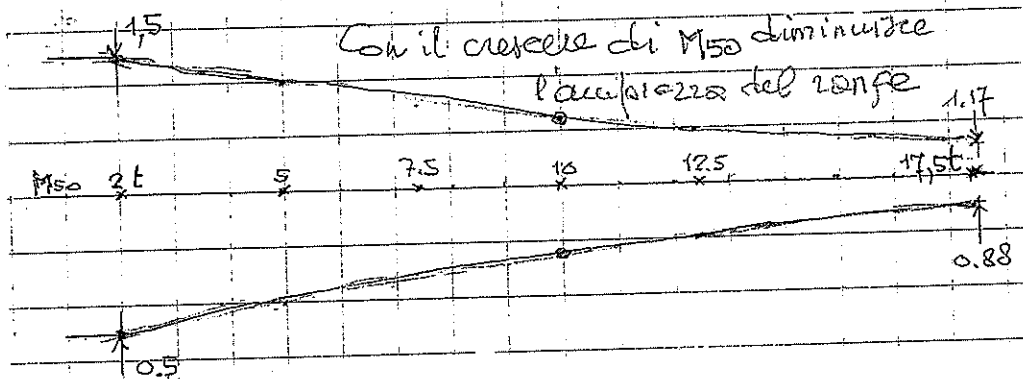
<sup>8</sup> Refers to no-damage criteria (<5 percent displacement, rocking, etc.); if no rocking (<2 percent) is desired, reduce  $K_D$  50 percent (Zwamborn and Van Niekerk, 1982).

<sup>9</sup> Stability of dolosse on slopes steeper than 1 on 2 should be substantiated by site-specific model tests.

"Because of the limitations discussed, values in the table provide little or no safety factors."

Classi dei mari naturali da V.d.M. (narrow grading)

	Coim	M <sub>50</sub> (ton)	D <sub>85</sub> /D <sub>15</sub>	M <sub>85</sub> /M <sub>15</sub>	Range
	1 15-20	17.5	1.10	1.33	0.88 - 1.17 M <sub>50</sub>
	2 10-15	12.5	1.14	1.50	0.80 - 1.20 "
MANTELLATE	(7.5-12.5)	(10)			(0.75-1.25) "
	3 5-10	7.5	1.28	2.00	0.67 - 1.33 "
	4 3-7	5	1.33	2.33	0.60 - 1.40 "
	5 1-3	2	1.44	3.00	0.50 - 1.50 "
	Rip-zap (rivestimenti)	1.80			0.125 - 4 "
	Berm-breakwater	1.80	5.8		0.30 - 1.70 M <sub>50</sub>



SPM 1984

Spessore mantellato :  $n K_{\Delta} (M/\rho_r)^{1/3}$

densità di pora in opera :  $n K_{\Delta} (1-p) (\rho_r/M)^{2/3}$

dove

n = numero di mazzole formano lo spessore della mantellata

p = porosità (volume di vuoti/volume totale)

K<sub>Δ</sub> = indice di forma (o di shape)

	n	p	K <sub>Δ</sub>
mari nat. d.v.	2	0.37	1
cubi Antifer	2	0.47	1.10
tetrapodi	2	0.50	1.04
dröös	2	0.56	0.84
acropodi	1	0.50	1.28
core. lock	1	0.60	1.50

Da SPM 1984

Table 7-9.  $H/H_{D=0}$  as a function of cover-layer damage and type of armor unit.<sup>1</sup>; relevant  $K_D$  (in brackets)

Unit	$H/H_{D=0}$	Damage (D) in Percent						
		0 to 5	5 to 10	10 to 15	15 to 20	20 to 30	30 to 40	40 to 50
Quarystone (smooth)	$H/H_{D=0}$	1.00 (2.4)	1.08 (3.0)	1.14 (3.6)	1.20 (4.1)	1.29 (5.1)	1.41 (6.7)	1.54 (8.7)
Quarystone (rough)	$H/H_{D=0}$	1.00 (4.0)	1.08 (5.0)	1.19 (6.7)	1.27 (8.2)	1.37 (10.3)	1.47 (12.7)	1.56 <sup>2</sup> (15.2)
Tetrapods & Quadripods	$H/H_{D=0}$	1.00 (8.0)	1.09 (10.4)	1.17 <sup>3</sup> (12.8)	1.24 <sup>3</sup> (15.2)	1.32 <sup>3</sup> (18.9)	1.41 <sup>3</sup> (22.4)	1.50 <sup>3</sup> (27.0)
Tribar	$H/H_{D=0}$	1.00	1.11	1.25 <sup>3</sup>	1.36 <sup>3</sup>	1.50 <sup>3</sup>	1.59 <sup>3</sup>	1.64 <sup>3</sup>
Dolos	$H/H_{D=0}$	1.00	1.10	1.14 <sup>3</sup>	1.17 <sup>3</sup>	1.20 <sup>3</sup>	1.24 <sup>3</sup>	1.27 <sup>3</sup>

<sup>1</sup> Breakwater trunk,  $n = 2$ , random placed armor units, nonbreaking waves, and minor overtopping conditions.

<sup>2</sup> Values in *italics* are interpolated or extrapolated.

<sup>3</sup> CAUTION: Tests did not include possible effects of unit breakage. Waves exceeding the design wave height conditions by more than 10 percent may result in considerably more damage than the values tabulated.

↑ So risponde alle domande: una H maggiore che danno mida?  
 oppure: da un danno D% che  $K_D$  devo usare?  
 ↓ Dati: corrispondenza  $H_{D\%}/H_{D=0}$  e Damage D

Trovare:  $K_D$  relativo p. es. Quarystone rough (per qualche esempio di  $[K_{D=0}]$ )

$$H_{D=0} \rightarrow K_{D=0} = 4(8 \times 1) \left( \frac{H_{D=0}}{\Delta D_n} \right)^3 = (4 \text{ cot}^2 \alpha) \cdot [K_{D=0}]$$

$$H_{D\%} \rightarrow K_{D\%} ? \left( \frac{H_{D\%}}{\Delta D_n} \right)^3 = (K_{D\%} \text{ cot}^2 \alpha)$$

$$\left( \frac{H_{D\%}}{H_{D=0}} \right)^3 = \frac{4}{K_{D\%}}$$

$$K_{D\%} = 4 \left( \frac{H_{D\%}}{H_{D=0}} \right)^3$$

↑ da Tabella

EM 1110-2-1100 (Part VI)  
1 Jun 06

Table VI-5-22  
Rock, Two-Layer Armored Non-Overtopped Slopes (Hudson 1974)

Irregular, head-on waves

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{or} \quad M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot \alpha} \quad (\text{VI-5-67})$$

- where  $H$  Characteristic wave height ( $H_s$  or  $H_{1/10}$ )  
 $D_{n50}$  Equivalent cube length of median rock  
 $M_{50}$  Medium mass of rocks,  $M_{50} = \rho_s D_{n50}^3$   
 $\rho_s$  Mass density of rocks  
 $\rho_w$  Mass density of water  
 $\Delta$   $(\rho_s / \rho_w) - 1$   
 $\alpha$  Slope angle  
 $K_D$  Stability coefficient

$K_D$ -values by SPM 1977,  $H = H_s$ , for slope angles  $1.5 \leq \cot \alpha \leq 3.0$ . (Based entirely on regular wave tests.)

Stone shape	Placement	Damage, $D^4$			
		0-5%		5-10%	10-15%
		Breaking waves <sup>1</sup>	Nonbreaking waves <sup>2</sup>	Nonbreaking waves	Nonbreaking waves
Smooth, rounded	Random	2.1	2.4	3.0	3.6
Rough angular	Random	3.5	4.0	4.9	6.6
Rough angular	Special <sup>3</sup>	4.8	5.5		

$K_D$ -values by SPM 1984,  $H = H_{1/10}$ .

Stone shape	Placement	Damage, $D^4 = 0-5\%$	
		Breaking waves <sup>1</sup>	Nonbreaking waves <sup>2</sup>
Smooth rounded	Random	1.2	2.4
Rough angular	Random	2.0	4.0
Rough angular	Special <sup>3</sup>	5.8	7.0

- <sup>1</sup> Breaking waves means depth-limited waves, i.e., wave breaking takes place in front of the armor slope. (Critical case for shallow-water structures.)
- <sup>2</sup> No depth-limited wave breaking takes place in front of the armor slope.
- <sup>3</sup> Special placement with long axis of stone placed perpendicular to the slope face.
- <sup>4</sup>  $D$  is defined according to SPM 1984 as follows: The percent damage is based on the volume of armor units displaced from the breakwater zone of active armor unit removal for a specific wave height. This zone extends from the middle of the breakwater crest down the seaward face to a depth equivalent to the wave height causing zero damage below still-water level.

*Shore Protection Manual* (1977) versus *Shore Protection Manual* (1984): When considering that  $H_{1/10} = 1.27H_s$  for Rayleigh distributed wave heights (non-depth-limited waves) it is seen that the recommendations of *Shore Protection Manual* (1984) introduce a considerable safety factor compared to the practice based on *Shore Protection Manual* (1977).

Uncertainty of the formula: The coefficient of variation of Eq VI-5-67 is estimated to be 18% by van der Meer (1988). Melby and Mlaker (1997) reported a coefficient of variation for  $K_D$  of 25% for stone and 20% for Dolosse.

Based on earlier work of Thompson and Shuttler (1975) an extensive series of model tests was conducted at Delft Hydraulics (Van der Meer (1988-1), Van der Meer (1987), Van der Meer (1988-2)). The tests included structures with a wide range of core/underlayer permeabilities and a wider range of wave conditions. Two formulae were derived for plunging and surging waves respectively. These formulae may be written as:

for plunging waves:

$$H_s/AD_{n50} = 6.2 P^{0.16} (S/\sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5}$$

and for surging waves:

$$H_s/AD_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \frac{P}{Q_m}$$

The transition from plunging to surging waves can be calculated using a critical value of  $\xi_m$ :

$$\xi_{mc} = [6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha}] / (P+0.5)$$

Si hanno condizioni surging se le onde hanno piccola ripidità H/Lo, la mantellata ha forte pendenza  $\alpha$  e alta permeabilità nozionale P



Fig. 6. Notional permeability factor P for various structures

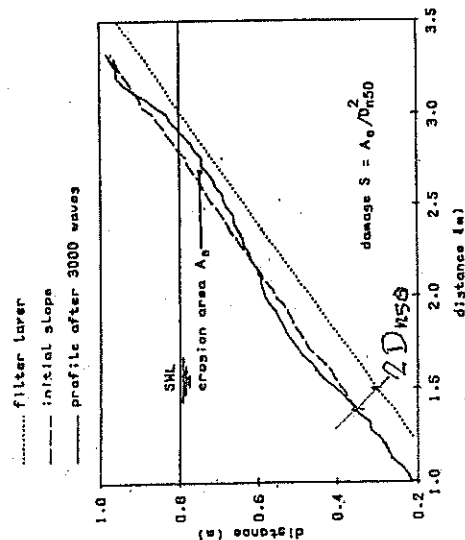


Fig. 7. Damage S based on erosion area  $A_e$

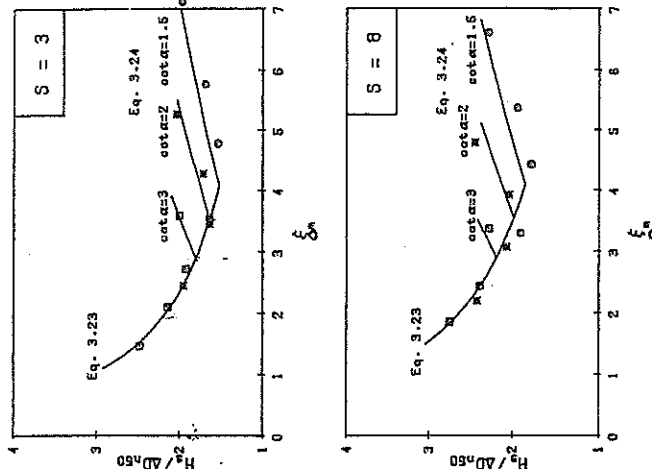


Figure 3.17 Results for a permeable core, S = 3 and 8. (N = 3000, P = 0.5).

Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Table 1. Design values of S for various structures

As only one slope angle was investigated, the influence of the wave period should not be given in formulae including  $\zeta_m$ , as this parameter includes both wave period (steepness) and slope angle. The influence of wave period, therefore, will be given by the wave steepness  $S_m$ . Final formulae for stability of concrete units include the relative damage level  $N_{od}$ , the number of waves  $N$ , and the wave steepness,  $S_m$ . The formula for Cubes is given by: **Cubes:  $Coef = 1.5; n = 2; N_{od} \leq 2$**

(52)  $H_s/AD_n = (6.7 N_{od}^{0.7} / N^{0.3} + 1.0) S_m^{-0.1}$

For tetrapods: **Coef = 1.5; n = 2;  $N_{od} \leq 1.5$**

(53)  $H_s/AD_n = (3.75 N_{od}^{0.5} / N^{0.25} + 0.85) S_m^{-0.2}$

For the no-damage criterion  $N_{od} = 0$ , Eqs. 52 and 53 reduce to:

(54)  $H_s/AD_n = S_m^{-0.1}$  ( $N_{od} = 0$ , cubes)

(55)  $H_s/AD_n = 0.85 S_m^{-0.2}$  ( $N_{od} = 0$ , tetrapods)

The storm duration and wave period showed no influence on the stability of accropode and the "no damage" and "failure" criteria were very close. The stability, therefore, can be described by two simple formulae:

(56) Start of damage,  $N_{od} = 0$ : **Coef = 1.33; n = 1;  $N_{od} \leq 0.5$**

(57) Failure,  $N_{od} > 0.5$ :  $H_s/AD_n = 4.1 \rightarrow 2.5$

The reliability of Eqs. 52 - 57 can be described with a similar procedure as for rock. The coefficients 3.7 and 4.1 in Eqs. 55 and 56 for accropode can be considered as stochastic variables with a standard deviation of 0.2. The procedure for Eqs. 51 - 54 is more complicated. Assume a relation-

ship:  $H_s/AD_n = a f(N_{od}, N, S_m)$

The function  $f(N_{od}, N, S_m)$  is given in Eqs. 52 and 53. The coefficient, a, can be regarded as a stochastic variable with an average value of 1.0 and a standard deviation. From analysis it followed that this standard deviation is  $\sigma = 0.10$  for both formulae on cubes and tetrapods.

Eqs. 47 and 48 and 52 - 56 describe the stability of rock, cubes, tetrapods and accropode. A comparison of stability is made in Fig. 28 where for all units curves are shown for two damage levels: "start of damage" ( $S = 2$  for rock and  $N_{od} = 0$  for concrete units) and "failure" ( $S = 8$  for rock,  $N_{od} = 2$  for Cubes,  $N_{od} = 1.5$  for tetrapods and  $N_{od} > 0.5$  for accropode). The curves are drawn for  $N = 3000$  and are given as  $H_s/AD_n$  versus the wave steep-

ness,  $S_m$ .

From Fig. 28 the following conclusions can be drawn:

- Start of damage for rock and cubes is almost the same. This is partly due to a more stringent definition of "no damage" for Cubes ( $N_{od} = 0$ ). The damage level  $S = 2$  for rock means that a little displacement is allowed (according to Hudson's criterion of "no damage", however).

- The initial stability of tetrapods is higher than for rock and cubes and the initial stability of accropode is much higher. As start of damage and failure are very close for accropode, a safety coefficient should be used for design (for example a factor 1.5 on the  $H_s/AD_n$  value).

- Failure of the slope is reached first for rock, then cubes, tetrapods and accropode. The stability at failure (in terms of  $H_s/AD_n$  values) is closer for tetrapods and accropode than at the initial damage stage.

JENTSJE W. VAN DER MEER

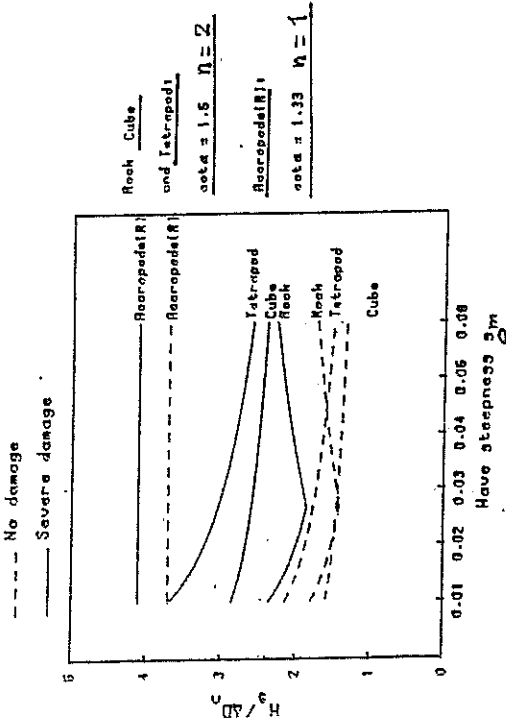


Fig. 28. Comparison of stability of rock, cubes, tetrapods and accropode

4.3 ARMOUR LAYERS WITH CONCRETE UNITS

The Hudson formula 46 was given in Section 4.2 with  $K_D$  values for rock, concrete armour units. The most important values for a large number of cubes,  $K_D = 7.0$  and  $8.0$  for tetrapods and  $K_D = 15.8$  and  $31.8$  for Dolosse. For other units one is referred to the Shore Protection Manual (1984).

Extended research by Van der Meer (1988-3) on breakwaters with concrete armour units was based on the governing variables found for rock stability. The research was limited to only one cross-section (slope angle and permeability) for each armour unit. Therefore the slope angle, cotd, and consequently the surf similarity parameter,  $S_m$ , is not present in the stability formula developed on the results of the research. The same yields for the notional permeability factor, P. This factor was  $p = 0.4$ .

Breakwaters with armour layers of interlocking units are generally built with steep slopes in the order of 1:1.5. Therefore this slope angle was chosen for tests on cubes and tetrapods. Accropode are generally built on a slope of 1:1.33, and this slope was used for tests on accropode. Cubes were chosen as these elements are bulky units which have good resistance against impact forces. Tetrapods are widely used all over the world and have a fair degree of interlocking. Accropode were chosen as these units can be regarded as the latest development, showing high interlocking, strong elements and a one layer system. A uniform 1:30 foreshore was applied for all tests. Only for the highest wave heights which were generated, some waves broke due to depth limited conditions.

Damage to concrete units can be described by the damage number  $N$ , described in Section 2.2.4.  $N_{od}$  is the actual number of displaced units related to a width (along the longitudinal axis of the breakerwater) of one nominal diameter,  $D$ .  $N_{od}$  and  $N$  are respectively the number of rocking units and the number of displaced units.

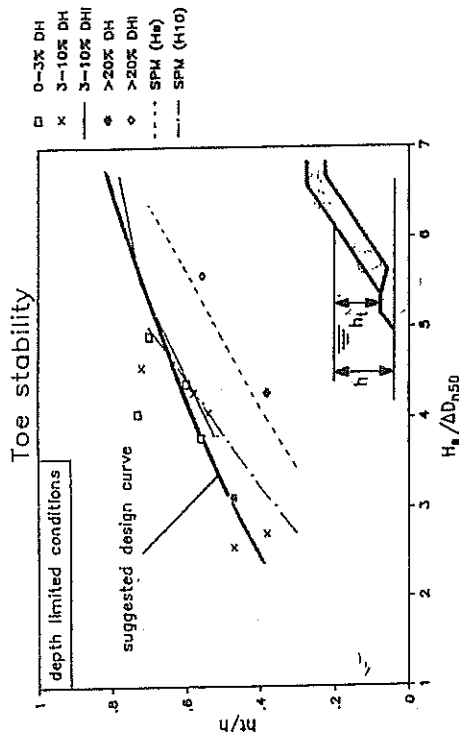


Fig. 36. Toe stability as a function of  $h_t/h$

A suggested line for design purposes is given in the Figure. In general it means that the depth of the toe below the water level is an important parameter. If the toe is close to the bottom the diameter of the stones can be more than twice as small as when the toe is half way the bottom and the water level. Design values for low and acceptable damage (0-10%) and for more or less depth limited situations are:

$h_t/h$	$H_s/AD_{n50}$
0.5	3.3
0.6	4.2
0.7	5.2
0.8	6.3

A general function between  $h_t/h$  and  $H_s/AD_{n50}$  is given by:

$$h_t/h = -0.22 (H_s/AD_{n50})^{0.7} \quad (67)$$

Based on the limited number of data points it is not easy to give an estimation of the reliability of Eq. 67. Analysis of the variation of the data points gave a standard deviation for the coefficient 0.22 of about 0.02. The 90% confidence bands are reached for  $0.22 \pm 1.64\sigma$ . The mass for the toe structure is in most cases not related to a maximum available stone size (as it often is for the armour layer). A safe approach for the toe is, therefore, to design on the 90% confidence level in stead of the average (Eq. 67). This leads to:

$$h_t/h = 0.253 (H_s/AD_{n50})^{0.7} \quad H_s/AD_{n50} = 7.12 (h_t/h)^{1.43} \quad (68)$$

Three points are shown in Fig. 36 which indicate failure of the toe. Above given design values are safe for  $h_t/h > 0.5$ . For lower values of  $h_t/h$  one should use the stability formulae for armour stones described in Section 4.2

#### 4.7 TOE PROTECTION

In most cases the armour layer on the seaside near the bottom is protected by a toe, see Fig. 36. If the rock in the toe has the same dimensions as the armour, the toe will be stable. In most cases, however, one wants to reduce the size of the stones in the toe. The SPM (1984) shows results of Brebner and Donnelly (1962), who tested toes under monochromatic waves. A relationship is assumed between the ratio  $h_t/h$  and the stability number  $H/AD_{n50}$  (or  $N_s$ ), where  $h_t$  is the depth of the toe below the water level and  $h$  is the water depth (see also Fig. 5). A small ratio of  $h_t/h = 0.3 - 0.5$  means that the toe is relatively high above the bottom. In that case the toe structure is more a berm structure. A value of  $h_t/h = 0.8$  means that the toe is near the bottom.  $H/AD_{n50}$  values, using regular wave height  $H$  (therefore not  $H_s/AD_{n50}$ ) of 6-7 are recommended if  $h_t/h > 0.5$ .

Sometimes a relationship between  $H_s/AD_{n50}$  and  $h_t/h$  is assumed where a lower value of  $h_t/h$  should give more damage. Gravesen and Sørensen (1977) describe that a high wave steepness (short wave period) gives more damage to the toe than a low wave steepness. Above mentioned assumption was based on only a few points. In the CIAD report (1985) this conclusion could not be verified. No relationship was found there between  $H_s/AD_{n50}$  and  $h_t/h$ , probably because  $H_s$  is present in both parameters. An average value of  $H_s/AD_{n50} = 4$  was given for no damage and a value of 5 for failure. The standard deviation around these values was 0.8, showing a large scatter.

The results of a more in depth study will be given here. The results presented in the CIAD report were re-analysed and compared with other data. Figure 36 shows the final results. Seven breakwaters (with alternatives) tested at Delft Hydraulics were taken and the behaviour of the toe was examined. The wave boundary conditions for which the criteria "0-3%", "3-10%" and "failure, >20-30%" occurred were established. Here "0-3%" means no movement of stones (or only a few) in the toe, "3-10%" means that the toe flattened out a little, but the function of the toe (supporting the armour

has lost its function and this damage level is not acceptable.

In almost all cases the structure was attacked by waves in a more or less depth limited situation, which means that  $H_t/h$  was fairly close to 0.5. This is also the reason why it is acceptable that the location of the toe,  $h_t$ , is related to the water depth,  $h$ . It would not be acceptable for breakwaters in very large water depths (more than 20 - 25 m). The results of the analysis are, therefore, applicable for depth limited situations.

Fig. 36 shows that if the toe is high above the bottom (small  $h_t/h$  ratio) the stability is much smaller than for the situation where the toe is close to the bottom. The results of DHI (internal paper) are also shown in the Figure and correspond well with the 3-10% values of Delft Hydraulics. If the curve of Brebner and Donnelly (1962) is added with  $H = H_s$ , the curve is too low compared with the other results. If one assumes  $H = H_t$  (as was done in SPM (1984)), the curve corresponds well with the other results.

## ESERCIZI DEL PAR. 2.3.4

Per l'esempio si sceglie uno stato di mare compatibile con i marni naturali

$$H_S = 5 \text{ m} \quad T_m = 7.6 \text{ s} \quad N = 2000 \quad \text{iniziale} \quad H/H_0 = 1 \\ H_0 = 2$$

Hudson  $H/\Delta D_n = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad S = 2$

Si applica la formula anzitutto  $H = H_S$ ;  $T_m$  e  $N$  non comparano in Hud.

$$\rho_R = 2650 \text{ kg/m}^3 \text{ rock} \quad \Delta = 1.573 \quad D_{n50} = 1.59 \text{ m} \quad M_{50} = 10680 \text{ kg} \\ \cot \alpha = 2 \quad K_D = 4 \quad H/\Delta D_{n50} = 2 \quad (8000 \div 14000) \quad 0.75/1.30$$

$$\rho_R = 2750 \text{ kg/m}^3 \text{ rock} \quad \Delta = 1.670 \quad D_{n50} = 1.50 \text{ m} \quad M_{50} = 9280 \text{ kg} \\ \cot \alpha = 2 \quad K_D = 4 \quad H/\Delta D_{n50} = 2 \quad (7000 \div 12000) \quad 0.75/1.30$$

$$\rho_R = 2650 \text{ kg/m}^3 \text{ rock} \quad \Delta = 1.573 \quad D_{n50} = 1.47 \text{ m} \quad M_{50} = 8500 \text{ kg} \\ \cot \alpha = 2.5 \quad K_D = 4 \quad H/\Delta D_{n50} = 2.154 \quad (6000 \div 11000) \quad 0.7/1.30$$

$$\rho_R = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ tetrap} \quad \Delta = 1.330 \quad D_n = 1.64 \text{ m} \quad M = 10682 \text{ kg} \\ \cot \alpha = 1.5 \quad K_D = 8 \quad H/\Delta D_n = 2.289 \quad V = 4.4 \text{ m}^3 \rightarrow 5 \text{ m}^3 \text{ (fig. 2.3)}$$

Vau du Meer  $H_S/\Delta D_{n50} = 6.2 P^{0.18} (S/\sqrt{\lambda})^{0.2} \xi_{om}^{-0.5}$

$$P_R = 2650 \text{ kg/m}^3 \text{ rock} \quad \Delta = 1.573 \quad H_S = 5 \text{ m}$$

$$P = 0.4 \quad \cot \alpha = 2 \quad T_m = 7.6 \text{ s} \quad L_{om} = 90.18 \text{ m}$$

$$S = 2 \quad \tan \alpha = 0.5 \quad N = 2000 \quad \lambda_{om} = 0.055$$

$$\xi_{mc} = [6.2 \cdot 0.4^{0.31} \sqrt{0.5}]^{1/(0.4+0.5)} = 3.77 > 2.13^* \quad \xi_{om} = 0.5/\sqrt{0.055} = 2.13$$

$$H_S/\Delta D_{n50} = 1.938; \quad D_{n50} = 1.64 \text{ m} \quad M_{50} = 11630 \text{ kg}$$

\*  $\xi_{om} < \xi_{mc}$  è lo scudo più frequente (v. Tab 1)  $(9000 \div 15000) \quad 0.75/1.30$

Per un confronto H - VdM più articolato v. Tab 2

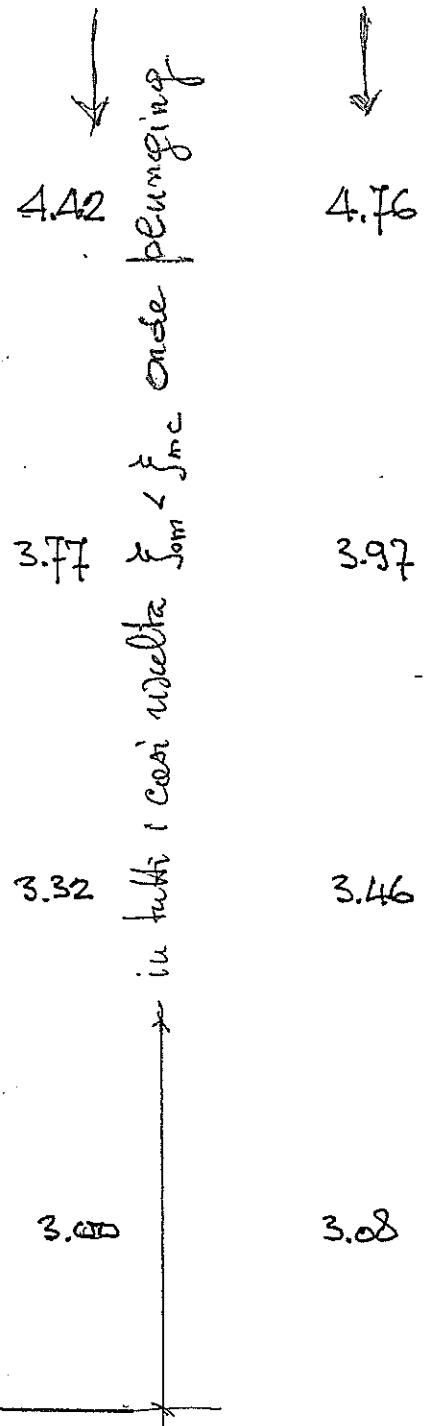


Box 8/2

$$T_m \approx 0.8 \times 8.5 \times \pi \times \sqrt{H_s/4g} \quad (\text{alle/mo. / prof.})$$

$$\sum_{m,c} \text{con } P=0.4 \quad \text{e } P=0.3$$

$f_{pd}$ (-)	$H_s$ (m)	$T_m$ (s)	$\sum_{om}$ (-)
1/1.5	4	6	2.5
		7	2.92
		8	3.33
	6	8	3.12
		9	3.06
		10	3.40
		10	2.95
	8	12	3.53
		14	4.12
		1/2	4
7	2.19		
8	2.50		
6	8		2.04
	9		2.30
	10		2.55
	10		2.21
8	12		2.65
	14		3.09
	1/2.5		4
7		1.75	
8		2.00	
6		8	1.63
		9	1.84
		10	2.04
		10	1.77
8		12	2.12
		14	2.47
		1/3	4
7	1.46		
8	1.67		
6	8		1.36
	9		1.53
	10		1.70
	10		1.47
8	12		1.77
	14		2.06



ES. Surging

$f_{pd} = 1/1.5$   
forte pendenza

$H_s = 4 \text{ m}$   $T = 12 \text{ s}$   
piccola ripida d'onda

$$\sum_{om} = 5 > 4.76$$

CONFRONTO HUDSON.-VAN DER MEER YDM  
 H HUDSON.-VAN DER MEER YDM  
 ONDE PLUNGING CSI < CSIC

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 4.00 TM= 6.00 CSI= 1.87 CSIC= 3.98 ore 1.57  
 NHUD= 2.00 NVDN= 2.10  
 DHR3= 1.21 DVDM= 1.15  
 MHR3= 4.72 MVDN= 4.08  
 DHH10= 1.54  
 MHH10= 9.71

$D_{n50}$  HUD  $H_{1/3}$  →  
 $M_{50}$  " " →

$R = \rho \cdot \sum V = 2.65 \times 10^3 \text{ kg}$   
 $M = M_{50} (\text{kg} \times 10^3)$   
 $CTG = C_{60d}$   
 $CSI = \sum_{om}$

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 4.00 TM= 7.00 CSI= 2.19 CSIC= 3.98 ore 1.94  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.94  
 DHR3= 1.21 DVDM= 1.25  
 MHR3= 4.72 MVDN= 5.14  
 DHH10= 1.54  
 MHH10= 9.71

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 4.00 TM= 8.00 CSI= 2.50 CSIC= 3.98 ore 2.22  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.82  
 DHR3= 1.21 DVDM= 1.33  
 MHR3= 4.72 MVDN= 6.28  
 DHH10= 1.54  
 MHH10= 9.71

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 4.50 TM= 6.50 CSI= 1.91 CSIC= 3.98 ore 1.81  
 NHUD= 2.00 NVDN= 2.08  
 DHR3= 1.36 DVDM= 1.31  
 MHR3= 6.72 MVDN= 6.00  
 DHH10= 1.73  
 MHH10= 13.83

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 4.50 TM= 7.50 CSI= 2.21 CSIC= 3.98 ore 2.08  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.93  
 DHR3= 1.36 DVDM= 1.41  
 MHR3= 6.72 MVDN= 7.43  
 DHH10= 1.73  
 MHH10= 13.83

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 4.50 TM= 8.50 CSI= 2.50 CSIC= 3.98 ore 2.36  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.82  
 DHR3= 1.36 DVDM= 1.50  
 MHR3= 6.72 MVDN= 8.97  
 DHH10= 1.73  
 MHH10= 13.83

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 5.00 TM= 7.00 CSI= 1.96 CSIC= 3.98 ore 1.94  
 NHUD= 2.00 NVDN= 2.06  
 DHR3= 1.52 DVDM= 1.47  
 MHR3= 9.22 MVDN= 8.50  
 DHH10= 1.93  
 MHH10= 18.97

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 5.00 TM= 8.00 CSI= 2.24 CSIC= 3.98 ore 2.22  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.92  
 DHR3= 1.52 DVDM= 1.58  
 MHR3= 9.22 MVDN= 10.38  
 DHH10= 1.93  
 MHH10= 18.97

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 1000.00  
 HS= 5.00 TM= 9.00 CSI= 2.51 CSIC= 3.98 ore 2.50  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.81  
 DHR3= 1.52 DVDM= 1.67  
 DHH10= 1.93

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 4.00 TM= 6.00 CSI= 1.87 CSIC= 3.98 ore 5.00  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.88  
 DHR3= 1.21 DVDM= 1.29  
 MHR3= 4.72 MVDN= 5.67  
 DHH10= 1.54  
 MHH10= 9.71

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 4.00 TM= 7.00 CSI= 2.19 CSIC= 3.98 ore 5.83  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.74  
 DHR3= 1.21 DVDM= 1.39  
 MHR3= 4.72 MVDN= 7.15  
 DHH10= 1.54  
 MHH10= 9.71

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 4.00 TM= 8.00 CSI= 2.50 CSIC= 3.98 ore 6.57  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.63  
 DHR3= 1.21 DVDM= 1.49  
 MHR3= 4.72 MVDN= 8.74  
 DHH10= 1.54  
 MHH10= 9.71

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 4.50 TM= 6.50 CSI= 1.91 CSIC= 3.98 ore 5.42  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.86  
 DHR3= 1.36 DVDM= 1.47  
 MHR3= 6.72 MVDN= 8.34  
 DHH10= 1.73  
 MHH10= 13.83

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 4.50 TM= 7.50 CSI= 2.21 CSIC= 3.98 ore 6.25  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.73  
 DHR3= 1.36 DVDM= 1.57  
 MHR3= 6.72 MVDN= 10.34  
 DHH10= 1.73  
 MHH10= 13.83

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 4.50 TM= 8.50 CSI= 2.50 CSIC= 3.98 ore 7.08  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.63  
 DHR3= 1.36 DVDM= 1.68  
 MHR3= 6.72 MVDN= 12.47  
 DHH10= 1.73  
 MHH10= 13.83

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 5.00 TM= 7.00 CSI= 1.96 CSIC= 3.98 ore 5.83  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.84  
 DHR3= 1.52 DVDM= 1.65  
 MHR3= 9.22 MVDN= 11.81  
 DHH10= 1.93  
 MHH10= 18.97

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 5.00 TM= 8.00 CSI= 2.24 CSIC= 3.98 ore 6.57  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.72  
 DHR3= 1.52 DVDM= 1.75  
 MHR3= 9.22 MVDN= 14.43  
 DHH10= 1.93  
 MHH10= 18.97

KD= 4.00 CTG= 2.00 P= 0.30 S= 2.00 R= 2.65 N= 3000.00  
 HS= 5.00 TM= 9.00 CSI= 2.51 CSIC= 3.98 ore 7.50  
 NHUD= 2.00 NVDN= 1.62  
 DHR3= 1.52 DVDM= 1.87  
 MHR3= 9.22 MVDN= 17.72  
 DHH10= 1.93  
 MHH10= 18.97

$f_{1/3} = 4.5$   
 $T_m = 6.78$

$f_{1/3} = 4.5$   
 $T_m = 6.57, 5.8, 5.5$

$f_{1/3} = 5$   
 $T_m = 7.8, 8.19$

The influence of berms

roughness, shallow water and oblique wave attack on wave runup and overtopping can be given as reduction factors  $\gamma_b, \gamma_f, \gamma_h$  and  $\gamma_\beta$ , respectively. They are defined as the ratio of runup on a slope considered to that on a smooth impermeable slope under otherwise identical conditions (TAW, 1974). The total reduction factor becomes than:

$$\gamma = \gamma_b \gamma_f \gamma_h \gamma_\beta \quad (24)$$

The reduction factors will be described in the next sections.

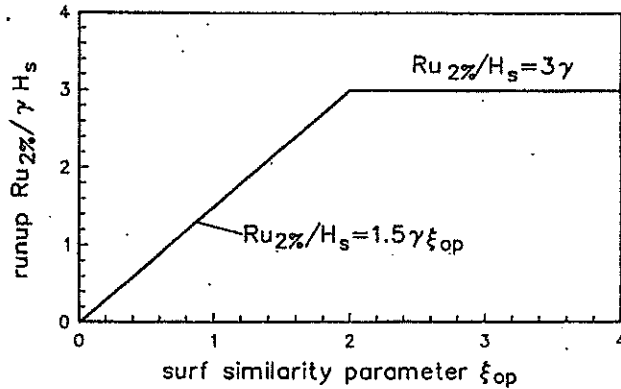
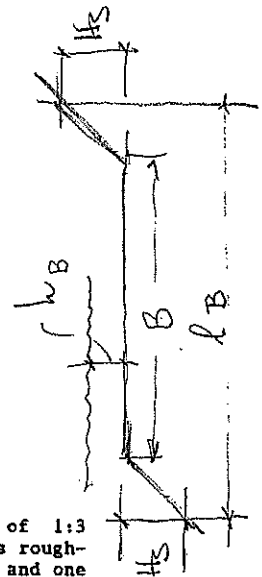


Fig. 16. Wave runup on slopes



$$\gamma_b = 1 - B/l_{op} \left[ 1 - 0.5 (h_b/H_s)^2 \right] \leftarrow \text{CUP/TAW/92}$$

BERMS, ROUGHNESS AND SHALLOW WATER

About 150 tests were performed in a wave flume on smooth slopes of 1:3 and 1:4. Berms with various lengths and depths were tested. Various roughness elements were placed on a 1:3 slope, such as cubic blocks, ribs and one layer of rock. Finally the effect of depth limited waves (which do not follow the Rayleigh distribution) on a foreshore was studied.

Covering			Reductionfactor $\gamma_f$
Smooth, concrete, asphalt			1,0
Imparable smooth block revetment			1,0
Grass			0,90 - 1,0
1 layer of rock			0,55 - 0,60
2 layers of rock			0,50 - 0,55
Ribs. $k/H_s = 0,12 - 0,19$ en $l/k = 7$ (optimum)			0,60 - 0,70
Blocks on smooth slope. Height $f_h$ , width $f_b$			
$f_h/f_b$	$f_b/H_s$	surface covered	
0,88	0,12 - 0,24	1/25	0,75 - 0,85
0,88	0,12 - 0,19	1/9	0,70 - 0,75
0,44	0,12 - 0,24	1/25	0,85 - 0,95
0,88	0,12 - 0,18	1/25	0,85 - 0,95
0,18	0,55 - 1,10	1/4	0,75 - 0,85

Table 3. Reduction factors  $\gamma_f$  for runup on slopes including roughness

The reduction factor for berms  $\gamma_b$  can easiest be described by using an equivalent slope. This slope is simply a straight line between points on the slope  $1.5H_s$  below and above the slope. The tests on roughness resulted in a table with reduction factors  $\gamma_f$  for various rough slopes and can be seen as an update of Table II.5.5 in TAW (1974) or the similar Table 7-2 in the Shore Protection Manual (CERC, 1984). Table 3 shows this update (now with random waves). The influence of depth limited waves on runup can be described by  $\gamma_h = H_{2\%}/1.4H_s$ . For a Rayleigh distribution of the wave heights  $\gamma_h$  becomes 1.

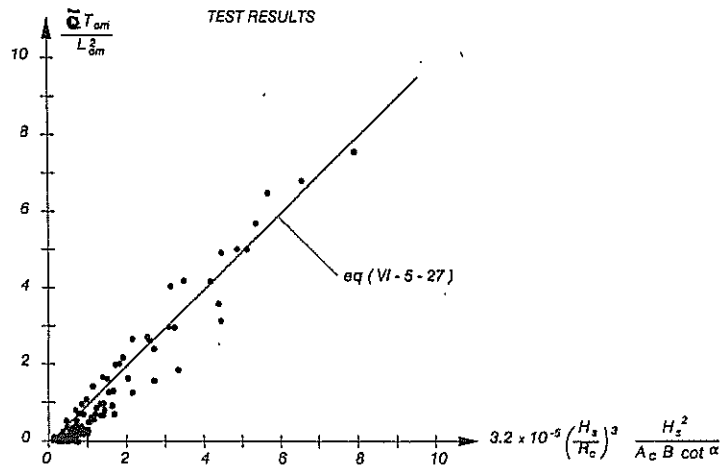
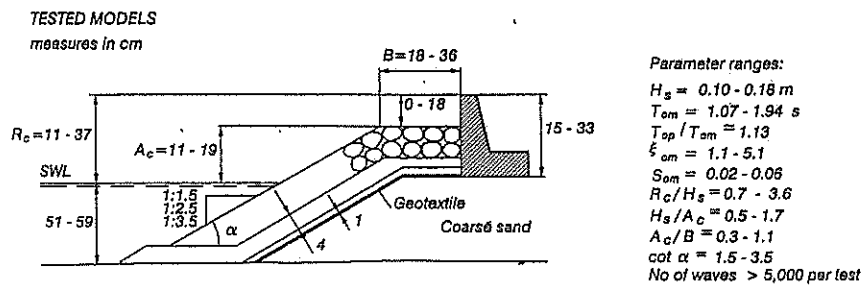
EM 1110-2-1100 (Part VI)  
1 Jun 06

Table VI-5-12  
Overtopping Formula by Pedersen and Burcharth (1992), Pedersen (1996)

Rock armored permeable slopes with a berm in front of a crown wall, Figure VI-5-14c. Irregular, head-on waves.

$$\frac{\bar{Q} T_{om}}{L_{om}^2} = 3.2 \cdot 10^{-5} \left( \frac{H_s}{R_c} \right)^3 \frac{H_s^2}{A_c B \cot \alpha} \quad (VI-5-27)$$

Notional permeability  $P = 0.4$ .

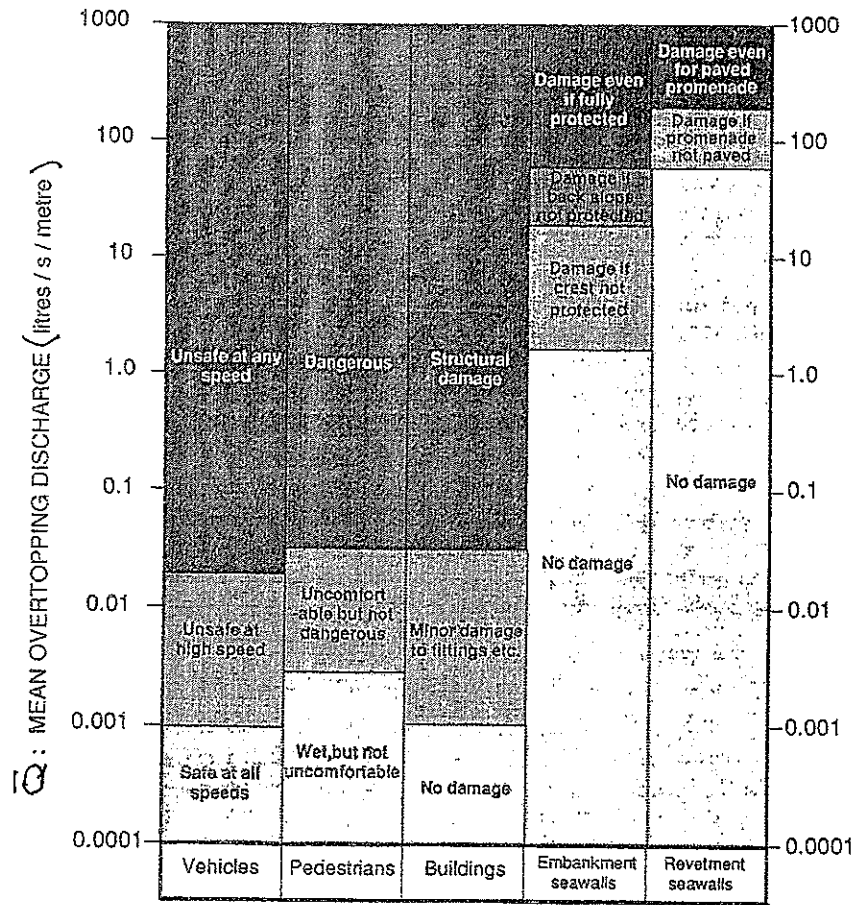


Some conservative bias of Eq VI-5-27 for small values of  $\bar{Q}$  is observed.

CONCEPTUAL DESIGN OF RUBBLE MOUND BREAKWATERS

Box 3 Overtopping discharges

Limiting values of  $\bar{Q}$  for different design cases have been suggested, and are summarised in the figure below. This incorporates recommended limiting values of the mean discharge for the stability of crest and rear armour to types of sea walls, and or the safety of vehicles and people.

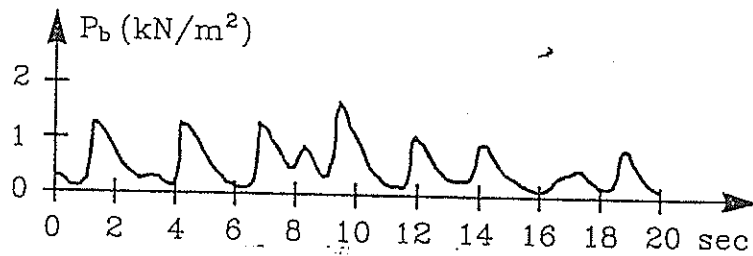
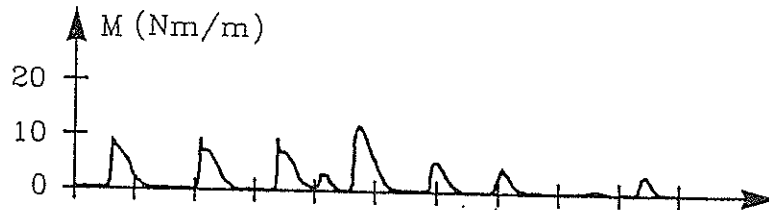
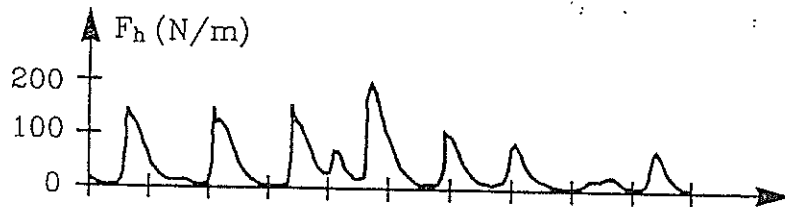
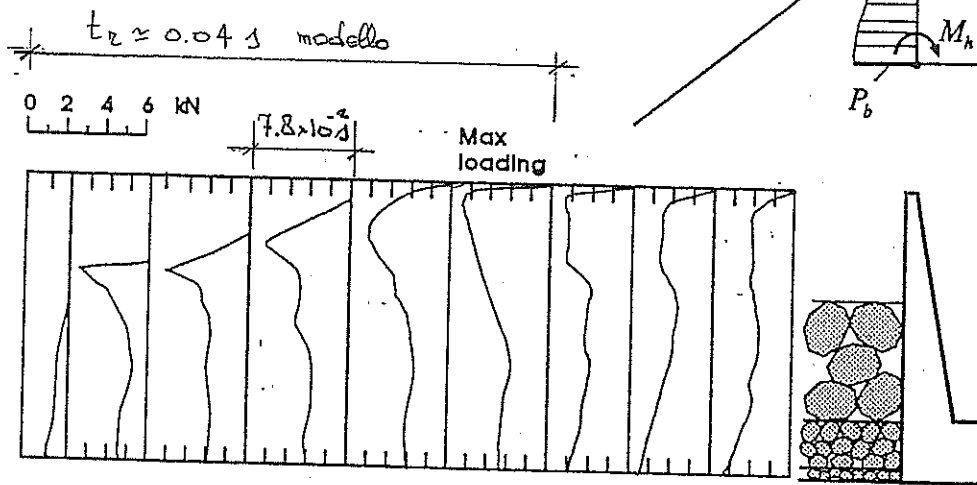
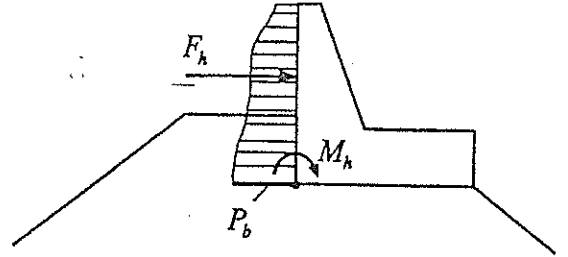


SAFE OVERTOPPING DISCHARGES

Immaginando che si tratti  
 di un modello  $\lambda = 36$  ( $\tau = 6$ )  
 $t_z$  originale =  $0.04 \times 6 \approx 0.25$  s

Da Burcharth 1992

IMPACT



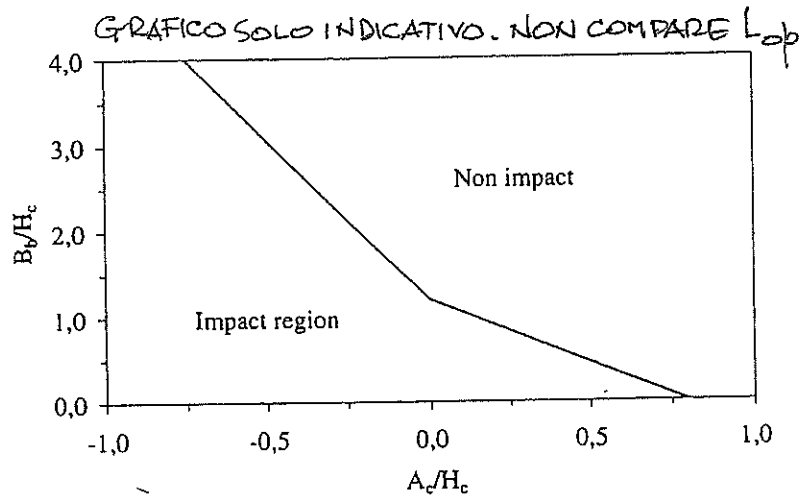


Figure 2-33. Definition of shock impact and non-impact regions (empirical).

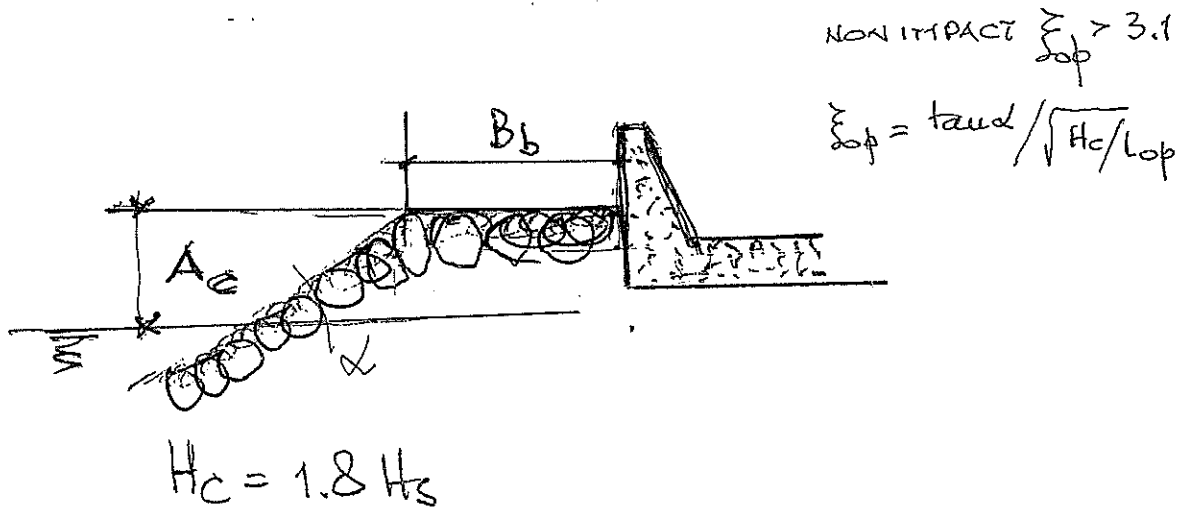
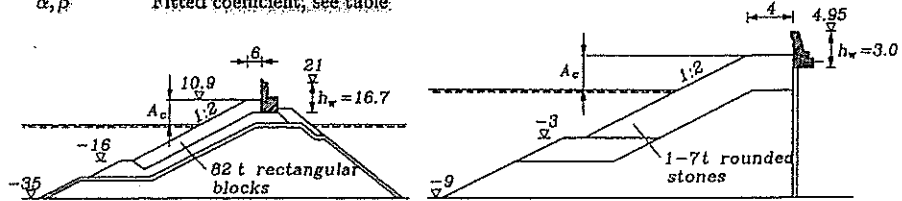


Table VI-5-60  
Horizontal Wave Force on Concrete Caps (Jensen 1984; Bradbury et al. 1988)

$$\frac{F_{h,0.1\%}}{\rho_w g h_w L_{op}} = \alpha + \beta \frac{H_s}{A_c} \quad \text{IMPACT} \quad \text{(VI-5-186)}$$

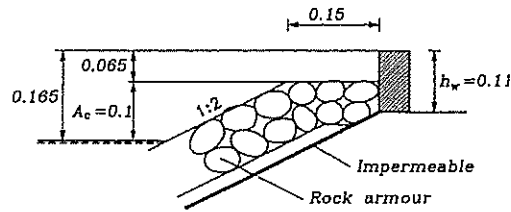
where  $F_{h,0.1\%}$  Horizontal wave force per running meter of the wall corresponding to 0.1% exceedence probability  
 $\rho_w$  Mass density of water  
 $h_w$  Crown wall height  
 $L_{op}$  Deepwater wavelength corresponding to peak wave period  
 $H_s$  Significant wave height in front of breakwater  
 $A_c$  Vertical distance between MWL and the crest of the armor berm  
 $\alpha, \beta$  Fitted coefficient, see table.



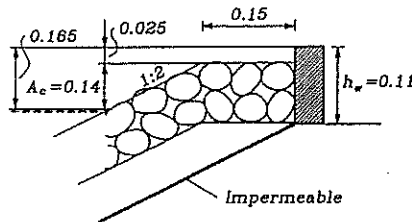
Cross section A

Cross section B

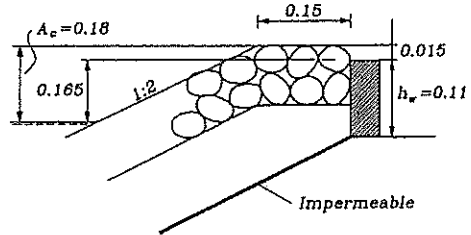
Cross section C



Cross section D



Cross section E



All measures in meters.

(1) Jensen 1984  
(2) Bradbury et al 1988

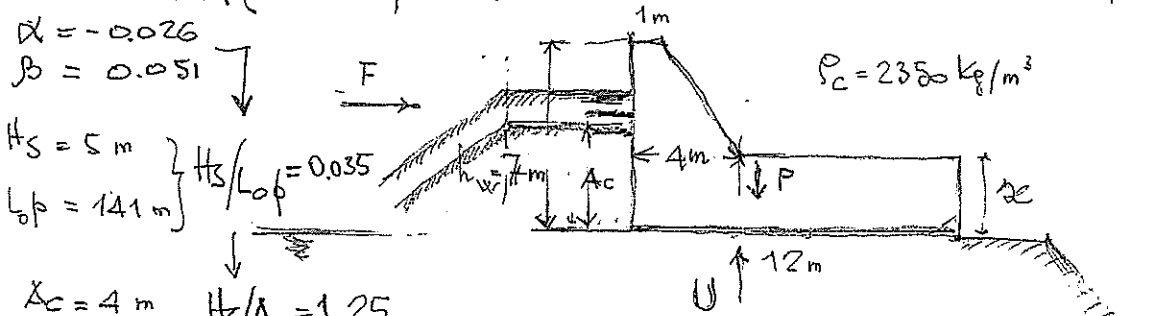
Cross section	Parameter ranges in tests			0.1% exceedence values of coefficients in eq.	
	$A_c$ (m)	$s_{op} = \frac{H_s}{L_{op}}$	$\frac{H_s}{A_c}$	$\alpha$	$\beta$
A (1)	5.6 - 10.6	0.016 - 0.036	0.76 - 2.5	-0.026	0.051
B (1)	1.5 - 3.0	0.005 - 0.011	0.82 - 2.4	-0.016	0.025
C (2)	0.10	0.023 - 0.07	0.9 - 2.1	-0.038	0.043
D (2)	0.14	0.04 - 0.05	1.43	app. 65% of values for C	
E (2)	0.18	0.04 - 0.05	1.11	app. 25% of values for C	



### Esempio Schema Jensen IMPACT

Determinazione dello spessore  $x$  da aggiungere alla piattaforma del massiccio di coronamento su le altre caratteristiche parametriche indicate nella serie -

Si calcolino le condizioni per diversi valori di  $A_c$  usando i coef. della Ser A (muro a portata) con le condizioni indicate Box 14



$\alpha = -0.026$   
 $\beta = 0.051$

$H_s = 5 \text{ m}$   
 $L_{op} = 141 \text{ m}$

$A_c = 4 \text{ m}$      $H_s/A_c = 1.25$

$F_{ho,1\%} = 9.81 \times 1030 \times 7 \times 141 \times [-0.026 + 0.051 \cdot 5/4] = 376'480 \text{ N/m}$

$U = \frac{1}{2} (376'480 / 7 \times 12) = 322'697 \text{ N/m}$

$P = ((1+4)/2 \times (7-x) + 12 \times x) \times 2350 \times 9.81 \text{ N/m}$

$(P-U) \times 0.6 = 1.4 F$     (1.4 anziché come SFcl)

$x = 3.65 \text{ m}$  (troppo spesso)

$A_c = 5 \text{ m}$      $H_s/A_c = 1$

$F_{ho,1\%} \text{ id cui } 5 = 249323 \text{ N/m}$

$U = 213705 \text{ N/m}$

$P = \text{id}$

$x = 1.80 \text{ m}$  (troppo sottile)

$A_c = 4.5 \text{ m}$      $H_s/A_c = 1.125$

$F = 305837 \text{ N/m}$

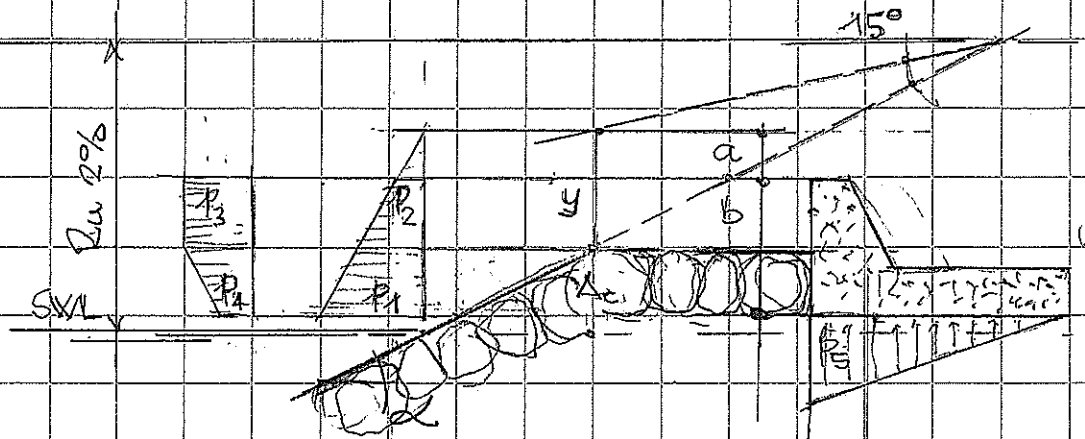
$U = 262146 \text{ N/m}$

$P = \text{id}$

$x = 2.60 \text{ m}$  (proporzionato)

Per la verifica allo scivimento si può ritenere capretto  $A_c = 4.5 \text{ m}$ ,  $x = 2.60 \text{ m}$

Schema Bruun Gumbäck 1970-82-84  
NON IMPACT



Prevede il calcolo del Ru up 2%

"Apex angle, 15°

$$y = \frac{Ru 2\% - Ac}{\sin \alpha} \cdot \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)}$$

$$\begin{aligned} p_1 &= \rho g (a+b) \\ p_2 &= \rho g a \end{aligned}$$

} effetto pseudo statico

} Contemporanei

$$\begin{aligned} p_3 &= \frac{1}{2} \rho C^2 ac c = \sqrt{g} y \\ p_4 &= \frac{1}{2} p_3 \end{aligned}$$

} effetto dinamico

$$p_5 = p_1 + p_4$$

so l'alternativa

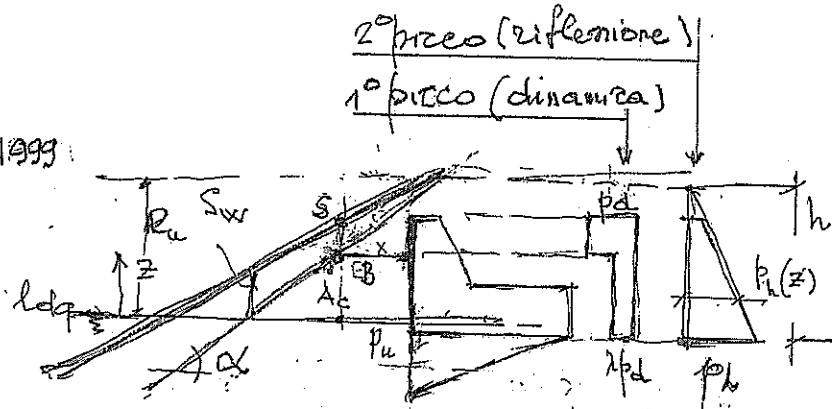
Schema

Martin 1995; M. et al. 1999

$(\frac{z}{z_p} > 3)$  NON IMPACT  
 $0.03 < H_c/L_p < 0.075$

$L_p$  local

$H_c = 1.8 H_s$



1° verifica (dinamica iniziale)

$p_d = \alpha \sqrt{g} S$  (effetto "corrente" di risalita)

$S = S_w (1 - A_c/R_u)$

$S_w \approx H_c$

$\alpha \approx 2.9 [(R_u/H_c) \cos \alpha]^2$

$\lambda = 0.8 \exp(-10.9 B/L_p)$

$p_u = \lambda p_d$

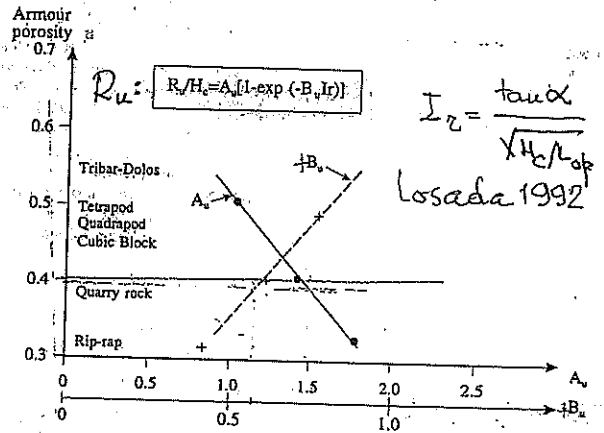


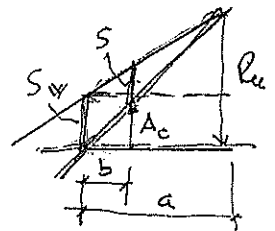
Figure 2-35. Run-up parameters  $A_u$  and  $B_u$  (after Losada; 1992).

2° verifica (riflessione successiva)

(effetto "idrostatico")

$p_h = \mu \rho g h$  ( $\mu$  fig. 3)

$p_u = p_h$



In their experiments Martin et al. (1995) proved that the law of pseudohydrostatic pressures is linear and equal to  $\mu \rho g$ , where  $\mu$  is a factor of 1 or less. They propose the following expression to calculate pseudohydrostatic pressures

$p_h(z) = \mu \rho g (S + A_c - z)$  foundation of the crown wall  $(z < A_c + S)$  (8)

The experimental results for the evaluation of the  $\mu$  parameter are shown in figure 3. It is evident that  $\mu$  depends on the number of armour units which make up the berm width,  $n$ , and on the steepness of the wave.

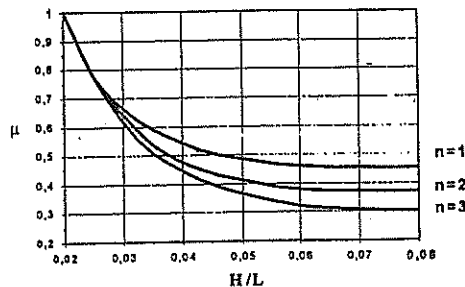


Figure 3  $\mu$  values with respect to  $n$  and  $H/L$ .

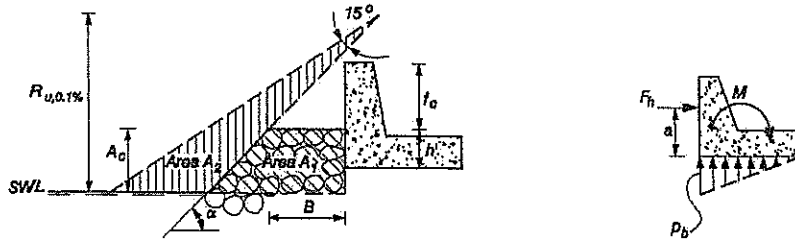
$\frac{b}{a} = \frac{\Delta c}{R_u} = \frac{S + A_c}{R_u - S_w}$

$S = S_w (1 - A_c/R_u)$

$1.8 H_s = H/250$

Il procedimento può essere applicato con diverse  $H_s$  per ottenere diversi  $F=1/250$

Table VI-5-61  
Horizontal Wave Force, Uplift Wave Pressure and Turning Moment on Concrete Caps (Pedersen 1996)



effetti "corrente"      effetti "idrostatica"

$$F_{h,0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{om}}{B}} \left( 1.6 p_m y_{eff} + A \frac{p_m}{2} h' \right) \quad (VI-5-187)$$

$$M_{0.1\%} = a \times F_{h,0.1\%} = 0.55 (h' + y_{eff}) F_{h,0.1\%} \quad (VI-5-188)$$

$$p_{b,0.1\%} = 1.00 A p_m \quad (VI-5-189)$$

- where  $F_{h,0.1\%}$  Horizontal wave force per running meter of the wall corresponding to 0.1% exceedence probability  
 $M_{0.1\%}$  Wave generated turning moment per running meter of the wall corresponding to 0.1% exceedence probability  
 $p_{b,0.1\%}$  Wave uplift pressure corresponding to 0.1% exceedence probability  
 $L_{om}$  Deepwater wavelength corresponding to mean wave period  
 $B$  Berm width of armor layer in front of the wall  
 $p_m = \rho_w g (R_{u,0.1\%} - A_c)$   
 $R_{u,0.1\%}$  Wave runup corresponding to 0.1% exceedence probability

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s \zeta_m & \zeta_m \leq 1.5 \\ 1.34 H_s \zeta_m^{0.55} & \zeta_m > 1.5 \end{cases}$$

$$\zeta_m = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_{om}}$$

- $\alpha$  Slope angle of armor layer  
 $A_c$  Vertical distance between MWL and the crest of the armor berm  
 $A = \min\{A_2/A_1, 1\}$ , where  $A_1$  and  $A_2$  are areas shown in the figure  
 $y_{eff} = \min\{y/2, f_c\}$

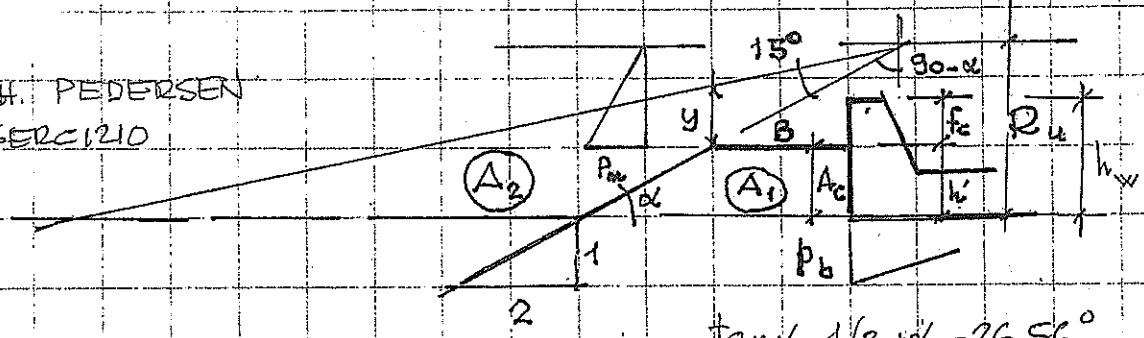
$$y = \begin{cases} \frac{R_{u,0.1\%} - A_c}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} & y > 0 \\ 0 & y \leq 0 \end{cases}$$

- $h'$  Height of the wall protected by the armor layer  
 $f_c$  Height of the wall not protected by the armor layer

Uncertainty of the formulae	factor in the formulae	0.21	1.6	0.55	1.00
standard deviation $\sigma$		0.02	0.10	0.07	0.30

Tested range: See Table VI-5-12

SCH. PEDERSEN  
ESERCIZIO



$\tan \alpha' = 1/2, \alpha' = 26,56^\circ$

$H_3 = 5.0$   
 $T_p = 9.51 \quad L_{op} = 141 \text{ m}$   
 $T_m = 7.61 \quad L_{om} = 99,2 \text{ m}$

$B = 7,5 \text{ m}$   
 $f_c = 3 \text{ m}$   
 $h' = 4 \text{ m}; h_w = 7 \text{ m}$   
 $A_c = 4 \text{ m}$

$\xi_{som} = \tan \alpha' / \sqrt{H_3 / L_{om}} = 2.12 > 1.5$   
 $A_1 = (B + b + 2A_c) \times A_c / 2 = 46 \text{ m}^2$

$R_{u,0.1\%} = 1.34 H_3 \xi_{som}^{0.55} = 10.13 \text{ m}$   
 $A_2 = R_u [\tan(90 - \alpha + 15) - \tan(90 - \alpha)] \cdot L_u / 2 = 148 \text{ m}^2$

$p_m = \rho g (R_u - A_c) = 61'940 \text{ N/m}^2$   
 $p_b = 100 A p_m = 61'940 \text{ N/m}^2$   
 $\Delta A_2 / A_1 = 3.2$

$y = (R_u - A_c) / \tan \alpha' \cdot \tan(15 / \alpha) (x - 15) = 3.6 \text{ m}$   
 $A = \min \{ A_2 / A_1, 1 \} = 1$   
 $y_{eff} = \min \{ y/2, f_c \} = \min \{ 1.8, 3 \} = 1.8 \text{ m}$

$F_{h,0.1\%} = 0.21 \sqrt{L_{om} / B} \cdot (1.6 p_m y_{eff} + A p_m / 2 \cdot h') = 220'131 \text{ N/m}$   
 $(129'913 + 90'218)$

Nel precedente esercizio, con  $A_c = 4 \text{ m}$  come nel presente caso, e con  $\alpha = -0.026; \beta = 0.051$  e le stesse onde, si è ottenuto

$F_{h,0.1\%} = 376'480 \text{ N/m}$   
 Per ottenere lo stesso valore con il presente procedimento si deve avere:

$B = 2.6 \text{ m}$  (l'importanza di B!)

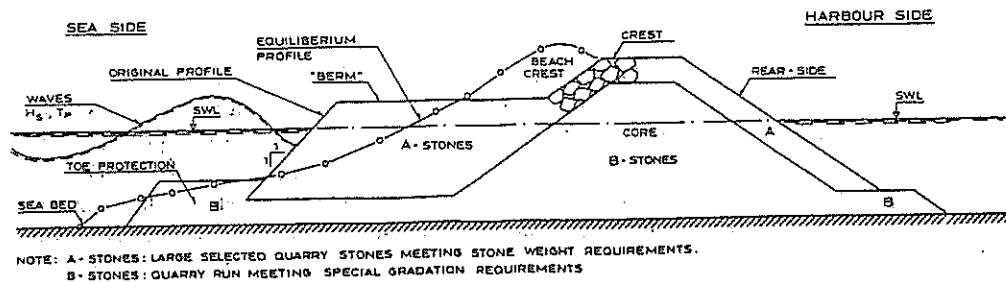
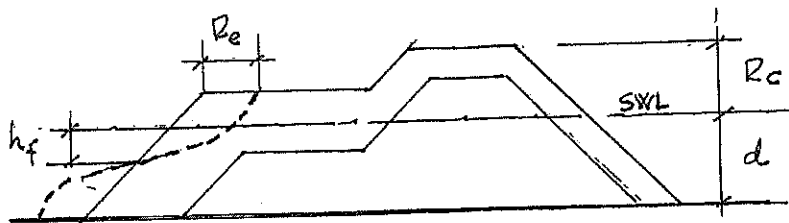


Fig. 1. Principles of a Berm Breakwater.



$D_{85} = 85\%$  delle pietre hanno diametro minime di  $D_{85}$

$D_{15} = 15\%$  id.

$f_g = D_{85}/D_{15}$  gradation factor (1.3-1.8)

$f_d = -0.16(d/D_{n50}) + 4$  depth factor ( $12.5 < d/D_{n50} < 25$ )

$H_0 = N_s = H_s/D_{n50}$

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

$(H_0 T_0) = H_0 \times T_0 = \text{period stability number}$

$Re/d_{n50} = 2.7 \times 10^{-6} (H_0 T_0)^3 + 0.9 \times 10^{-5} (H_0 T_0)^2 + 0.11 (H_0 T_0) - (-9.9 f_g^2 + 23.9 f_g - 10.5) - f_d$

$h_f/d_{n50} = 0.2 d/D_{n50} + 0.5$

$Re/H_s \cdot \Delta_{op} = \begin{cases} 0.25 & \text{inizio dannegg. m. interna} \\ 0.21 & \text{moderato " " } \\ 0.17 & \text{severo " " con} \end{cases} \Delta_{op} = \frac{H_s}{L_{op}} ; L_{op} = \frac{g T_p^2}{2\pi}$