

## 18. PROGETTAZIONE DI UN'OPERA MARITTIMA

### 18.1. Generalità

### 18.2. Struttura di un'opera a scogliera

#### 18.2.1. Dimensionamento di massima

##### 18.2.1.1. Opere longitudinali distaccate dalla linea di riva di tipo emergente ed ubicate tra la linea di riva e la zona dei frangenti

#### 18.2.2.

### 18.3. Proporzionamento idraulico

#### 18.3.1. Determinazione della quota di run-up

#### 18.3.2. Determinazione della portata di overtopping

#### 18.3.3. Trasmissione del moto ondoso

### 18.4. Proporzionamento strutturale

#### 18.4.1. Calcolo dei massi della mantellata

#### 18.4.2. Calcolo dello strato di filtro

#### 18.4.3. Calcolo della larghezza della cresta

#### 18.4.4. Calcolo dello spessore della mantellata

#### 18.4.5. Stabilità della berma al piede

#### 18.4.6. Progetto della testata

### 18.1. Generalità

Nel presente capitolo, si discuterà il problema del dimensionamento di un'opera marittima con particolare riferimento alle opere cosiddette a gettata o a scogliera, largamente utilizzate per la realizzazione di pennelli, barriere frangiflutti e barriere soffolte.

La progettazione può essere distinta in tre fasi

- indagini preliminari alla progettazione e analisi delle forzanti;
- scelta del tipo di opera;
- criteri di proporzionamento.

Le tre fasi suddette sono a loro volta composte da sottofasi, sinteticamente descritte nel diagramma in Figura 18.1. In particolare la prima fase comprende lo studio idraulico-marittimo del sito, mentre nella seconda fase deve essere individuata la tipologia dell'intervento e un dimensionamento geometrico di massima delle opere da realizzare. Il dimensionamento dell'opera vero e proprio è previsto nella terza fase, con il dimensionamento idraulico e strutturale.

E' qui opportuno sottolineare come le varie fasi siano collegate tra esse non solo in senso discendente, ma anche in senso ascendente, ovvero è necessario assicurare in fase di progettazioni delle verifiche di feedback con le fasi precedenti, che consentano di garantire la qualità e l'efficacia dell'intervento.

### 18.2. Struttura di un'opera a scogliera

Le strutture a gettata o a scogliera, aventi caratteristiche di grande flessibilità, si sono affermate per la capacità di sopportare, con una deformazione progressiva e senza rottura totale, azioni del mare superiori, entro certi limiti, a quelle di progetto. Inoltre esse consentono interventi di riparazione subiti relativamente rapidi e agevoli.

I frangiflutti a gettata vengono di solito adottati su fondali relativamente bassi, in cui si realizzano onde frangenti, le cui azioni risulterebbero eccessivamente gravose su opere a parete verticale.

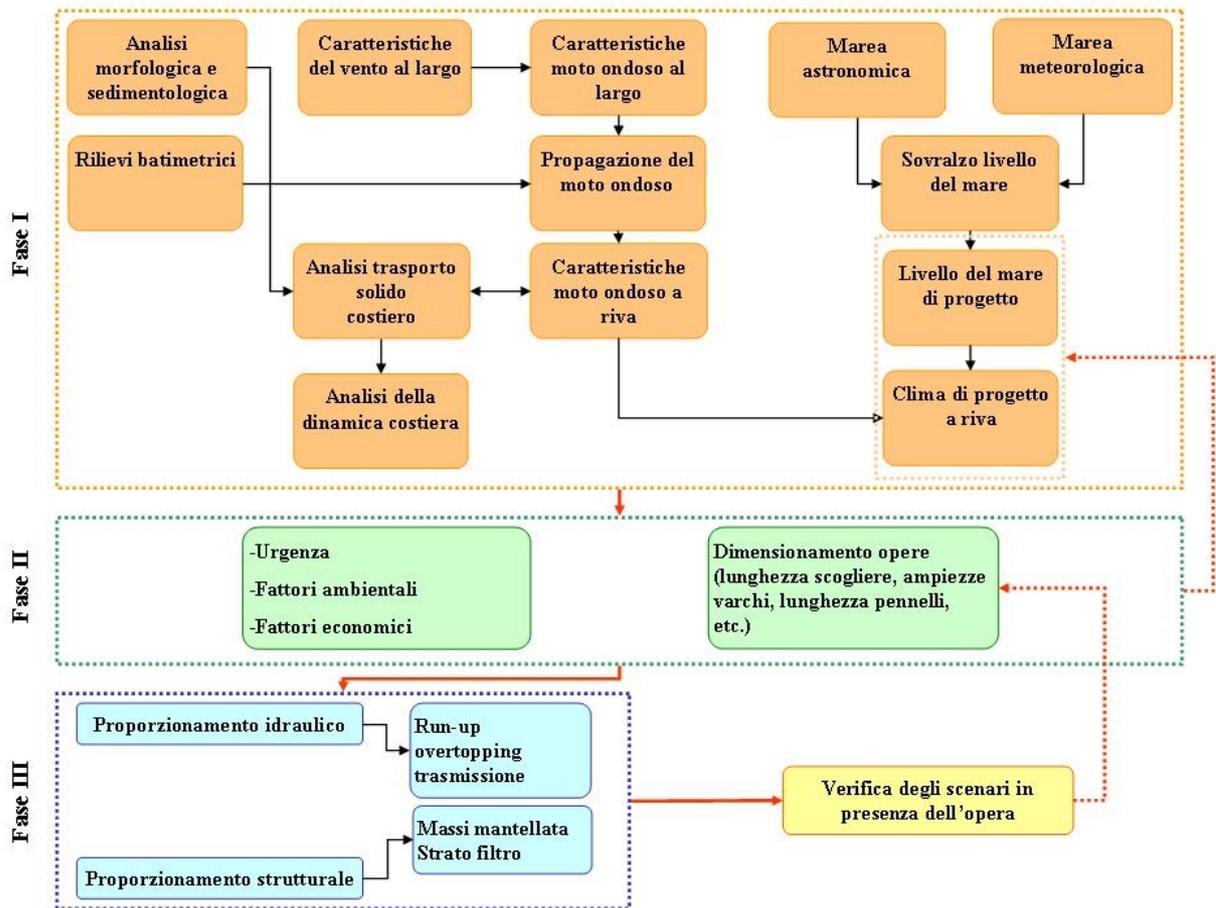


Figura 18.1. Diagramma delle fasi di progettazione di un'opera marittima.

Con riferimento alla Figura 18.2, all'interno di una diga a gettata si distinguono:

- un nucleo centrale a forma di trapezio regolare o irregolare;
- uno o più strati esterni denominati strati filtro;
- una mantellata esterna in massi naturali o artificiali, su cui si esercita l'azione diretta del moto ondoso;
- una mantellata interna che riveste la scarpata lato terra;
- una berma al piede per il contenimento della mantellata e per la protezione dall'erosione del piano di appoggio;
- una sovrastruttura in calcestruzzo non armato per ridurre la tracimazione

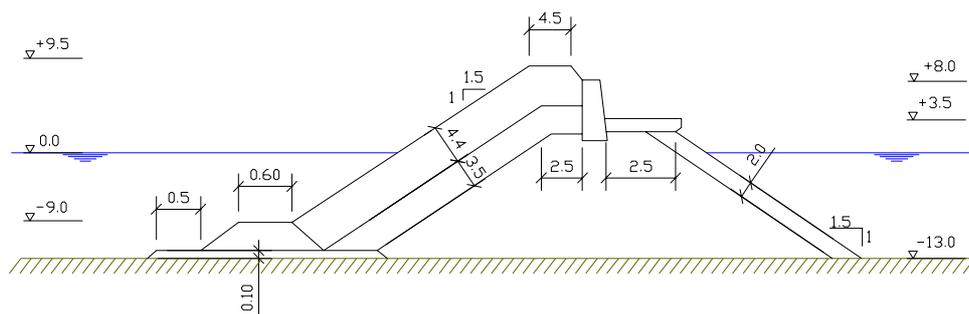


Figura 18.2. Schema strutturale di una diga a scogliera.

### 18.2.1. Opere longitudinali distaccate dalla linea di riva di tipo emergente ed ubicate tra la linea di riva e la zona dei frangenti

La scelta di tali opere è unicamente ascritta a ragioni di tipo tecnico. Infatti esse vengono realizzate quando ci si trova in presenza di spiagge a bassissima pendenza e pertanto l'ubicazione delle opere di cui al punto precedente avverrebbe a notevole distanza dalla riva.

Questo tipo di opere si trovano esposte all'azione diretta dei frangenti. Pertanto ai fini del loro corretto dimensionamento risulta di notevole importanza la valutazione delle forze che su di esse agiscono. Per assicurare la stabilità della struttura è indispensabile individuare quali sono i parametri dell'onda che provoca la massima azione dinamica sull'opera (onda di progetto), azione che si esplica allorquando il flutto si presenta davanti all'ostacolo in condizioni prossime al frangimento.

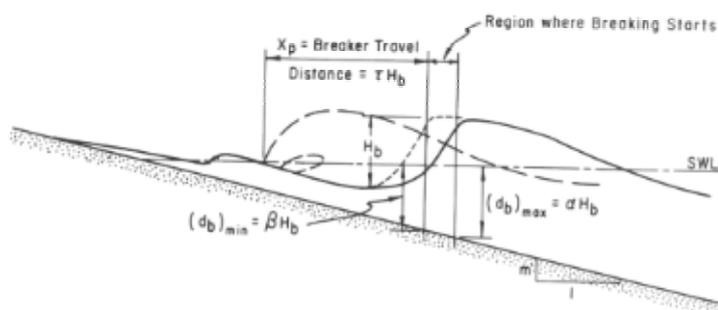


Figura 18.3 Definizione delle caratteristiche geometriche del frangimento e percorso coperto dai frangenti.

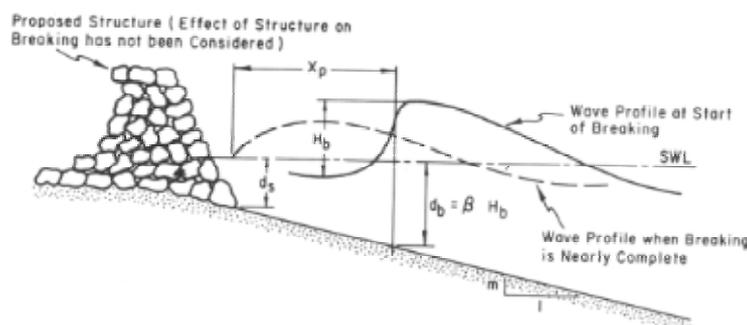


Figura 18.4 Definizione delle caratteristiche geometriche del frangimento in prossimità dell'opera.

Con riferimento alla Figura 18.3 e alla Figura 18.4, supponendo trascurabili gli effetti dell'opera sul processo di frangimento, è possibile valutare la distanza  $x_p$  percorsa dal frangente. Per tale distanza, nota la pendenza  $m$  del fondale, può essere adottata la seguente espressione che interpola numerosi risultati sperimentali (Galvin; 1969):

$$x_p = (4.0 - 9.25m)H_b \quad (18.1)$$

la relazione precedente può essere applicata solo dopo aver determinato l'altezza  $H_b$  dell'onda di progetto ricavata, ad esempio, attraverso il tracciamento dei raggi d'onda oppure attraverso l'uso di appropriati abachi (vedere, ad esempio, l'abaco di figura 18.5).

L'analisi dei dati sperimentali mostra come il rapporto tra la profondità al frangimento  $d_b$  e l'altezza d'onda al frangimento  $H_b$  varia sia in funzione della pendenza  $m$  della spiaggia, sia in funzione della ripidità dell'onda incidente espressa dal rapporto  $H_b/gT^2$ . Poiché misure sperimentali del rapporto  $d_b/H_b$ , mostrano una notevole dispersione anche con riguardo ai dati ricavati in laboratorio, in figura 18.6 sono rappresentati due insiemi di curve:

- le curve  $\alpha$  in funzione del rapporto  $H_b/gT^2$ , che rappresentano il limite superiore dei valori di  $d_b/H_b$  osservati sperimentalmente (pertanto  $\alpha=(d_b/H_b)_{\max}$ );
- le curve  $\beta$  in funzione del rapporto  $H_b/gT^2$ , che rappresentano il limite inferiore dei valori di  $d_b/H_b$  osservati sperimentalmente (pertanto  $\beta=(d_b/H_b)_{\min}$ );

In definitiva, le Figure 18.5 e 18.6 di seguito riportate possono essere utilizzate per ricavare la profondità in cui un'onda incidente di noto periodo e nota altezza d'onda (su profondità infinita) frange. Più precisamente, noto il periodo dell'onda  $T$ , nota l'altezza dell'onda su profondità infinita  $H_o$  e nota la pendenza  $m$ , dall'abaco di Figura 18.5 è possibile ricavare l'altezza d'onda al frangimento e quindi, utilizzando l'abaco di figura 18.6, è possibile determinare il range di profondità dove il frangimento si può realizzare.

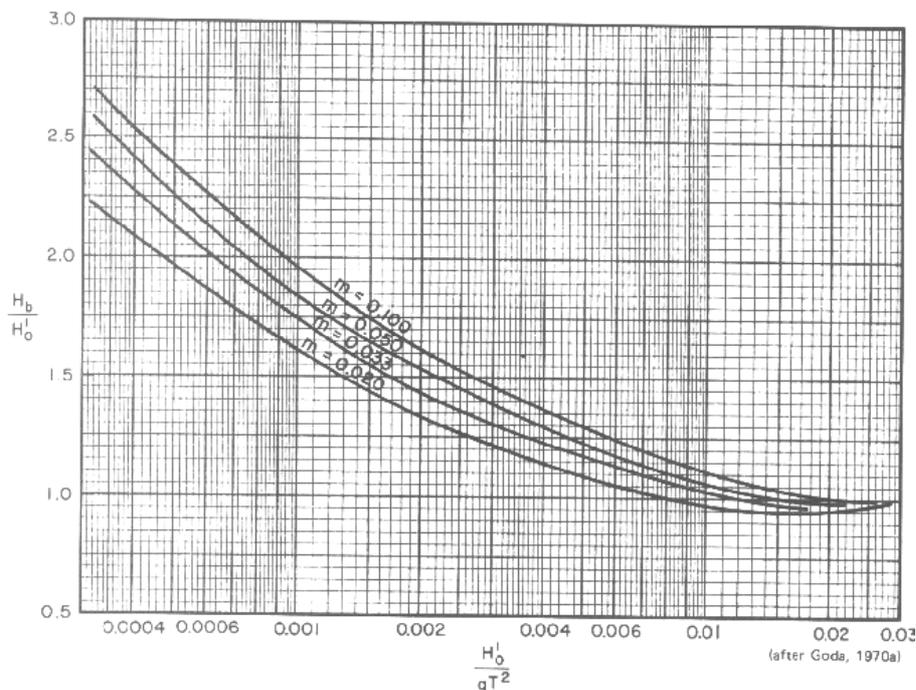


Figura 18.5 Abaco per il calcolo dell'altezza d'onda al frangimento.

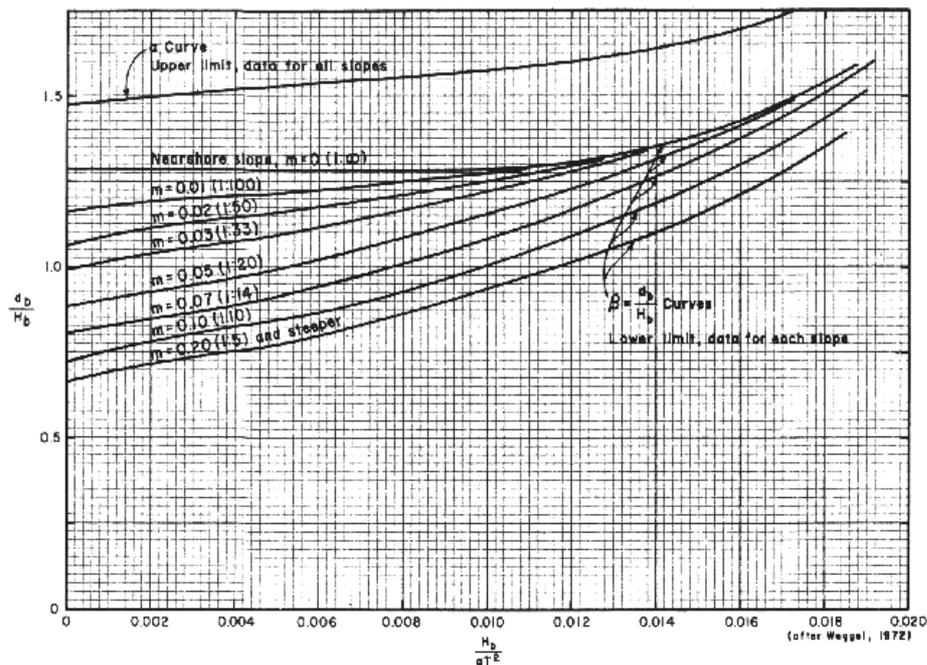


Figura 18.6 Abaco per il calcolo della profondità di frangimento.

### 18.2.2. Opere di difesa longitudinali distaccate dalla linea di riva di tipo sommerso (barriere soffolte)

I parametri più significativi delle opere sommerse ai fini dello studio dell'interazione tra il moto ondoso e la struttura sono i seguenti:

- $d/L$  profondità relativa;
- $A/d$  grado di affondamento;
- $H_i/d$  rapporto tra altezza d'onda incidente e tirante idrico;
- $H/d$  rapporto fra altezza del manufatto e tirante idrico.

Si precisa che per le barriere soffolte bisogna attenzionare particolarmente la quota del coronamento e quella del fondale su cui realizzare l'opera (ovvero la distanza da riva). Dette grandezze, infatti, determinano l'attenuazione dell'onda e la sua tracimazione, nonché la sezione e quindi il costo dell'opera.

La distanza da riva determina anche il volume delle sabbie che può essere trattenuto ed eventualmente sottratto alle aree adiacenti.

La pendenza del paramento verso largo e la sua scabrezza determinano la riflettenza della struttura e la profondità della fossa che si forma al piede.

La larghezza della berma è determinata prevalentemente dalla stabilità statica della mantellata per scogliere emergenti. Per barriere sommerse, al crescere della larghezza di berma, aumenta l'attenuazione dell'onda e la selettività di tale attenuazione, anche ai soli fini di aumentare l'attenuazione risulta in genere più conveniente sollevare la berma anziché allargarla.

Si possono verificare degli assestamenti della struttura che derivano dallo scalzamento del piede verso il largo e dalla compenetrazione fra il frangiflutti e la sabbia sottostante. È opportuno, in questi casi, prevedere un telo di geotessile o altro filtro fra i due ammassi a granulometria molto diversa e un rivestimento del fondo in prossimità del piede delle scarpate. Assestamenti possono anche essere dovuti all'usura del pietrame; tuttavia tali assestamenti avvengono in tempi molto lunghi.

Frangiflutti di grandi dimensioni possono dare luogo ad instabilità statica della fondazione, in specie se essa è costituita o sovrasta strati argillosi. Nel caso di assestamenti avvenuti o previsti per il frangiflutti, al fine di ripristinarne la efficienza originaria, si dovrà fare

il ricarico della mantellata, che costituisce un intervento di costo a volte comparabile con quello della struttura.

In sede di progettazione, si potranno prevedere gli assestamenti e realizzare la struttura più alta, o con sezione maggiorata. In sede di esecuzione, si potrà esporre il nucleo, sovradimensionato, ad alcune mareggiate che ne causino l'assestamento, e solo in un secondo tempo realizzare la mantellata. In sede di manutenzione, si potrà invece valutare l'opportunità di ridurre la sezione dei varchi con una barriera sommersa, in alternativa al ricarico della struttura esistente.

In assenza di un mare dominante fortemente obliquo, converrà disporre le barriere allineate, altrimenti orientate come i fronti d'onda del mare dominante.

Infine, si segnala che dovendo realizzare una successione di barriere in presenza di deriva litoranea, è opportuno costruire per prima la barriera sottoflutto (sottoflutto alla quale dovrà trovarsi un tratto di litorale che non soffra la mancanza d'apporti) e poi via via le altre contro deriva; viceversa si otterrà solo di spostare sottoflutto, esaltandola, quell'erosione che naturalmente si forma sottoflutto alla prima barriera.

### 18.3. Proporzionamento idraulico

Il proporzionamento idraulico di una struttura è condizionato da:

- Run-up (Run-down);
- Overtopping;
- Tramissione .

In Figura 18.3 sono schematicamente rappresentati i suddetti fenomeni e sono anche indicate le grandezze di riferimento, che entrano nel dimensionamento idraulico della struttura.

Il parametro che influenza il comportamento idraulico di una struttura e che, di conseguenza, ne regola il proporzionamento è il numero di Irribarren:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S}} \quad (18.1)$$

in cui  $\alpha$  è l'angolo della mantellata con l'orizzontale ed  $S$  è la ripidità dell'onda su profondità

infinita:  $S = \frac{2\pi H_s}{gT^2}$ , valutata sulla base del periodo di picco  $T$ .

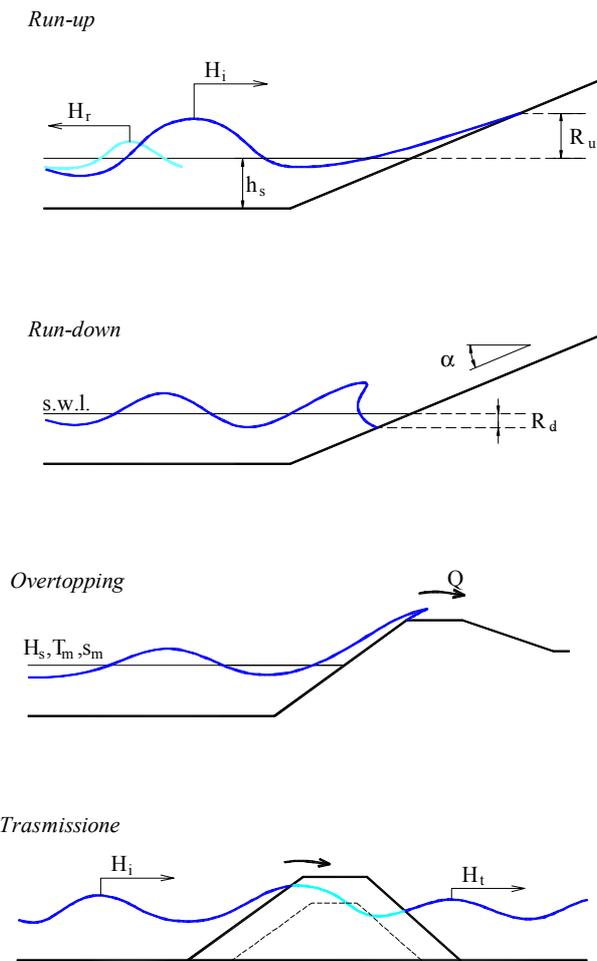


Figura 18.3. Fenomeni rilevanti ai fini del dimensionamento idraulico di una diga a scogliera: run-up e run-down, overtopping e trasmissione del moto ondoso.

### 18.3.1. Determinazione della quota di run-up

Sia  $R_u$  il massimo livello dell'onda rispetto al livello di quiete, reso dimensionale con l'altezza significativa  $H_s$ . Indichiamo con

$R_{u(2\%)}$  la media del 2% dei massimi valori di  $R_u$ ;

$R_{u3}$  la media del 33% dei massimi valori di  $R_u$ ;

Van der Meer (1993) ha proposto le seguenti semplici espressioni (per pendenze della mantellata comprese tra 1 e 2.5):

$$\frac{R_{u(2\%)}}{H_s} = 1.5 \cdot r_f \cdot \xi \quad \text{se } \xi < 2 \quad (18.2)$$

$$\frac{R_{u(2\%)}}{H_s} = 3 \cdot r_f \quad \text{se } \xi \geq 2 \quad (18.3)$$

in cui  $r_f$  è un fattore che tiene conto dell'attrito offerto dalla mantellata, dell'angolo d'attacco e della tridimensionalità delle onde.

Per una mantellata in massi naturali e per un attacco frontale del moto ondoso si può porre :  $r_f=0.5$ . Se la mantellata è realizzata in Dolos,  $r_f=0.45$  mentre se la mantellata è liscia  $r_f=1$ .

Per quanto concerne l'angolo d'attacco, è possibile moltiplicare il citato coefficiente per un fattore moltiplicativo che vale 1 per onde con angolo d'attacco di  $0^\circ$  e 0.8 a  $90^\circ$ , facendolo variare linearmente nei casi intermedi.

In generale è opportuno ricordare che la quota di run-up diminuisce:

- all'aumentare della scabrezza;
- in presenza di una berma orizzontale;
- in presenza di un attacco obliquo del moto ondoso.

Viceversa, la quota di run-up aumenta:

- all'aumentare della profondità del fondale;
- all'aumentare della pendenza della mantellata.

*Esempio:*

Nell'ipotesi di un attacco frontale su di una mantellata in massi naturali. Se  $H_s=5.0$  ;  $T_p=11$  s e  $\tan(\alpha)=0.5$  (pendenza della mantellata 2.1), si ricava allora:

$$S = \frac{2\pi\pi_s}{gT^2} = 0.0265 \text{ e quindi:}$$

$$\xi = \frac{\text{tag}\alpha}{\sqrt{S}} = 3.1$$

Assumendo per  $r_f=0.5$ :

$$\frac{R_{u(2\%)}}{H_s} = 3 \cdot r_f = 1.5 \text{ da cui si ricava: } R_{u(2\%)} = 7.5\text{m}$$

Che suggerirebbe in prima battuta una quota di coronamento di poco inferiore (ad esempio  $R_c=6.5$  m) da verificare sulla base della portata di overtopping.

### 18.3.2. Determinazione della portata di overtopping

La portata di overtopping può essere calcolata sulla base della espressione seguente (in  $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ):

$$Q = 8 \cdot 10^{-5} \cdot \sqrt{gH_s^3} \exp\left(3.1 \left(\frac{R_{u(2\%)} - R_c}{H_s}\right)\right) \quad (18.4)$$

associando ad ogni valore della portata un livello di danno si possono valutare le conseguenze della portata di overtopping (vedere Tabella 18.I).

Tabella 18.I Livelli di danno in funzione della portata di overtopping.

VALORI DELLA PORTATA DI OVERTOPPING (l/s/m)	1000			Danni anche se è completamente protetta	Danni se la sovrastruttura non è pavimentata	
	100					
	10	Non sicuro a qualsiasi velocità	Pericoloso	Danni Strutturali	Danni se la cresta non è protetta	
	1.0					
	0.1					Nessun danno
	0.01	Non sicuro alle alte velocità	Fastidioso ma non pericoloso	Danni minori alle rifiniture	Nessun danno	
0.001	Sicuro a tutte le velocità	Umido ma accettabile	Nessun danno			
0.0001	Veicoli	Pedoni	Edifici	Infrastrutture di banchina	Mantellata retrostante	

*Esempio:*

Da tutto quanto sopra ne segue che se abbiamo una struttura che presenta una quota di coronamento  $R_c=4$  m e una pendenza della mantellata per cui  $\tan \alpha=0.5$ , e risulta sollecitata dalla seguente ondata:

$$H_s = 3\text{m};$$

$$T = 9\text{s};$$

si ricava:

$$\xi = \frac{\text{tag} \alpha}{\sqrt{S}} = 3.246 \text{ e, quindi, } R_{u(2\%)} = 6.0 \text{ m. Pertanto la differenza: } R_{u(2\%)} - R_c = 2. \text{ m, che}$$

consente di calcolare una portata di overtopping di  $Q=10.3$  l/s/m. Sulla base della quale possiamo valutare i danni conseguenti. E precisamente, in presenza di mareggiate:

- bisogna escludere il transito ai veicoli;
- bisogna escludere il transito ai pedoni;
- bisogna prevedere danni strutturali agli edifici;
- non si verificano danni alle infrastrutture di banchina se la cresta della struttura è protetta;
- non si verificano danni alla mantellata retrostante.

Tuttavia, nei casi più semplici è possibile adottare la seguente formule di Van der Meer per il coefficiente di trasmissione  $K_t$ :

$$K_t = 0.8 \text{ per } -2.0 < R_c/H_s < -1.13 \quad (18.5)$$

$$K_t = 0.46 - 0.3 \text{ per } -1.13 < R_c/H_s < 1.2 \quad (18.6)$$

$$K_t = 0.1 \text{ per } 1.2 < R_c/H_s < 2.0 \quad (18.7)$$

La figura 18.4 esplicita graficamente quanto sopra ( $H_s$  è l'altezza d'onda significativa incidente l'opera).

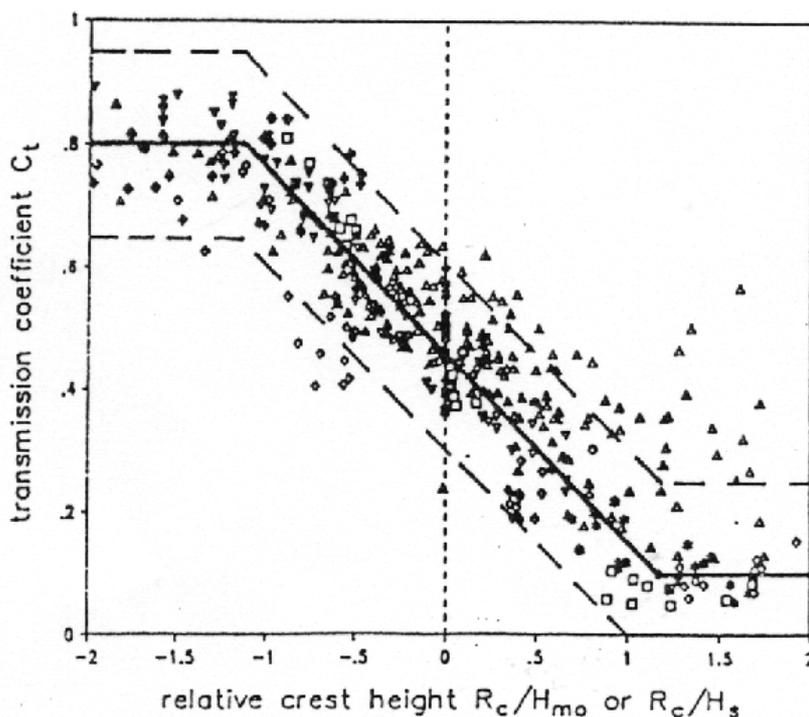


Figura 18.4. Grafico per il calcolo del coefficiente di trasmissione  $K_t$ .

#### 18.4. Proporzionamento strutturale

##### 18.4.1. Calcolo dei massi della mantellata

Per quanto attiene al proporzionamento strutturale, bisogna anzitutto dimensionare i massi della mantellata. Questi ultimi vanno calcolati diversamente a seconda che ci si riferisca al tronco struttura ovvero alla testata. Quindi si procede al dimensionamento dei massi dello strato filtro e dei massi della berma.

Il proporzionamento della mantellata può essere effettuato con la formula di Hudson, oppure con quella di Van der Meer.

La formula di Hudson per il calcolo della massa dell'elemento lapideo è la seguente:

$$M_{50} = \frac{\rho_a H_s^3}{K_D \cot \alpha \left( \frac{\rho_a}{\rho} - 1 \right)^3} \quad (18.8)$$

in cui.

- $\rho_a$  è la densità dell'elemento lapideo;
- $\rho$  è la densità dell'acqua;
- $\alpha$  è la pendenza della mantellata;
- $K_D$  è un coefficiente empirico di stabilità, che dipende da varie grandezze, prima fra tutte, dal tipo di masso, dalla sua forma, dal suo posizionamento nella struttura e dal grado di danneggiamento considerato accettabile. Valori tipici di  $K_D$  sono riportati in Tabella 18.II e si riferiscono alla condizione di danno nullo, ossia alla condizione per cui non si mobilita alcun elemento dalla mantellata.

Tabella 18.II Valori del coefficiente di stabilità in condizioni di danno nullo.

	Onde non frangenti	Onde frangenti
Tronco struttura	4.0	2.0
Testata	3.2	1.9

E' opportuno notare che la formula di Hudson è indipendente dal periodo dell'onda. Essa inoltre è stata elaborata per:

- onde regolari;
- incidenza del moto ondoso ortogonale;
- nessun danno della mantellata;
- pendenza compresa tra 1.5 e 5 per la sezione corrente e tra 1.5 e 3 per la testata;
- curva di distribuzione granulometrica degli elementi lapidei costituenti la mantellata poco assortita

L'equazione di Hudson può essere riscritta come segue:

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_a}{\rho} - 1\right) D_a} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (18.9)$$

Essendo  $D_a$  il diametro nominale dell'elemento lapideo.  $N_s$  è indicato come numero di stabilità. Van der Meer (1987) ha introdotto per il calcolo di detta grandezza altre caratteristiche dell'onda di progetto.

Calcolando il parametro di Iribarren in funzione della permeabilità " $P_b$ " di "insieme" della struttura come:

$$\xi_{mc} = \left(6.2 P_b^{0.31} \sqrt{\tan \alpha}\right)^{\frac{1}{P_b + 0.5}} \quad (18.10)$$

si ottiene, per onde frangenti di tipo plunging ( $\xi < \xi_{mc}$ ):

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_a}{\rho} - 1\right) D_a} = 6.2 P_b^{0.18} \left(\frac{S_a}{\sqrt{N_w}}\right)^{0.2} \xi^{-0.5} \quad (18.11)$$

mentre per onde frangenti di tipo surging ( $\xi \geq \xi_{mc}$ ) si ha:

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_a}{\rho} - 1\right) D_a} = 1.0 P_b^{-0.13} \left(\frac{S_a}{\sqrt{N_w}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha n(\alpha)} \xi^{P_b} \quad (18.12)$$

Qui  $P_b$  rappresenta una porosità media di insieme della struttura calcolabile in funzione delle condizioni rappresentate in Figura 18.5.

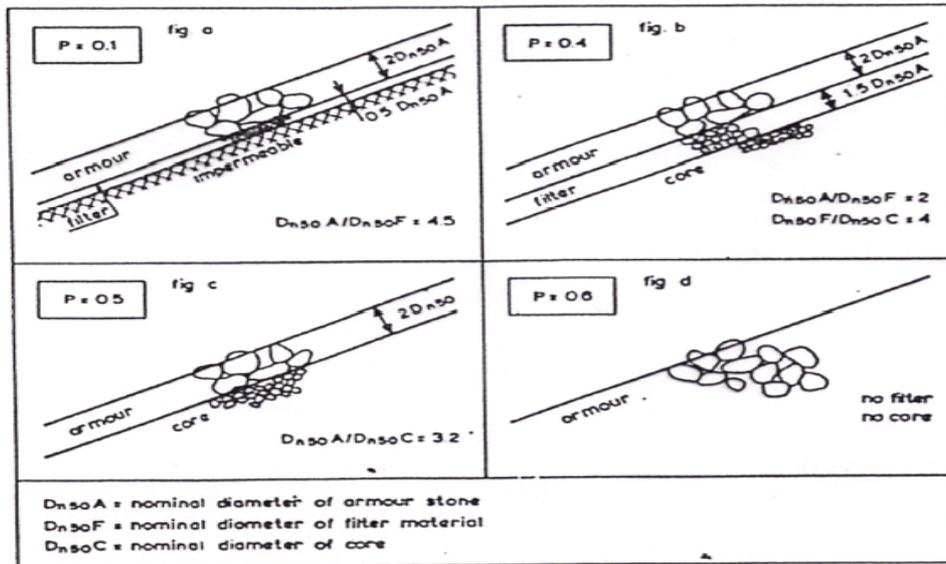


Figura 18.5. Valori di porosità indicati da Van der Meer in funzione delle caratteristiche costruttive della mantellata, del filtro e del nucleo.

Da notare che la formula di van der Meer tiene conto:

- del periodo attraverso il parametro di Iribarren;
- della permeabilità della struttura;
- del grado di danno ammissibile  $S_a = \frac{A_e}{D_a^2}$ , dato dal rapporto tra l'area erosa del profilo trasversale compreso tra il livello medio mare e il quadrato del diametro nominale dell'elemento lapideo (vedere Figura 18.6). Si raccomanda il valore  $S_a = 2$  come valore corrispondente al danno nullo;
- del tipo di frangimento;
- della pendenza della struttura;
- del numero di onde nella mareggiata  $N_w$  (calcolabile come segue: se il periodo dell'onda di progetto è pari a 9s e si verifica, mediamente, 6 ore in un anno, allora per una vita della struttura di 50 anni bisognerebbe porre:  $N_w = 50 \times 6 \times 3600 / 9 = 120000$ . Tuttavia viene consigliato di non superare il valore massimo  $N_w = 7500$ ).

Effettuiamo adesso un confronto tra la formula di Hudson e quella di Van der Meer nel caso in cui si voglia realizzare un dimensionamento in tronco struttura per i seguenti dati:

$N_w = 3000$ ;

$S_a = 2$ ;

$P_b = 0.4$ ;

$H_s = 3\text{m}$ ;

$\cot \alpha = 2$  (corrispondente ad una pendenza della scarpa pari a 2.1);

- $\rho_a = 2600 \text{ kg/m}^3$ ;
- $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$ ;
- $T = 8 \text{ s}$ ;
- $K_D = 2$  (corrispondente al caso di onde frangenti in tronco struttura);

La formula di Hudson fornisce il seguente risultato:

$$M_{50} = \frac{\rho_a H_s^3}{K_D \cot \alpha \left( \frac{\rho_a}{\rho} - 1 \right)^3} = \frac{2600 \cdot 3^3}{2 \cdot 2 \cdot 1.52^3} = 4997 \text{ kg} = 5 \text{ t}$$

Mentre secondo la formula di Van der Meer:

$$N_s = \frac{H_s}{\left( \frac{\rho_a}{\rho} - 1 \right) D_a} = 6.2 P_b^{0.18} \left( \frac{S_a}{\sqrt{N_w}} \right)^{1/3} \xi^{-0.5}$$

in cui  $S = \frac{2 \cdot \pi H_s}{g T^2} = 0.03$ , per cui  $\xi = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{S}} = 0.03$ , mentre

$$N_s = \frac{H_s}{\left( \frac{\rho_a}{\rho} - 1 \right) D_a} = 6.2 P_b^{0.18} \left( \frac{S_a}{\sqrt{N_w}} \right)^{1/3} \xi^{-0.5} = 1.6,$$

per cui  $D_a = \frac{H_s}{\left( \frac{\rho_a}{\rho} - 1 \right) N_s} = 1.24 \text{ m}$ , da cui si ricava:  $M_{50} = \rho_a D_a^3 = 4957 \text{ kg}$

E' evidente che sebbene i due risultati siano piuttosto simili, la formula di Van der Meer consente di ottenere un risparmio sul costo del materiale.

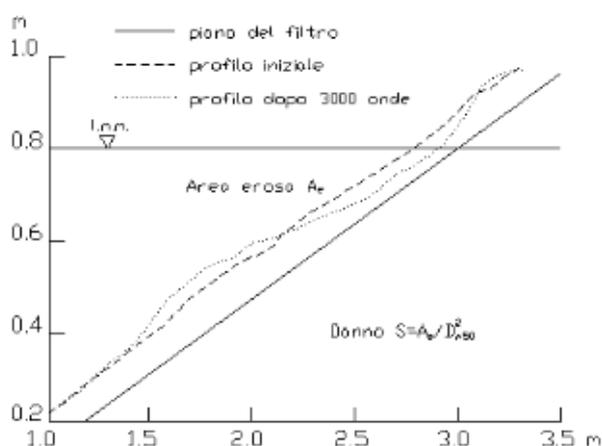


Figura 18.6 Significato fisico del livello di danno S.

#### 18.4.2. Calcolo dello strato di filtro

Al di sotto della mantellata, realizzata per resistere direttamente alle azioni del moto ondoso (in genere due strati di massi disposti casualmente), si ha lo strato filtro.

Più precisamente, lo strato filtro si frappone tra la mantellata e il nucleo della barriera frangiflutti che, rappresentando la maggior parte della barriera stessa, viene realizzato con materiale molto economico di piccola pezzatura (tout-venant di cava). Pertanto, se la mantellata venisse disposta direttamente sul nucleo, il materiale costituente il nucleo si disperderebbe facilmente sotto l'azione del moto ondoso.

Affinché il materiale dello strato sottostante non venga rimosso attraverso la porosità dello strato sovrastante, deve essere verificata la seguente condizione:

$$D_{15}(\text{upper layer}) < 5D_{85}(\text{lower layer}) \quad (18.13)$$

Se lo strato della mantellata è caratterizzato da elementi aventi massa  $M$ , ragionevolmente la massa dell'elemento filtro sarà  $M/100$  (possibilmente quello del terzo strato  $M/200$ )

#### 18.4.3. *Calcolo della larghezza e della quota della cresta*

La contestuale scelta di questi due importanti parametri ha fondamentale rilevanza nei seguenti aspetti:

- la dissipazione del moto ondoso incidente;
- il contenimento delle perdite verso il largo (nel caso di scogliere sommerse poste a protezione di retrostanti ripascimenti);
- la vivificazione dello specchio acqueo retrostante;
- la balneabilità e la sicurezza dei luoghi (fruizione degli specchi acqueei).

Inoltre, la sommergenza dell'opera influenza pesantemente il dimensionamento strutturale della mantellata.

Il calcolo del coefficiente di trasmissione del moto ondoso  $K_t$  di prossima trattazione, può suggerire un possibile criterio progettuale nella scelta di questa coppia di parametri.

E' comunque da notare che anche l'entità del run-up e della tracimazione (portata di overtopping) influenzano la larghezza della scogliera. Risulta infatti sempre antieconomico realizzare delle strutture per le quali si esclude del tutto la possibilità di sormonto delle stesse.

Ai soli fini della stabilità ed escludendo ogni considerazione sulla tracimazione, si può assumere una larghezza della scogliera pari a quella ottenibile affiancando tre massi della mantellata. Inoltre bisogna anche considerare che la larghezza deve consentire il transito agevole dei macchinari per la costruzione e per la manutenzione.

Dal momento che i massi posti sulla cresta risultano molto meno stabili, è opportuno verificarne sempre la stabilità tramite prove su modello fisico.

#### 18.4.4. *Calcolo dello spessore della mantellata*

Lo spessore dello strato di copertura e dei sottostrati e il numero dei massi di mantellata richiesto può essere determinato tramite la seguente formula:

$$r = nK_{\Delta} \left( \frac{M_{50}}{\rho_a} \right)^{1/3} \quad (18.14)$$

dove "r" è lo spessore dello strato, n ( $n \geq 2$ ) è il numero di massi di cava o di calcestruzzo della mantellata compresi nello spessore,  $M_{50}$  è la massa dei singoli elementi e  $\rho_r$  è la densità degli

elementi lapidei,  $K_{\Delta}$  è un coefficiente di forma (pari ad 1 nel caso di massi naturali, per altri valori vedere la Tabella 18.III).

La densità di posa in opera dei massi è data dalla formula

$$\frac{N_r}{A} = nK_{\Delta} \left( 1 - \frac{P}{100} \right) \left( \frac{\rho_a}{M_{50}} \right)^{2/3} \quad (18.15)$$

dove  $N_r$  è il numero dei massi in una data area  $A$ ,  $P$  è la porosità della mantellata in percento. Valori di  $K_{\Delta}$  e di  $P$  sono dati nella Tabella 18.III, ricavata dallo SPM (1984).

Tabella 18.III Valori di  $K_{\Delta}$  e di  $P$  in funzione del tipo di elemento e del numero di strati.

Tipo di elemento	Numero di strati	Collocamento in opera	$K_{\Delta}$	$P$
Massi naturali:				
a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	1.02	38
a spigoli vivi	2	” ”	1.00	37
a spigoli vivi	$\geq 3$	” ”	1.00	40
Cubo modificato	2	” ”	1.10	47
Tetrapodo	2	” ”	1.04	50
Quadripolo	2	” ”	0.95	49
Esapodo	2	” ”	1.15	47
Tribar	2	” ”	1.02	54
Dolos	2	” ”	0.94	56

#### 18.4.5. Stabilità della berma al piede

La berma al piede assolve all'importante compito di impedire che le onde frangenti sulla struttura provochino l'erosione al piede della mantellata e, quindi, lo scivolamento in massa degli elementi che la compongono.

La berma può essere realizzata con gli stessi massi che compongono la mantellata, nel qual caso la stabilità è certamente assicurata. Per motivi di costo, spesso si preferisce realizzarla con elementi più piccoli. In tal caso, bisogna anzitutto assicurarsi di collocarla ad una profondità tale da non farla interessare dall'azione diretta dei frangenti.

Per il dimensionamento degli elementi lapidei costituenti il piede della mantellata, si suggerisce una semplice formulazione valida nell'ipotesi di acque basse e per una percentuale di danneggiamento compreso tra il 3 e il 10%, ossia per livelli di danneggiamento che non alterano la funzionalità del dispositivo.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{50}} = 8.7 \left( \frac{h_t}{h} \right)^{1.43} \quad (18.16)$$

Questa relazione è anche rappresentata in Figura 18.7 insieme al significato dei simboli adottati.

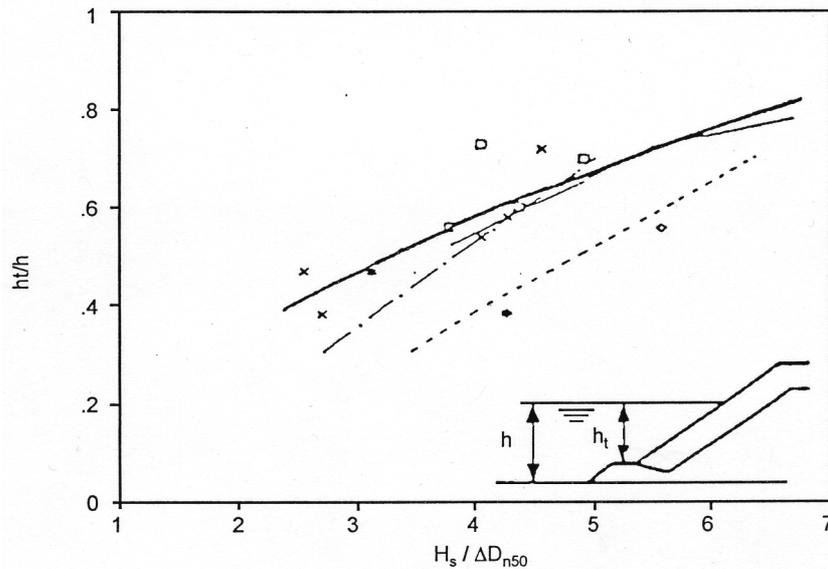


Figura 18.7 Curva di progetto per il dimensionamento del piede della mantellata.

Una seconda formulazione, più esaustiva, introduce lo sviluppo trasversale della berma sommitale dell'opera ( $B$ ), parametrizzando le variabili rispetto a  $D_{n50}$ . L'espressione che ne consegue è così articolata:

$$k_t = a \frac{R_c}{D_{n50}} + b \quad (18.17)$$

dove:

$$- a = 0.031 \frac{H_i}{D_{n50}} - 0.24;$$

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

$$- S_{op} = \frac{H_i}{L_{op}} = \frac{H_i 2\pi}{g T_p^2}$$

I campi di validità della formula sono i seguenti:

$$0.075 < K_t < 0.75$$

$$1 < \frac{H_s}{D_{n50}} < 6$$

$$0.01 < S_{op} < 0.05$$

In merito all'affidabilità delle due formule presentate, si sottolinea come la seconda abbia una deviazione standard per  $K_t$  pari a 0.05, significativamente più bassa della prima, pari a 0.09. Ciò significa che la banda di confidenza al 90%, nella seconda formula, è data da  $K_t \pm 0.08$ .

Infine, si intende sviluppare un possibile criterio di dimensionamento di una scogliera sommersa staticamente stabile sulla base di quest'ultima formula per il calcolo di  $K_t$ . La procedura può essere la seguente:

- si fissa una sommergenza dell'opera;
- si calcola  $D_{n50}$  con la formula di stabilità;
- si stabilisce il desiderato  $K_t$ ;
- si calcola quindi lo sviluppo trasversale dell'opera;

- si calcola il costo complessivo dell'opera (così determinata la geometria e le caratteristiche strutturali dei massi della mantellata).

La procedura può essere ripetuta per pervenire al costo minimo dell'opera per un prefissato  $K_f$ .

#### 18.4.6. Progetto della testata

La testata di una struttura risulta un elemento particolarmente vulnerabile e pertanto richiede notevole attenzione nella verifica della sua stabilità.

E' appena il caso di far notare che gli elementi costituenti la testata possono essere particolarmente vulnerabili a causa dei seguenti motivi:

- la testata è usualmente ubicata in acque più profonde del tronco struttura;
- la testata risulta soggetta alle azioni provenienti da un più ampio settore di traversia;
- le onde incidenti possono essere rifratte, difratte o riflesse dalla struttura o dal altro frangiflutti;
- le correnti possono ivi essere più pronunciate.

Per tutti i sopra citati motivi, usualmente si utilizza una testata di diga a tronco di cono come quella rappresentata in Figura 18.8.

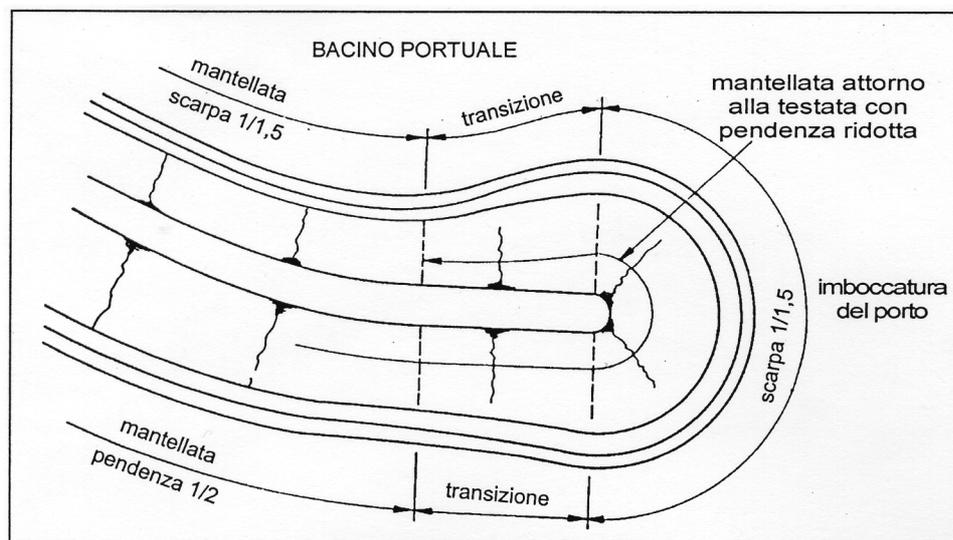


Figura 18.8 Schema costruttivo della testata a tronco di cono di una diga a scogliera.

Anche con gli accorgimenti citati, spesso la testata delle strutture pone problemi, soprattutto dovuti al fatto che la curvatura della parte arrotondata induce una minore interconnessione tra i massi della mantellata. Ciò spiega il motivo per cui per la testata si utilizzano per la formula di Hudson valori di  $K_D$  inferiori.