

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI
Consiglio Superiore

**CONSIGLIO NAZIONALE
DELLE RICERCHE**
Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi
Idrogeologiche

ISTRUZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE DELLE DIGHE MARITTIME

I^a Commissione Relatrice

Tomasicchio U., Adamo F., Benassai E., Boccotti P., Colombo P.,
Lamberti A., Matteotti G., Noli A., Japelli R., Franco L.

II^a Commissione Relatrice

Tomasicchio U., Cipriani M., Rinaldi A., Borzani G., Da Deppo L.,
Frega G., Iannelli G., Marzano F., Natale L., Ragone A.,
Rubatta A., Stura S., Tonello C., Ubertini L.

INDICE

1. PREMESSE	pag. 63
1.1 Scopo delle istruzioni	» 63
1.2 Definizioni e simboli	» 63
1.3 Inserimento ambientale	» 63
2. RILIEVI E DATI NECESSARI	» 64
2.1 CARATTERISTICHE DEL PARAGGIO	» 64
2.1.1 Batimetrie	» 64
2.1.2 Indagine geotecnica	» 65
2.1.2.1 Richiamo delle norme vigenti	» 65
2.1.3 Regime dei venti	» 66
2.1.3.1 Misure e registrazione del vento	» 66
2.1.3.2 Presentazione ed uso dei dati di vento	» 66
2.1.4 Regime delle onde	» 67
2.1.4.1 Caratterizzazione delle onde	» 67
2.1.4.2 Misure e registrazioni	» 68
2.1.4.3 Ricostruzioni	» 70
2.1.4.4 Uso e presentazione dei risultati	» 70
2.1.4.5 Determinazione dell'onda di progetto	» 70
2.1.5 Regime delle correnti	» 73
2.1.5.1 Misure, registrazioni e stime	» 73
2.1.5.2 Presentazione ed uso dei dati	» 74
2.1.6 Livello del mare	» 74
2.1.6.1 Osservazioni di marea	» 75
2.1.6.2 Analisi dei dati di misura	» 75
2.1.7 Trasporto dei sedimenti	» 75
2.1.7.1 Misure di trasporto	» 76
3. LE DIGHE MARITTIME	» 77
3.1 TIPOLOGIA E CRITERI DI SCELTA	» 77
3.1.1 Requisiti fondamentali	» 77
3.1.2 Terreni di fondazione	» 77
3.1.3 Materiali da costruzione	» 78
3.1.4 Tipologie e generalità sulla scelta	» 81

3.2 DIGHE A GETTATA (O A SCOGLIERA)	pag. 82
3.2.1 Configurazione e classificazione	» 82
3.2.2 Funzioni delle varie parti delle dighe a gettata.	» 83
3.2.2.1 Nucleo o corpo.	» 83
3.2.2.2 Strati di transizione	» 84
3.2.2.3 Rivestimenti e mantellata	» 84
3.2.2.4 Coronamento	» 86
3.2.3 Testata delle dighe a gettata	» 86
3.2.4 Condizionamenti al progetto derivanti dalle modalità di esecuzione.	» 87
3.2.5 Modalità di danneggiamento di un'opera a gettata	» 87
3.2.6 Dimensionamento delle opere a gettata	» 88
3.2.6.1 Dimensionamento con criteri probabilistici.	» 88
3.2.6.2 Formule per la verifica di stabilità.	» 88
3.2.6.3 Verifiche di stabilità del massiccio di coronamento	» 93
3.2.6.4 Valutazione dell'altezza di risalita dell'onda e dell'entità della tracimazione	» 95
3.2.7 Verifica di stabilità globale.	» 96
3.3 DIGHE A PARETE	» 97
3.3.1 Tipologia.	» 97
3.3.1.1 Caratteristiche costruttive	» 99
3.3.1.2 Cause di danneggiamento di una diga a parete	» 100
3.3.2 Dimensionamento delle dighe a parete soggette all'azione di onde non frangenti	» 100
3.3.2.1 Le forze	» 100
3.3.2.2 Le verifiche di stabilità	» 101
3.3.3 Dimensionamento delle dighe soggette all'azione di onde frangenti.	» 105
3.3.4 Dimensionamento della scogliera di fondazione	» 106
3.3.4.1 La protezione del piede lato mare	» 107
3.3.4.2 La protezione contro l'escavazione al piede dell'imbasamento	» 108
3.3.5 Dimensionamento del coronamento.	» 108
4. PROVE SU MODELLO	» 110
4.1 MODELLI FISICI DI FRANGIFLUTTI	» 111
4.1.1 Generalità	» 111
4.1.2 Dati, risultati e programma delle prove	» 112
4.2 MODELLI MATEMATICI DI FRANGIFLUTTI	» 113
APPENDICE	» 115
LISTA DEI SIMBOLI	» 115

1. PREMESSE

1.1 SCOPO DELLE ISTRUZIONI

Le presenti istruzioni costituiscono una guida alla progettazione delle dighe marittime.

1.2 DEFINIZIONI E SIMBOLI

Per le definizioni ed i simboli si è fatto riferimento a quelli raccomandati dal PIANC-IAHR (1986).

La lista riportata in appendice è limitata ai simboli necessari per la lettura delle presenti istruzioni.

1.3 INSERIMENTO AMBIENTALE

Le condizioni ambientali sono dati essenziali di progettazione. La loro valutazione è necessaria per la scelta della soluzione di progetto che deve essere confortata, tuttavia, anche da una analisi tecnico economica.

Fra questi dati vengono citate principalmente le caratteristiche del paraggio, meteomarine e dei fondali.

2. RILIEVI E DATI NECESSARI

Requisito fondamentale per la progettazione di una qualunque opera a mare è la corretta identificazione dei fenomeni che ivi si manifestano, di quelli a cui l'opera sarà esposta e di quelli causati dall' opera stessa, nonché la idonea quantificazione di tutti questi.

All'atto del progetto si dovrà pertanto accertare la idoneità dei dati già disponibili e provvedere alla raccolta delle informazioni necessarie per consentire una adeguata valutazione dei parametri di progetto e per valutare il comportamento e l'impatto dell'opera sull'ambiente circostante.

2.1 CARATTERISTICHE DEL PARAGGIO

2.1.1 Batimetrie

I rilievi batimetrici, che individuano il fondale, vengono normalmente riferiti planimetricamente ed altimetricamente alla rete geodetica nazionale e comunque a capisaldi a terra.

Ove il riferimento alla rete nazionale non sia economicamente giustificato dall'importanza dell'opera, questo sarà fatto ai soli capisaldi locali.

Il caposaldo di riferimento verticale deve di norma essere collegato, direttamente o tramite la rete di livellazione, ad un mareografo o ad un dispositivo di misura della marea nel paraggio, per cui le quote riportate negli elaborati cartografici debbono essere riferite al livello medio mare. Per alcuni punti del rilievo si dovrà annotare il tempo (ora e minuti) in cui questi vengono effettuati ed il loro numero deve essere sufficiente (ad es. almeno uno ogni mezz'ora) per effettuare il ragguglio al medio mare per tutti i punti rilevati.

In aree subsidenti dovrà essere precisato l'anno in cui il medio mare è stato assunto come riferimento.

Le quote del fondale marino riferite al medio mare verranno indicate con numeri negativi.

I rilievi batimetrici possono essere effettuati:

- misurando con scandaglio tradizionale a fune;
- utilizzando un ecoscandaglio;
- con scandaglio sonar laterale.

La distanza fra i profili topografici è scelta in relazione allo scopo del rilievo, alla profondità ed alla natura del fondale.

I profili vanno scelti in relazione alle finalità del rilievo; al fine di determinare, come d'uso, le linee batimetriche il più esattamente possibile, la direzione dei profili deve risultare ortogonale alla direzione presunta delle batimetriche.

Per la costruzione di opere il rilievo batimetrico dovrà essere dettagliato così da produrre carte in scala da 1:500 a 1:2000 o con denominatore inferiore.

2.1.2 Indagine geotecnica

L'indagine geologica e geotecnica ha lo scopo di raccogliere tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per il progetto, per il controllo dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno. Essa comprende la raccolta dei dati geologici, geofisici e geotecnici esistenti, nonché l'esecuzione di sondaggi, prove in situ e prove di laboratorio per determinare la natura e la successione dei terreni del sottosuolo (profilo litostratigrafico) e le loro proprietà fisico-meccaniche.

L'indagine in situ dovrà di norma comprendere le seguenti operazioni:

- rilievo dei fondali con ubicazione dei punti d'indagine;
- sondaggi con prelievo di campioni (rimaneggiati e/o indisturbati) adeguati per numero e qualità; rilievo delle falde idriche; prove di carattere meccanico (S.P.T., Vane Test);
- prove penetrometriche di vario tipo (dinamiche, statiche, statiche con piezocono);
- prove nel laboratorio di cantiere (pocket penetrometer, torvane).

I risultati delle indagini in situ vanno documentati con:

- una planimetria generale, sulla quale saranno riportati i punti d'indagine rilevati topograficamente;
- i profili stratigrafici, la posizione e il tipo di eventuali falde idriche, i risultati delle misure eseguite unitamente ai particolari esecutivi, il tipo e le caratteristiche delle attrezzature impiegate, notizie degli avvenimenti particolari verificatisi durante l'esecuzione dei lavori;
- diagrammi penetrometrici con il tipo e le caratteristiche delle attrezzature e delle modalità esecutive delle misure.

Il programma delle prove di laboratorio dovrà comprendere prove di identificazione, prove idrauliche e meccaniche in campo statico e dinamico.

2.1.2.1 Richiamo delle norme vigenti

L'indagine geotecnica va condotta seguendo le "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" (D.M. LL.PP. 11.3.1988 Suppl. Ord. alla G.U. 1.6.88 n. 127) e le istruzioni corrispondenti (Circ. LL.PP. 24.9.88 n. 30483).

Utili indicazioni a tale proposito sono dettate dalle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (giugno 1977) e le "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio" pubblicate nel maggio 1990 in edizione provvisoria a cura dell'Associazione Geotecnica Italiana (A.G.I.).

2.1.3. Regime dei venti

2.1.3.1 Misure e registrazione del vento

I venti vengono misurati da stazioni fisse collocate sulla terra ferma e dalle navi in transito.

Le registrazioni dei venti si riferiscono usualmente sia alle raffiche che ai valori medi (sui 10 minuti precedenti l'ora attribuita al rilievo). Per i fini preposti è prevalente l'interesse per quest'ultimi.

I dati di vento medio sono utilizzati per ricostruire singole mareggiate o per ricavarne la statistica.

A tal fine le informazioni necessarie od opportune sono:

- a) lunghezza dell'area di generazione (fetch) delle onde che interessano il paraggio;
- b) serie storiche di direzione e intensità del vento e statistiche nel paraggio in esame;
- c) serie storiche e statistiche del vento nell'area di generazione;
- d) forme tipiche e traiettorie delle perturbazioni che interessano l'area di generazione;
- e) statistica dei valori di pressione atmosferica (per valutare l'associata componente della sopraelevazione del rilievo marino nel caso di burrasca e in vicinanza della costa - storm surge).

Le informazioni a) e b) dovranno essere sempre raccolte, le informazioni c) e d) di norma per le opere di qualche importanza, la e) in relazione all'opportunità di valutare concomitanti manifestazioni di marea meteorologica.

Occorre comunque:

- verificare la idonea collocazione della stazione;
- ragguagliare il vento osservato al vento spirante sul mare alla quota anemometrica standard (10 m s.m.).

In mancanza di osservazioni sui venti od in sostituzione di queste possono usarsi informazioni sulla distribuzione di pressione al suolo (carte bariche). Esse forniscono una valutazione indiretta spazialmente mediata del campo di vento. La trasposizione in termini di vento fornisce risultati approssimati, utili peraltro per ricostruire il vento in mare aperto in assenza di osservazioni dirette.

2.1.3.2 Presentazione ed uso dei dati di vento

Le serie storiche usuali comprendono le osservazioni orarie o triorarie del vento medio (velocità e direzione) e la massima intensità sotto raffica.

Tali dati sono impiegati per:

- valutare la statistica di base con tabelle di distribuzione delle osservazioni (singole) su intensità e direzione;

- preparare una rosa dei venti con la rappresentazione grafica della suddetta tabella.

All'indicazione grafica del settore di traversia va aggiunto il diagramma polare dei fetch e quello della rosa dei venti (con le percentuali di frequenza ed intensità).

2.1.4 Regime delle onde

Per il progetto di un frangiflutti, come di ogni altra opera esposta al mare, interessa valutare principalmente le probabili condizioni estreme di sollecitazione ondosa, mentre per i problemi inerenti la manutenzione dell'opera, o per valutarne il funzionamento in condizioni operative, sia in relazione agli effetti sulle navi, che sulla movimentazione dei sedimenti, interessano anche le onde di intensità ordinaria. Valori di azione ondosa frequenti dovranno altresì essere assunti per le verifiche degli stati limite di fessurazione. Le onde possono essere misurate o ricostruite. Spesso le informazioni sono molteplici e non omogenee e pertanto esse debbono essere omogeneizzate prima della comparazione e della sintesi statistica.

2.1.4.1 Caratterizzazione delle onde

Le onde appartenenti ad uno stato di mare hanno di regola carattere irregolare, nel senso che non si presentano sempre uguali nel tempo, risultando variabile principalmente l'altezza e secondariamente il periodo (o la lunghezza).

Per le onde regolari e ripetitive (denominate anche onde semplici) si danno le definizioni che seguono.

Si definisce come altezza la differenza di quota fra cresta e cavo, indicata con H .

Per il periodo (indicato con T) si intende l'intervallo di tempo intercorrente fra gli istanti corrispondenti a due fasi successive ed uguali dell'onda (cresta, cavo, attraversamento di zero, ecc...).

Per lunghezza d'onda (L) si intende la distanza nello spazio fra due linee di ugual fase.

Per velocità di fase o celerità si intende la velocità apparente con cui si muovono le forme del profilo superficiale; essa è per definizione uguale al rapporto L/T .

Per velocità orbitale si intende la velocità delle particelle d'acqua; essa è generalmente minore della celerità, valore che si raggiunge solo in condizioni di frangimento.

Per velocità di gruppo si intende la velocità con cui si propaga un gruppo d'onde, essendo questa generalmente diversa dalla celerità o velocità con cui si propagano le singole onde.

Per stato del mare reale (onde complesse) si intende il normale movimento irregolare che caratterizza l'agitazione del mare. Esso è caratterizzato da parametri statistici delle singole onde, intendendosi per onda l'oscillazione del livello liquido che è definito da due successivi attraversamenti di zero (livello medio) nello stesso verso.

Tali parametri sono principalmente:

- l'altezza d'onda significativa (H_s): è l'altezza media del terzo delle onde più alte, ($H_{1/3}$);
- il periodo significativo (T_s): è il periodo medio del terzo delle onde più alte;

- l'energia totale per unità di superficie del mare (rapportata al peso specifico dell'acqua), denotata come m_0 ;
- lo spettro di energia è la legge di ripartizione dell'energia totale della agitazione fra tutte le onde elementari che la compongono; può essere dato sotto forma di spettro di frequenza, quando non si distingue fra le diverse direzioni di propagazione (perchè ad es. lo strumento di misura non fornisce indicazioni in tal senso), o come spettro bidimensionale di frequenza e direzione, che costituisce una descrizione statistica completa dello stato del mare.

I parametri di base caratterizzanti l'intensità di un'ondazione sono il valore medio quadratico dello spostamento verticale della superficie libera ($\eta_{rms} = m_0^{1/2}$) e l'altezza d'onda significativa H_s .

La distribuzione di frequenza delle altezze d'onda, quanto meno delle onde più alte, è ben rappresentata dalla distribuzione di Rayleigh, che fornisce la probabilità che l'altezza H sia minore di un valore assegnato H^*

$$\text{Prob}(H < H^*) = 1 - \exp \left[-2.0 (H^* / H_s)^2 \right]$$

H_s è normalmente pari a $3.6 + 3.8\eta_{rms}$ ed è relativamente tanto più piccola quanto più largo è lo spettro (un rapporto 4.0 corrisponde ad uno spettro di larghezza di banda piccola).

Il periodo medio delle onde più alte è indipendente dalla altezza e pari a T_s ; esso è più piccolo del periodo di picco T_p degli usuali spettri unimodali e più grande del periodo medio T_m e di attraversamento di zero T_z . Tali scostamenti crescono al crescere della larghezza di banda. In mancanza di informazioni specifiche sullo spettro si potrà assumere che i rapporti fra tali grandezze siano:

$$\frac{T_p}{1.13 + 1.07} = \frac{T_s}{1.0} = \frac{T_m}{0.88 + 0.90} = \frac{T_z}{0.84 + 0.86}$$

I doppi valori a denominatore corrispondono, il primo, a spettri normalmente larghi (spettro Pierson-Moskowitz per mare completamente sviluppato), il secondo, a spettri normalmente stretti (spettro Jonswap con fattore di intensificazione del picco pari a 3.3, valore medio per mare in fase di sviluppo).

2.1.4.2 Misure e registrazioni

Le misure strumentali dell'altezza d'onda possono farsi con dispositivi diversi:

- boe accelerometriche;
- misuratori di pressione;
- ecoscandagli inversi;
- ecoscandagli acustici;
- misura analogica o digitale della quota della superficie libera con metodi resistivi o capacitivi.

Nel caso pratico di rilievo dell'onda irregolare in mare, occorre procedere a registrazioni alquanto lunghe, in quanto l'errore statistico di campionamento è

inversamente proporzionale alla radice del numero di onde statisticamente indipendenti presenti nella registrazione (dal 60 al 90% delle onde effettive). Dovrebbero pertanto essere presenti almeno 100 onde in ogni registrazione e di conseguenza la durata dovrebbe essere di almeno 10 minuti primi.

La elaborazione statistica della registrazione può essere effettuata a mano, tramite il conteggio delle onde e la misura della quota della cresta più alta e del cavo più basso presenti nella registrazione. Tale metodo può essere di fatto consigliato solo per le registrazioni brevi in cui la qualità della misura è comunque condizionata dalla limitata lunghezza del rilievo.

Si consiglia di norma l'acquisizione automatica dei dati e l'analisi nel dominio temporale o nel dominio delle frequenze (analisi spettrale).

Per rilievi non direzionali dovranno essere acquisiti comunque:

a) nel caso di analisi nel dominio temporale:

- altezza significativa delle onde;
- altezza media quadratica (di tutte le onde);
- periodo significativo;
- periodo d'attraversamento di zero (periodo medio fra gli attraversamenti equiversi del livello medio);

b) nel caso di analisi spettrale:

- energia (m_0);
- frequenza media (f_m);
- frequenza di picco (f_p);
- dispersione adimensionale in frequenza (ν) oppure, preferibilmente e fra loro equivalenti, il primo minimo ed il successivo massimo della funzione di autocorrelazione, o l'ampiezza dell'involuppo della funzione di autocorrelazione (r_τ) ad un lag (τ) pari a mezzo periodo e ad un periodo intero (preferibilmente significativo ma anche medio o di picco).

Per rilievi direzionali, oltre alle suddette grandezze, dovrà comunque essere fornita:

- la direzione media di provenienza del mare;
- una misura della dispersione direzionale.

Nello studio statistico dei dati meteomarini non vanno dimenticate le osservazioni a vista dello stato del mare (stima dell'altezza e direzione dell'onda, nonché la stima dell'onda lunga eventualmente presente) da punti a terra o da navi in transito. Le relative informazioni, come noto, sono raccolte e diffuse dal Servizio Idrografico della Marina Italiana o da alcuni Servizi esteri, che operano in campo mondiale.

Molto utili, ove disponibili, i dati di misure strumentali raccolti dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale mediante la rete ondometrica di recente installata, come anche quelli della rete ENEL.

2.1.4.3 Ricostruzioni

La ricostruzione delle onde viene più generalmente effettuata per via indiretta sulla base del vento spirante nell'aria di generazione.

I metodi di ricostruzione impiegati potranno essere sia del tipo integrato (che considerano l'agitazione ondosa al termine dell'area e della durata di generazione, presupponendo che su entrambe il vento sia uniforme) sia del tipo evolutivo (basantesi sul bilancio della energia ondosa, che evidenzia gli apporti dovuti al vento e la dissipazione dovuta ai marosi) sia di tipo misto.

Quando non si disponga di misure per la calibrazione, si dovrà fare riferimento solo ai metodi e relazioni ampiamente verificati in letteratura; ad es. possono considerarsi tali i metodi SMB e JONSWAP fra quelli integrati ed il metodo NORSWAM fra quelli evolutivi.

2.1.4.4 Uso e presentazione dei risultati

Ai fini dell'analisi, le osservazioni o ricostruzioni delle caratteristiche del moto ondoso dovranno essere suddivise per classi omogenee. Quantomeno dovranno essere differenziati settori direzionali di estensione molto diversa o da cui provengono venti associati a perturbazioni di genesi diversa.

I dati da cui la statistica è desunta debbono normalmente riferirsi ad almeno 20 anni di osservazioni, e gli eventi rilevanti considerati non debbono di norma essere in numero minore di 30 in totale e di 10 per settore considerato.

Qualora si disponga di osservazioni continue o semicontinue (numerose e distribuite in maniera abbastanza uniforme e densa nel tempo) si provvederà a:

- valutare la statistica di base con tabelle di distribuzione delle osservazioni (singole) su intensità (altezza) e direzione;
- preparare una rosa del mare con rappresentazione grafica delle suddette tabelle.

In tutti i casi si provvederà a:

- valutare settore per settore la correlazione esistente fra altezza e periodo dell'onda significativa e gli scostamenti probabili dalla relazione statistica,
- valutare settore per settore gli eventi estremi, estrapolando i maggiori valori osservati o ricostruiti con i metodi propri della statistica degli estremi (tracciamento dei punti osservati su opportuna carta probabilistica, adattamento della distribuzione, estrapolazione dei valori desiderati);
- considerare la persistenza del mare, analizzando la durata di mareggiate che superano alcuni predeterminati valori di soglia (ad es. 3, 4, 5...m).

2.1.4.5 Determinazione dell'onda di progetto

Per ogni opera marittima si valuterà la durata di vita presunta, in relazione al progetto in cui è inserita, tenuto conto delle sue caratteristiche funzionali.

Si valuterà, inoltre, il livello di rischio o probabilità di superamento dell'onda di progetto, tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità con operazioni di manutenzione.

Per opere importanti, il livello di rischio ottimale potrà proficuamente derivare da una valutazione costi-benefici.

Si consigliano i valori riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 1. Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo (T_v).

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili, commerciali o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc....

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc...).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc...).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione, opere di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc...).

Si assumeranno le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente o alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alla difficoltà di riparare il danno subito.

Per strutture rigide (dighe a parete verticale), per le quali è estremamente difficile riparare il danno, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione.

Tabella 2. Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera (P_f).

<i>Danneggiamento incipiente</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

<i>Distruzione totale</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Per queste opere si deve comunque verificare anche lo scenario di rovina totale, cioè del superamento di un livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale l'opera cessa di svolgere un'apprezzabile funzione protettiva.

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui, a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media ed alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp} :

$$T_{rp} = T_v / [-\ln(1 - P_f)]$$

In relazione a questo tempo di ritorno, dalla statistica degli eventi estremi, si desumerà l'altezza d'onda di progetto, e dalla statistica altezza-periodo, il periodo di questa.

L'onda così valutata ha approssimativamente la probabilità P_f (detta anche probabilità di incontro) di essere superata nell'arco di vita dell'opera. In relazione a questa intensità della sollecitazione oncosa, si sceglierà il valore caratteristico (ai sensi degli eurocodici) della altezza d'onda come specificato nel seguito caso per caso; valore in relazione al quale dovranno essere assunti nei calcoli ulteriori margini di sicurezza, che assicurino una probabilità di danneggiamento dell'opera effettivamente prossima a P_f .

Tutto ciò deriva dalla incertezza:

- delle caratteristiche stimate dell'onda di progetto;
- della intensità della sollecitazione effettiva per data onda sollecitante, cioè del modello dell'azione ondosa utilizzato nei calcoli;
- del comportamento dell'opera e della fondazione, cioè dei modelli di verifica strutturale e geotecnica utilizzati.

2.1.5 Regime delle correnti

Le correnti possono essere utilmente distinte in correnti di largo (foranee) e di riva (litoranee); le prime ulteriormente in oscillanti o di marea ed in correnti quasi permanenti.

Le correnti di marea in mare aperto hanno modesta intensità superando raramente 0.2 m/s (per i mari italiani).

Le correnti da vento in mare aperto per perturbazioni della durata di due giorni circa hanno intensità pari al 2 ÷ 3% della intensità del vento e direzione deviata di 10 ÷ 20° circa a destra del vento (nell'emisfero Nord ed a sinistra dell'emisfero Sud) per effetto della rotazione terrestre; per venti permanenti il rapporto può crescere al 3 ÷ 4%.

Anche le correnti di densità (dovute a differenze di salinità o temperatura) non superano generalmente in mare aperto qualche decimo di m/s.

In prossimità della costa, di capi o di stretti, tutte le correnti suddette possono intensificarsi in misura anche importante.

Nella zona dei frangenti si sviluppano le correnti litoranee, mosse dal rilascio di quantità di moto che si verifica nei frangenti contestualmente alla dissipazione di energia. La loro intensità supera frequentemente 1 m/s; il loro verso è legato all'obliquità dell'onda e può essere discorde da quello delle correnti di largo. Le correnti comunque non raggiungono mai intensità tale da produrre direttamente forze rilevanti ai fini della resistenza delle strutture neppure nella zona dei frangenti.

Il loro effetto principale si manifesta nel trasporto dei sedimenti. I più fini, che si trovano in fondali relativamente elevati, risulteranno mossi dalle correnti di largo, mentre i più grossolani, che formano la spiaggia emersa e sommersa, risultano prevalentemente mossi dalle correnti litoranee.

Le correnti hanno anche un ovvio effetto sulla navigazione. In corrispondenza di bocche portuali, spesso sede di brusche variazioni della intensità delle correnti, esse possono costituire un impedimento al perfetto controllo della rotta dei natanti.

2.1.5.1 Misure, registrazioni e stime

La misura della velocità delle correnti può essere effettuata mediante: eliche o rotor a coppe (Savonius), sensori elettromagnetici e acustici. In alternativa, può registrarsi il muoversi nel tempo delle masse d'acqua (traccianti).

La misura istantanea con sensore è normalmente effettuata da una postazione fissa. I correntometri elettromagnetici ed acustici forniscono direttamente le componenti del vettore velocità e sono più indicati in presenza di onde.

Per fornire un'immagine areale del campo delle correnti si possono impiegare dispositivi traccianti: ad es. una boa di segnalazione superficiale legata ad una crociera posta ad una opportuna profondità.

Il lancio di molti di questi dispositivi ed il rilievo della loro posizione in istanti successivi consentirà la descrizione del campo delle velocità con una risoluzione

spazio temporale dipendente dal numero di elementi traccianti e dalla frequenza dei rilievi.

2.1.5.2 Presentazione e uso dei dati

L'onere per la raccolta dei dati correntometrici è spesso significativo. La campagna di rilievo deve essere accuratamente programmata, avendo in mente quale metodo di interpretazione si intende adottare, così da rilevare solo quanto sarà maggiormente utile o necessario. In particolare, utilizzando traccianti, la precisione necessaria per il rilievo planimetrico dovrà essere predeterminata, allo scopo di scegliere il metodo compatibile più semplice ed economico.

I risultati di misure con traccianti si trasporranno su una carta, evidenziando le traiettorie, le posizioni rilevate, gli spostamenti rilevati o interpolati in corrispondenza di un preassegnato intervallo temporale.

I rilievi areali del campo delle correnti non possono di fatto estendersi che a brevi intervalli. Il monitoraggio della corrente in un punto opportuno del campo unitamente al monitoraggio delle cause (livelli di marea, vento, agitazione ondosa) consente una interpretazione ed estrapolazione più agevole dei risultati, soprattutto nel caso in cui si disponga di una statistica di medio o lungo periodo delle grandezze monitorate.

La combinazione di alcune immagini areali e di registrazioni continue in pochi punti costituisce spesso una buona informazione per calibrare modelli matematici del movimento delle masse d'acqua. Il modello calibrato costituirà poi un utile strumento per estrapolare i risultati del rilievo alla varietà delle situazioni possibili.

2.1.6 Livello del mare

Per oscillazioni del livello del mare o maree si intendono oscillazioni della superficie libera aventi periodo superiore all'ora. Queste sono in parte dovute alla forza di attrazione gravitazionale dei corpi celesti (luna e sole in pratica), o all'azione della pressione atmosferica ed al trascinarsi del vento. La prima componente è detta astronomica ed è ripetitiva e prevedibile, la seconda è detta meteorologica ed è aleatoria come tutte le grandezze meteorologiche.

L'escursione della marea nei mari italiani è modesta, mantenendosi il livello, salvo casi veramente eccezionali, fra -0.1 e +0.2m s.m.m.

Le tavole di marea forniscono i coefficienti mareali e le previsioni di marea, presentate normalmente nella forma di coordinata temporale e livelli corrispondenti alle alte e basse maree previste.

La conoscenza del livello del mare è di estrema importanza per molti fenomeni. I massimi livelli influenzano la tracimazione sulle opere e l'altezza stessa delle onde quando questa è limitata dal fondale per effetto del frangimento. I bassi livelli possono esporre all'azione dell'onda parti dell'opera normalmente sommerse o protette dall'acqua sovrastante, possono costituire impedimento per la navigazione, possono fare affiorare scarichi di fogna, fondali maleodoranti, ecc....

Per tutti questi motivi su ogni sezione dell'opera, stante le norme vigenti, debbono essere riportati i livelli del medio mare, della bassa marea e dell'alta marea tanto ordinaria che straordinaria (D.M. 29/5/1895 - Regolamento per la compilazione dei progetti....Artt.5 e 17).

Per alta e bassa marea ordinaria si intende il livello medio delle alte e basse maree sizigiali (maree di maggior escursione verificantesi in prossimità dei giorni di luna piena o nuova).

Per alta e bassa marea straordinaria si intende il livello avente tempo di ritorno valutato come per l'onda di progetto. La probabilità di superamento P_f sarà scelta disgiuntamente per alta e bassa marea straordinarie in relazione a quanto si può temere negli scenari corrispondenti.

2.1.6.1 Osservazioni di marea

Le osservazioni vengono effettuate in un pozzetto che filtri le oscillazioni di breve periodo (onde) tramite un mareografo a galleggiante, a gorgoglio d'aria, ad ultrasuoni, elettrico (capacitivo e resistivo) o con ecoscandaglio inverso. Qualunque sia lo strumento impiegato, esso dovrà fornire una misura stabile nel tempo, essere installato su un supporto che dia garanzie di stabilità e riferito ad un caposaldo.

Preferibilmente i dati mareografici debbono essere acquisiti automaticamente con scansione non superiore ad un'ora. In alternativa si provvederà alla sola registrazione su carta.

I dati delle maree astronomiche per alcuni importanti siti vengono di norma forniti dal Servizio Tecnico Nazionale Idrografico e Mareografico.

2.1.6.2 Analisi dei dati di marea

In presenza di un periodo sufficiente di registrazioni regolari si valuteranno:

- il medio mare (media dei valori registrati);
- i coefficienti mareali (ampiezza e fase delle componenti astronomiche di periodo noto); le componenti basilari si possono ottenere da registrazioni di almeno 28 giorni, mentre per ottenere stime complete ed affidabili occorre almeno un anno di registrazioni;
- la marea astronomica per sintesi delle componenti precedentemente identificate;
- la marea meteorologica per differenza fra la marea effettiva e la componente astronomica;

In presenza di registrazioni su carta si determinerà almeno l'ora ed il livello di tutte le alte e basse maree. La media aritmetica di tutti i valori suddetti fornisce una buona stima del medio mare. Identificate le maree sizigiali si provvederà a valutare l'alta e la bassa marea ordinaria come sopra definite.

In presenza di alcuni anni di registrazioni, utilizzando una serie di almeno 30 valori (massimi annuali o eccedenze sopra una opportuna soglia), si determineranno con i metodi propri della statistica degli estremi le maree eccezionali.

2.1.7 Trasporto dei sedimenti

In tutti i casi, in cui il regime idrodinamico preesistente venga perturbato da opere fondate a profondità non particolarmente elevate, dovranno essere valutati gli effetti sul trasporto dei sedimenti e le modificazioni indotte da dette opere sui fondali.

I trasporti più intensi avvengono nella zona dei frangenti o zona litorale e rimangono in essa contenuti; la profondità che limita a mare tale zona è pari all'incirca al doppio dell'altezza d'onda significativa massima annuale e può essere valutata con formule empiriche, quali ad esempio quella di Hallermeier (desunta su base morfologica da esperienze su spiagge di sabbia quarzosa).

$$d_1 = H_{s12} \left[2.28 - 68.5 H_{s12} / (g T_s^2) \right]$$

dove d_1 è la profondità sotto il livello di bassa marea, H_{s12} è l'altezza d'onda significativa a riva con frequenza di eccedenza di 12 ore/anno e T_s è l'associato periodo significativo.

Trasporti meno intensi, ma ancora significativi, possono aversi fino a profondità circa doppia della precedente.

Gli agenti naturali che determinano il trasporto dei sedimenti sono essenzialmente onde e correnti.

Ove le onde siano presenti con intensità non trascurabile (quando la massima velocità orbitale al fondo supera 0.15 m/s circa), ad esse è principalmente dovuto il sollevamento delle particelle; alle correnti è dovuto invece lo spostamento risultante delle particelle. Quando le correnti, come nella zona dei frangenti, sono esse stesse determinate dall'onda incidente, quest'ultima risulta l'unica causa indipendente del trasporto.

2.1.7.1 Misure del trasporto

La misura diretta del trasporto istantaneo di sedimenti è operazione delicata e assai laboriosa. Essa può essere effettuata attraverso l'impiego di trappole che catturino il trasporto di fondo e attraverso la misura combinata di concentrazione e velocità media nella fase sospesa.

Più frequentemente vengono rilevate variazioni dei profili di spiaggia che per loro natura sono oggetto solo di erosione o deposito. Ad esempio, può valutarsi il crescere nel tempo del volume sedimentato sopraflutto od eroso sottoflutto ad un pennello, che, estendendosi a profondità sufficiente, possa essere considerato un completo ostacolo al trasporto stesso: il volume apportato o asportato dall'area sotto controllo eguaglia il volume depositato o eroso dall'area stessa.

Indicazioni in situazioni più complesse possono desumersi dallo spostamento di forme del fondo o con l'impiego di traccianti: sedimenti marcati aventi lo stesso comportamento sedimentologico dei sedimenti del fondo e la cui presenza quantitativa può essere successivamente rilevata, ad esempio sedimenti (radioattivi) colorati, sedimenti distinguibili per le proprietà mineralogiche, ecc...

In questi ultimi casi, la misura riguarda gli effetti cumulati fra due rilievi, spesso alquanto distanziati nel tempo.

In tutti i casi, essendo il rilievo del trasporto una attività assai laboriosa, esso deve sempre essere posto in relazione a grandezze monitorate che siano espressive delle cause del trasporto stesso (onde, vento, correnti).

Tutte le volte che si faccia uso di relazioni di bilancio della massa dei sedimenti, dovranno essere quantomeno stimate le voci del suddetto bilancio. Esse sono:

- trasporto litoraneo;
- trasporto solido fluviale;
- erosione di formazioni rocciose;
- trasporto verso il largo o dal largo;
- compensazione della subsidenza;
- trasporto eolico;
- escavazioni o ripascimenti artificiali;
- produzione biologica (conchiglie).

3. LE DIGHE MARITTIME

3.1 TIPOLOGIA E CRITERI DI SCELTA

I dati necessari al progetto di una diga frangiflutti scaturiscono oltre che dalla reperibilità dei materiali da costruzione, dalla conoscenza più o meno approfondita delle caratteristiche ambientali del paraggio. Si tratta essenzialmente di dati:

- sulla morfologia e sulla stratigrafia dei fondali;
- sulle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione;
- sulle condizioni mareali e correntometriche;
- sul clima meteomarinico (moto ondoso e venti).

3.1.1 Requisiti fondamentali

La funzione principale di una diga frangiflutti è la protezione del bacino portuale e delle aree di manovra delle navi (porto ed avamposto), con una struttura che sia stabile rispetto alle sollecitazioni indotte dal moto ondoso e dall'ambiente marino in genere.

Tale tipo di struttura può avere anche altre finalità e produrre effetti non desiderati. Fra questi si ricordano:

- il blocco parziale o totale delle correnti litoranee;
- l'arresto del trasporto solido litoraneo;
- l'esaltazione del moto ondoso per riflessione.

Nella scelta del tipo di opera è necessario tener conto di questi effetti.

I fattori che inducono alla scelta di un tipo piuttosto che di un altro sono numerosi e dipendono principalmente: dal fondale, dal terreno di fondazione, dalla reperibilità dei materiali, dal sistema e dall'attrezzatura previsti per la costruzione.

A parità di affidabilità tecnica può essere determinante il fattore economico. La valutazione della spesa, infatti, per ciascuna delle soluzioni tecniche ritenute soddisfacenti, costituisce la fase finale per individuare l'opera capace di assicurare la migliore utilizzazione delle risorse finanziarie investite.

3.1.2 Terreni di fondazione

Il terreno di fondazione delle opere foranee è spesso costituito da formazioni rocciose o da terreni sedimentari vari, anche di accumulo recente.

Questi ultimi sono rappresentati generalmente da formazioni coerenti (argille e limi) o da terreni incoerenti (ghiaie e sabbie). Per la stabilità delle fondazioni è necessario sviluppare analisi in sito ed in laboratorio atte a determinare le caratteristiche fisico-meccaniche di tali terreni.

Si possono distinguere in linea generale quattro tipi di terreni:

1. ghiaie e sabbie, il cui comportamento può essere caratterizzato dalla densità relativa e dall'angolo di attrito interno. La deformabilità sotto forti carichi può

rappresentare un fattore più critico rispetto alla resistenza al taglio, in quanto le deformazioni sono particolarmente influenzate dalle sollecitazioni cicliche e dinamiche;

2. limi e limi sabbiosi, il cui comportamento è caratterizzato dalle relazioni tra sforzi e deformazioni. Queste relazioni condizionano l'entità dei carichi ammissibili;
3. argille, consolidate normalmente o sottoconsolidate. Nel primo caso la resistenza al taglio non supera di norma il valore 100 kPa. Le argille sensibili possono essere negativamente disturbate dalle operazioni costruttive; anche qui l'ammissibilità dei carichi trasmessi è limitata dalle deformazioni;
4. argille sovraconsolidate, che sono caratterizzate da elevata resistenza al taglio e bassa deformabilità. Quando sono fessurate, possono avere un comportamento meno favorevole.

Le verifiche di sicurezza della fondazione andranno effettuate anche in presenza di sisma (per le zone sismiche) e richiedono la conoscenza di:

- resistenza al taglio;
- andamento temporale sotto carico delle deformazioni anche in presenza di eventuali liquefazioni;
- andamento temporale sotto carico della pressione nei pori dei terreni di fondazione.

3.1.3 Materiali da costruzione

La realizzazione di opere marittime in difficili condizioni ambientali, l'elevatissimo impegno tecnico ed economico richiesto per la costruzione obbligano il progettista a considerare attentamente il problema della scelta dei materiali e della durabilità di essi. Pertanto, vanno affinati gli studi sul comportamento dei materiali, dei singoli elementi di mantellata e della intera struttura, in ambiente marino, nel corso degli anni. Nella progettazione si deve tener conto della reperibilità e della distanza di approvvigionamento per idonei materiali da costruzione (cave di prestito, tout-venant, pietrame, scogli) ovvero della presenza di fabbriche (cemento, acciaio, bitume, materiali sintetici, ecc...) per la produzione di manufatti. Le caratteristiche di detti materiali debbono essere descritte con ogni dettaglio nel capitolato speciale d'appalto.

In particolare si richiamano, a titolo di esempio, le seguenti raccomandazioni:

1) Massi naturali (scogli). - I massi devono rispondere ai requisiti essenziali di buona qualità, compattezza e durabilità. Devono essere esenti da fratture e piani di sfaldamento e resistenti all'azione dell'acqua e del gelo. Prove specifiche sono richieste per definire i parametri idraulici e strutturali di accettabilità. Si ricordano le prescrizioni per le seguenti grandezze:

- peso dell'unità di volume (con valore non inferiore a 26 kN/m³);
- imbibizione (con valore inferiore al 3%);
- abrasione (con valore inferiore a 25% - LAV);
- forma compatta, per cui la dimensione maggiore deve essere inferiore a 2 volte quella minore;
- resistenza a compressione semplice non inferiore a 30 kN/m².

Il diametro nominale D_n è legato al peso W (o alla massa) del masso ed al peso specifico γ_r (o alla densità) del materiale dalla relazione:

$$D_n = (W / \gamma_r)^{1/3}$$

esso è cioè il lato del cubo di ugual volume.

2) Conglomerati cementizi e malte. - Vengono usati per una vasta gamma di opere, dai massi artificiali per le scogliere e le banchine, ai calcestruzzi armati per i cassoni e gli impalcati. E' noto come, anche attraverso l'impiego dei diversi additivi disponibili in commercio, si confezionino calcestruzzi di resistenza assegnata e di caratteristiche tali da corrispondere pienamente alle esigenze più disparate (impermeabilità, non gelività, finitura, ecc...). Ciò consente di ottenere la garanzia attesa in termini di durabilità nel manufatto.

Prescrizioni analoghe vanno inserite nel Capitolato Speciale anche per le malte.

Sempre in merito alle strutture di calcestruzzo armato o semplice, si fa presente che non tutte le parti di una stessa opera si trovano nelle medesime condizioni di esposizione agli agenti atmosferici. E' possibile distinguere le quattro diverse tipiche zone di esposizione al clima marino illustrate in Fig.1 con il relativo rischio graficamente indicato.

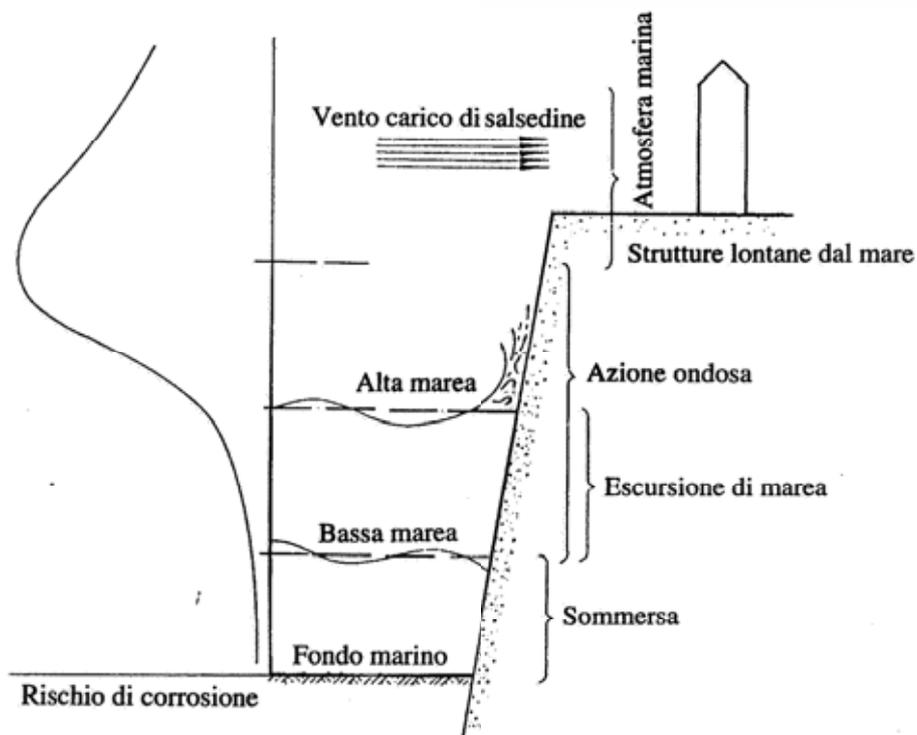


Fig. 1

Il progetto della struttura dovrà contenere l'analisi dei fenomeni temibili (corrosione delle armature, attacco chimico e biologico, incrostazioni, effetto di fatica nel calcestruzzo), nonché l'esposizione delle soluzioni adottate per ridurre o annullarne gli effetti.

Si richiamano qui espressamente le vigenti Norme Italiane:

- UNI 9858 "Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità" ed in particolare i Prospetti II e III;
- UNI 9156 "Cementi resistenti ai solfati";
- UNI 8981 Parte 5 "Durabilità delle opere e manufatti di calcestruzzo. Istruzioni per migliorare la resistenza alla corrosione delle armature";
- UNI 8981 Parte 6 "Durabilità delle opere e manufatti di calcestruzzo. Istruzioni per migliorare la resistenza all'acqua di mare".

Si sottolinea che l'impermeabilità e la compattezza del conglomerato contribuisce a rallentare l'azione dannosa degli agenti aggressivi esterni. Si devono pertanto confezionare conglomerati poco permeabili che verranno ottenuti con un corretto proporzionamento dei componenti e seguendo le più opportune modalità di confezione, posa in opera e stagionatura.

In particolare la permeabilità del conglomerato può essere ridotta impiegando un adeguato dosaggio di cemento e bassi rapporti acqua/cemento. La riduzione del rapporto acqua/cemento può essere ottenuta ricorrendo ad additivi riduttori d'acqua e mantenendo la lavorabilità a valori adeguati.

Anche un'elevata compattezza del conglomerato, intesa come assenza di porosità macroscopica, attenua l'azione aggressiva. La massima compattezza si ottiene ricorrendo a idonei mezzi di compattazione e a classi di consistenza adeguate.

Per ridurre l'attacco chimico si sceglieranno cementi a basso contenuto di C_3A (noti anche come cementi ferrici) o cementi ferrico-pozzolanicici o cementi d'altoforno ad elevato contenuto di loppa (>65%).

Condizioni da prescrivere ai fini della durata dell'opera fra copriferro e rapporto acqua-cemento, sono illustrate nel diagramma della Figura 2.

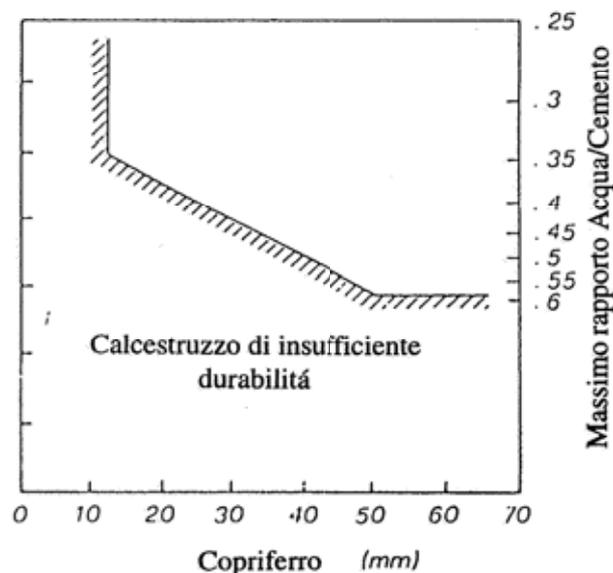


Fig. 2

Lo spessore minimo del copriferro può, inoltre, variare in funzione della diversa esposizione dell'opera al clima marino: per la zona di bagnasciuga, ove maggiore è la penetrazione dei cloruri, tale valore è compreso fra i 5 ed i 10 cm; nelle altre zone non deve essere inferiore a 5 cm; valori dell'ordine di 3 cm (minimo inderogabile) possono essere adottati per le pareti sottili delle celle dei cassoni (ambiente chiuso e non aerato). Una ulteriore protezione dell'armatura si ottiene con rivestimenti epossidici.

Si fa presente che le strutture dei cassoni devono essere verificate agli stati limite di fessurazione.

3.1.4 Tipologie e generalità sulla scelta

Le tipologie strutturali generalmente adottate per la realizzazione di una diga frangiflutto sono essenzialmente due: le opere a gettata (o a scogliera) e le opere a parete (verticale o sub-verticale). La scelta è condizionata oltre che dalle considerazioni svolte al paragrafo 3.1 anche da una serie di vantaggi e svantaggi ascrivibili alle due tipologie. In ogni caso è necessario premettere la descrizione delle due strutture:

a) Dighe a gettata o a scogliera.

Si tratta di opere che sono costituite essenzialmente da (Fig.3):

- una infrastruttura o nucleo generalmente di pietrame disposti a scarpa sia verso l'esterno che verso l'interno;
- uno o più strati di rivestimento (mantellata) costituiti da massi naturali o artificiali (di varia forma), che assolve la funzione di protezione dai frangenti, separato dal nucleo tramite uno o più strati di transizione. Il peso degli elementi del filtro sarà intermedio tra quello degli elementi costituenti il rivestimento ed il nucleo; la funzione dei filtri è quella di evitare il rifluimento verso l'esterno del materiale di nucleo durante il riflusso dell'onda;
- una sovrastruttura formata generalmente da un coronamento di calcestruzzo disposta a quota tale da evitare o ridurre la tracimazione;
- uno strato di fondazione interconnesso tra la base dell'opera ed il piano di posa;

Le condizioni di stabilità di una scogliera sono assicurate attraverso una serie di verifiche, come meglio indicato al paragrafo 3.2.5.

Le dighe a gettata sono suscettibili di dissesti per i motivi che saranno indicati nel seguito, tuttavia essi sono facilmente riparabili se di lieve entità. Ciò vale anche quando intervengano assestamenti dovuti a cedimento dei terreni di fondazione.

b) dighe a parete.

Si tratta di opere funzionanti a gravità (Fig.6). Sono costituite generalmente da un basamento a scogliera, da una infrastruttura verticale o subverticale e da un coronamento di calcestruzzo o sovrastruttura munita di muro paraonde. In qualche caso l'infrastruttura poggia direttamente alla quota del fondale originario e l'imbasamento costituisce filtro tra la struttura massiccia ed i terreni di fondazione. Se questi ultimi sono rocciosi, l'imbasamento può non essere necessario. L'infrastruttura è costituita da pile di massi prefabbricati resi solidali tra loro con

particolari accorgimenti ovvero da cassoni prefabbricati in c.a. Attualmente, per motivi costruttivi, la preferenza è accordata alla infrastruttura a cassoni cellulari.

L'infrastruttura a cassoni viene costruita in un cantiere specializzato. Il cassone cellulare prefabbricato deve essere progettato per le condizioni di galleggiamento (verifica di stabilità al galleggiamento) che sono quelle di trasporto dal cantiere al luogo di impiego. Una volta in sito, l'infrastruttura viene completata con il riempimento di materiale incoerente o di calcestruzzo magro. Si attendono gli assestamenti e successivamente si procede alla realizzazione della sovrastruttura e del muro paraonde. Analoghe tecniche costruttive si seguono per le opere a pile di massi prefabbricati, per le quali si procede a rendere monolitica l'infrastruttura con collegamenti verticali di calcestruzzo armato.

Le dighe a parete sono anch'esse suscettibili di dissesti sia per cedimento dell'imbasamento o della fondazione sia per spostamenti dell'intera struttura o di parti di essa.

Trattandosi di dissesti che presentano, al crescere della sollecitazione ondosa, non un progresso graduale del danneggiamento dall'inizio fino al collasso della struttura, ma l'improvviso spostamento di grandi blocchi o dell'intera struttura a cassoni, i danni risultano per questo tipo di opere difficilmente riparabili. Ciò induce ad assumere nella progettazione condizioni, a cui l'opera risponda senza danno, più gravose di quelle che vengono scelte per le dighe a gettata.

Le dighe a parete possono anche essere realizzate su pali o con palancole. Opere di questo tipo funzionano non a gravità, sono impiegate su terreno di fondazione con scarsa capacità portante e possono risultare di vantaggioso impiego, perchè la stabilità viene assicurata raggiungendo con la fondazione indiretta strati più consistenti, senza alcun intervento di bonifica e senza il ricorso a spessi scanni di imbasamento. Anche in questi casi l'opera è generalmente completata con un coronamento di calcestruzzo armato gettato in opera.

3.2 DIGHE A GETTATA (O A SCOGLIERA)

3.2.1 Configurazione e classificazioni

Gli ammassi di materiali lapidei naturali o artificiali costituenti le dighe a gettata sono disposti secondo configurazioni diverse, (generalmente a scarpa) emergenti o meno dal livello medio marino e destinati ad assorbire completamente o parzialmente le azioni del moto ondoso.

In alcune dighe a gettata si accettano solo movimenti limitati (oscillazioni e spostamenti) degli elementi costituenti la mantellata, mentre in altre sono accettati movimenti rilevanti. In quest'ultimo caso, il comportamento dell'opera è analogo a quello delle spiagge naturali, il cui profilo trasversale si modifica continuamente sotto l'azione delle mareggiate.

Quando il profilo originario può ricostituirsi senza asportazioni apprezzabili, l'opera è in condizioni di "stabilità statica" (beninteso si intende stabilità dal punto di vista strettamente idraulico).

Una classifica delle opere a gettata dal punto di vista del comportamento della mantellata sotto l'azione del moto ondoso può farsi con l'ausilio del parametro di stabilità $N_s = H_s / \Delta D_n$, in cui con H_s viene indicata la altezza d'onda significativa, con D_n il diametro nominale degli elementi e con Δ la densità relativa data da $\Delta = \delta_c / \delta_w - 1$, essendo δ_c la densità del materiale lapideo e δ_w quella dell'acqua.

La stabilità statica corrisponde a valori del parametro $N_s=1 + 3$. Opere con spostamenti importanti ed irreversibili degli elementi lapidei (frangiflutti a berma, dighe con mantellata ad S) sono caratterizzati da valori $N_s=2 + 4$.

Frangiflutti di massi naturali fortemente mobili sia trasversalmente che longitudinalmente presentano valori $N_s=4 + 20$.

Spiagge di ghiaia ($0.4 < D_n < 10$ cm) hanno in genere $N_s=15 + 500$; le spiagge di sabbia presentano $N_s > 500$.

La disposizione degli elementi destinati a costituire un'opera a gettata varia a seconda del tipo di comportamento richiesto e degli accorgimenti che è necessario adottare per garantire la stabilità o per soddisfare altre esigenze (ad esempio: percorribilità della parte superiore con automezzi; tracimabilità ridotta, ecc...).

Ci si limita qui a considerare le opere con $N_s < 6$, le altre ricadendo per lo più nel campo delle opere di difesa della costa.

3.2.2 Funzioni delle varie parti delle dighe a gettata

Nella sezione tipica delle dighe a gettata si rinvengono normalmente, al di sopra del fondale naturale:

- un nucleo centrale, a forma di trapezio regolare o irregolare, cioè con diverse pendenze dei paramenti o con paramenti interrotti da berme;
- un rivestimento (mantellata) destinato ad assorbire le azioni del moto ondoso (sia nella parte foranea che in quella ridossata);
- uno o più strati di transizione (filtro) fra il nucleo ed il rivestimento;
- un coronamento, che può comprendere o meno un massiccio di calcestruzzo e un eventuale muro paraonde.

Le dighe a gettata possono essere fondate direttamente sui fondali naturali oppure possono comprendere una fondazione, costituita nel caso più semplice da uno strato di materiale di spessore pari a quello asportato per l'eliminazione dei depositi superficiali o, in casi più complessi, da un insieme di opere (dreni, opere di cucitura, ecc...) atte ad assicurare la stabilità del rilevato. Le diverse parti della diga devono essere progettate in modo da assolvere alle funzioni descritte al par.3.1.1, assicurando in ogni caso la stabilità delle varie parti ed evitando che abbiano a verificarsi sormonti inaccettabili con la protezione dello specchio acqueo ridossato o incompatibili con l'operatività.

3.2.2.1 Nucleo o corpo

Il nucleo (o corpo) disposto nella parte centrale dell'opera a gettata è formato generalmente da un ammasso lapideo ottenuto da materiale di cava. La granulometria dell'ammasso deve rispettare alcune esigenze fondamentali che sono la compattezza e la non trasmissibilità del moto ondoso attraverso il corpo, che di norma non viene costipato per la parte al di sotto del l.m.m. Il Capitolo Speciale deve precisare un limite superiore ($P \leq 500 \text{ kgf} \cong 5000 \text{ N}$) ed uno inferiore ($P \geq 0.1 \text{ kgf} \cong 1 \text{ N}$) del peso P degli elementi del nucleo.

3.2.2.2 Strati di transizione

La funzione del filtro è quella di impedire l'asportazione del materiale costituente il nucleo per effetto dei flussi ciclici causati dall'azione del moto ondoso o delle correnti.

La regola dei filtri di Terzaghi (che si traduce nelle disequazioni $(d_{15,s}) / (d_{85,i}) < 4 + 5$ e $(d_{15,s}) / (d_{15,i}) < 20 + 25$, con i pedici s ed i indicanti rispettivamente il diametro dello strato di granulometria superiore e quello di granulometria inferiore) deve essere comunque rispettata.

Alcuni manuali suggeriscono, per lo strato sottostante la mantellata, l'impiego di elementi di peso compreso fra 1/10 ed 1/15 di quello degli elementi della mantellata. Lo spessore s degli strati-filtro può essere ricavato in base alla espressione $s = nK_{\Delta} D_{n50}$, in cui n (numero di elementi nello spessore) deve essere ≥ 2 , K_{Δ} è un coefficiente di forma (vedi Tabella 3). Per filtri posti in opera al di sotto del l.m.m. si può considerare che lo spessore minimo non possa scendere sotto il valore $0.80 + 1.00m$.

Tabella 3. Valori del coefficiente di forma (detto anche di strato) K_{Δ} e della percentuale di vuoti P per alcuni tipi di elementi da mantellata. (da Shore Protection Manual, 1934).

Tipo di elemento	Numero di strati	Collocamento in opera	K_{Δ}	P
Massi naturali:				
a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	1.02	38
" " vivi	2	" "	1.00	37
" " "	≥ 3	" "	1.00	40
Cubo modificato	2	" "	1.10	47
Tetrapodo	2	" "	1.04	50
Quadripodo	2	" "	0.95	49
Esapodo	2	" "	1.15	47
Tribar	2	" "	1.02	54
Dolos	2	" "	0.94	56
Massi naturali	Granulometria assortita di spessore minimo $\geq 2(W_{50}/\gamma_c)^{1/3}$		--	37

3.2.2.3 Rivestimenti e mantellata

La mantellata costituisce la parte dell'opera a diretto contatto con le onde frangenti nella parte più esposta all'azione del moto ondoso. Le dimensioni degli elementi che la costituiscono vanno commisurate all'intensità dell'azione dell'onda, lo spessore

della mantellata sarà costituito da almeno due strati di massi. Si è soliti pertanto distinguere la "mantellata", sottoposta all'attacco diretto del moto ondoso, dai rivestimenti posti a quote inferiori o nella parte ridossata.

La zona di mantellata è delimitata superiormente da una berma orizzontale più o meno estesa, che può costituire il vero e proprio coronamento o essere appoggiata ad un muro paraonde. Il paraonde può emergere rispetto alla berma ovvero essere disposto a quota inferiore. La mantellata è limitata verso il basso ad una quota tale che gli effetti del moto ondoso risultino poco sensibili (di solito ad una quota pari a $-1.0 \div -1.2 H_s$ rispetto al livello di bassa marea, con H_s altezza significativa dell'onda di progetto). Nel caso di elevata profondità, la mantellata si appoggia inferiormente su uno strato orizzontale di materiale di minore peso, prolungato rispetto al filo della scarpata con una berma di larghezza conveniente. In alternativa la mantellata si appoggia su un rilevato di scogli (unghia), di sagoma trapezia.

Per opere in limitate profondità, la mantellata si appoggia direttamente sul fondale, con l'interposizione di uno strato-filtro. Talvolta la mantellata è risvoltata parallelamente al fondale così da costituire una sorta di berma. La berma al piede migliora la stabilità della mantellata e riduce la risalita dell'onda.

Il dimensionamento della mantellata di una diga a gettata richiede grande cura.

Per l'esecuzione della mantellata vengono adoperati massi naturali o massi artificiali (di conglomerato cementizio) di forma la più varia. Per i massi artificiali si richiede il massimo concatenamento fra gli elementi vicini, la presenza di un'elevata percentuale di vuoti ed infine una notevole scabrezza del paramento (nel senso idraulico).

In linea di principio, non esiste alcuna limitazione all'impiego dei massi artificiali più noti (tetrapodi, dolos, accropode, cubi, cubi scanalati Antifer, stabit, ecc...). Una attenta valutazione dei vantaggi e degli svantaggi di ogni singolo tipo e contemporaneamente del loro comportamento idraulico e strutturale conduce alla scelta più oculata.

Sul paramento della diga ridossato dal moto ondoso, la parte di rivestimento che presenta maggiori problemi di stabilità è quella di sommità, sottoposta all'azione dei getti d'acqua conseguenti al fenomeno della tracimazione. Al di sotto di una quota dipendente dall'entità del fenomeno di sormonto, le azioni divengono meno intense e la pezzatura dei massi di mantellata può essere convenientemente ridotta. In alcuni casi ci si può limitare ad impiegare come rivestimento un tout-venant "selezionato", con eliminazione delle frazioni di minore peso.

Le berme che interrompono la continuità delle scarpate delimitanti i rivestimenti hanno diversi scopi:

- costituiscono fondazione del rivestimento sovrastante, in particolare della mantellata principale;
- permettono l'arresto e quindi l'accumulo degli elementi costituenti il rivestimento sovrastante eventualmente rimossi dalla loro posizione originaria. In tal caso si ottiene una attenuazione della pendenza e quindi un incremento della stabilità;
- consentono, dal punto di vista costruttivo, una effettiva differenziazione di peso degli elementi costituenti gli strati a contatto;
- servono ad incrementare la stabilità globale e a ridurre le sollecitazioni sul fondale.

La larghezza minima delle berme intermedie viene normalmente stabilita in $3 \div 4$ volte la dimensione tipica degli elementi (in generale massi naturali) che la costituiscono.

3.2.2.4 Coronamento

Il coronamento può essere costituito da una semplice berma di sommità, realizzata con gli stessi elementi della mantellata. In alternativa può essere formato da un "massiccio" di conglomerato cementizio, parallelepipedo con le facce maggiori orizzontali ed un muro paraonde di forma pressochè trapezia (quest'ultimo può a volte mancare). La scelta della soluzione, ed in particolare della larghezza e della quota da assegnare alla berma e alla sommità del muro paraonde, dipende oltre che dalla esigenza di rispettare il requisito della stabilità, da numerosi fattori, fra i quali, ad esempio, il rischio delle tracimazioni, l'esigenza di una percorribilità veicolare (anche ai soli fini della costruzione e manutenzione dell'opera), la collocazione di tubazioni di trasporto di prodotti movimentati in terminali ubicati lungo la diga. Nel caso di adozione di massiccio di coronamento con muro paraonde, varie sono le alternative. Tali alternative riguardano la forma del muro (talora dotato di un risvolto atto a rinviare le onde incidenti, almeno per le onde di altezza non eccessiva); la quota di sommità (che influenza l'entità delle tracimazioni e può avere rilevanza dal punto di vista paesaggistico); l'altezza della parte di muro non protetta dalla matellata (l'aumento di tale altezza comporta un incremento delle azioni esercitate dalle onde frangenti sull'opera); la conformazione della estremità della piattaforma orizzontale (talvolta si realizza una sorta di sbalzo per indirizzare l'acqua tracimante a conveniente distanza dal sottostante rivestimento); la configurazione della base del massiccio (per migliorare la stabilità si usano taglioni di calcestruzzo ammorsati nella scogliera sottostante).

Relativamente al fenomeno della tracimazione possono aversi ripercussioni particolarmente dannose nei piazzali portuali e nelle zone di passaggio di uomini o autoveicoli. Gravi danni si possono anche avere alle imbarcazioni ormeggiate dietro l'opera, anche per la presenza di una agitazione ondosu provocata a tergo.

In linea generale, una stima delle portate di tracimazione può essere ricavata mediante l'uso di relazioni empiriche.

Una valutazione della tracimazione nei casi specifici può essere invece ottenuta solo con prove su modello in adeguata scala.

3.2.3 Testate delle dighe a gettata

Le testate delle dighe a gettata sono di solito realizzate anch'esse secondo la tipologia descritta per la sezione tipo.

Presentano una forma a tronco di cono innestato nella sezione corrente dell'opera. Il suo diametro in sommità è superiore alla larghezza della sezione corrente alla stessa quota. La testata viene sviluppata planimetricamente, di norma, all'interno del filo esterno del frangiflutti.

Oltre che dal punto di vista geometrico, la testata costituisce una singolarità dell'opera a gettata (così come singolarità possono essere considerate le zone angolose o le eventuali sporgenze) per la diversa composizione strutturale, determinata in larga misura dalle diverse e più onerose sollecitazioni esercitate dal moto ondosu.

Queste azioni si sviluppano prevalentemente nella zona di tangenza con la direzione dell'onda incidente e a tergo di tale zona.

A differenza che nella sezione corrente dell'opera, nelle testate, a causa della curvatura del paramento, il contrasto reciproco fra gli elementi si riduce e manca in buona parte l'azione del "riflusso". Ciò comporta l'impiego di elementi più grandi o di più elevato peso specifico, ovvero disposti con pendenza inferiore che nella sezione corrente. I provvedimenti indicati possono essere adottati, separatamente o insieme.

In alcuni casi si può passare, nella sola testata, ad una diversa tipologia dell'opera di difesa, adottando ad esempio un cassone a pianta circolare immerso nell'estremità della gettata.

3.2.4 Condizionamenti al progetto derivanti dalle modalità di esecuzione

Le opere a gettata possono essere costruite con l'impiego contemporaneo o esclusivo di mezzi terrestri o marittimi. In sede progettuale occorre prevedere le modalità di esecuzione.

Le modalità di esecuzione devono essere oggetto di attenta trattazione nel Capitolato Speciale d'appalto per la determinazione del costo, anche per evitare controversie.

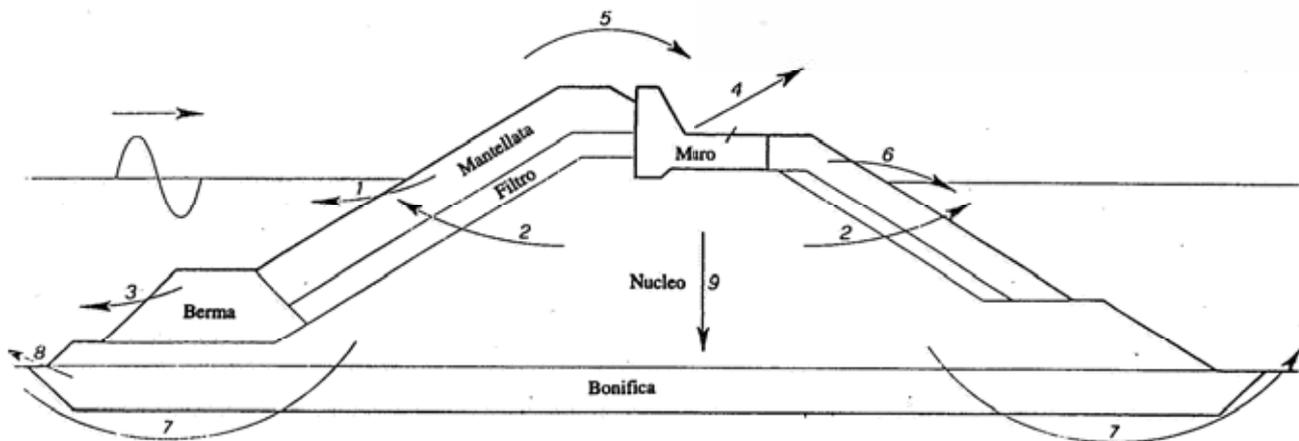
Le modalità costruttive interessano la larghezza e la quota della sommità dell'opera durante la realizzazione per la necessità del passaggio contemporaneo degli automezzi trasportanti i materiali e dei mezzi adibiti alla posa in opera. Anche le scarpate naturali ottenibili con l'impiego di mezzi marittimi sono diverse da quelle ottenibili con mezzi terrestri. In generale, le parti più delicate delle opere a gettata (unghie al piede, mantellate) vengono poste in opera con maggiore precisione con l'impiego di gru terrestri che non con gru montate su pontone. Ciò riveste particolare importanza nel caso in cui sia richiesta una posa in opera della mantellata secondo un ordine prestabilito (ad es. tetrapodi, accropodi, ecc...) e quando i singoli elementi possono risentire negativamente delle sollecitazioni d'urto durante la collocazione in sito.

Qualunque siano le modalità di costruzione, è essenziale che lo sfasamento temporale fra l'esecuzione delle diverse parti (nucleo, filtri, rivestimenti) sia contenuto entro limiti tali da minimizzare i danni per eventuali mareggiate.

3.2.5 Modalità di danneggiamento di un'opera a gettata

Un'opera a gettata può subire danni per cause diverse. Vanno pertanto eseguite le opportune verifiche di stabilità, fra le quali le principali (Figura 3) riguardano:

- 1) il contenimento dello spostamento dei massi della mantellata per effetto delle onde incidenti e la resistenza di questi alle sollecitazioni a cui vengono sottoposti;
- 2) il contenimento della perdita dei massi dello strato sottostante la mantellata e del materiale fine del nucleo;
- 3) l'erosione della berma al piede della mantellata;
- 4) la stabilità del coronamento sotto l'impatto delle onde che risalgono il paramento;
- 5) il sormonto dell'onda sul coronamento;
- 6) la stabilità del paramento interno alle sollecitazioni indotte dalla tracimazione;
- 7) la rottura o cedimento della fondazione;
- 8) l'erosione del fondale al piede dell'opera;
- 9) il contenimento delle deformazioni sotto carico della fondazione e della struttura.



- | | |
|---|------------------------------------|
| 1 Rimozione degli elementi della mantellata | 6 Danneggiamento paramento interno |
| 2 Rimozione dei fini | 7 Collasso della fondazione |
| 3 Erosione della berma al piede | 8 Erosione del fondale al piede |
| 4 Spostamento del muro paraonde | 9 Assesamento del frangiflutti |
| 5 Sormonto e tracimazione | |

Fig. 3

3.2.6 Dimensionamento delle opere a gettata

3.2.6.1 Dimensionamento con criteri probabilistici

Il dimensionamento delle opere a gettata viene eseguito contemperando le esigenze di stabilità con quelle costruttive.

Dal punto di vista della stabilità, il comportamento delle dighe a gettata è valutato in modo diverso che in molte altre opere di ingegneria, in quanto si accettano danni non trascurabili in corrispondenza di eventi ondosi relativamente frequenti rispetto alla vita dell'opera. Per alcuni tipi (ad esempio frangiflutti a berma) il "danno" atteso nel corso delle prime mareggiate è inteso come una modificazione del profilo iniziale e contribuisce a conferire un maggior grado di stabilità a fronte delle mareggiate successive.

Si sono sviluppati quindi metodi di verifica (probabilistici) che consentono, mediante un'analisi del "rischio di distruzione", la quantificazione della probabilità di rovina delle opere stesse. Metodi di analisi del rischio sono indicati nelle raccomandazioni del PIANC (1992).

3.2.6.2 Formule per la verifica di stabilità

Tutte le parti di un'opera a gettata possono essere dimensionate utilizzando formule semplici, a condizione di conoscerne i limiti di validità.

Le formule più impiegate per la mantellata sono le seguenti:

1) Formula di Hudson:

$$M = \frac{\delta_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot g \alpha}$$

con:

M = massa dell'elemento di mantellata;

$\Delta = (\delta_c / \delta_w - 1)$, ove δ_c è la densità del materiale impiegato per la costruzione dell'elemento e δ_w quella dell'acqua;

α è l'angolo formato dalla scarpata con l'orizzontale;

H è l'altezza d'onda di progetto (ad esempio l'altezza significativa);

K_D è un coefficiente scelto in funzione del grado di danneggiamento (movimento degli elementi). Il valore di K_D può essere reperito in letteratura. Gli elementi di cui alla tabella 4 hanno solo valore indicativo. La scelta di K_D , variabile a seconda del tipo di elemento, dipende anche dall'incidenza delle onde. Una riduzione sensibile va eseguita nel caso di applicazione alle testate. Valori diversi del coefficiente K_D vanno introdotti in caso di incidenza di onde frangenti sulla mantellata o sul fondale antistante l'opera.

Introducendo il diametro D_n ed il numero di stabilità, N_s , si ha:

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

Il coefficiente di stabilità K_D di Hudson fu ricavato per condizioni di moto ondoso regolare e per la condizione di danno compreso fra 0 e 5%. La percentuale che quantifica il danno è data dal rapporto tra il volume complessivo dei massi spostati ed il volume totale della mantellata.

La formula di Hudson non tiene conto del periodo del moto ondoso, in quanto essa fu ricavata nel campo $d/L = 0.15 \div 0.50$, in cui l'effetto del periodo d'onda non è rilevante.

Sono stati tentati diversi accorgimenti per estendere la formula di Hudson a condizioni di attacco di onde irregolari.

Una maggiorazione dell'altezza d'onda è frequentemente accettata. Tuttavia, non vi è concordanza nell'assumere un fattore moltiplicativo costante per tutti i tipi di elementi di mantellata (ad esempio quello intercorrente fra $H_{1/10}$ e $H_{1/3}$).

Tabella 4. Esempi di valori consigliati del coefficiente K_D per determinare il peso degli elementi di mantellata.(1)

Criterio di "non danneggiamento" con limitata tracimazione							
Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		Scarpa Cot α
			K_D (2)		K_D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale							
arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1.5 a 3.0 (5)
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
					1.6	2.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
a spigoli vivi	>3	alla rinfusa	2.2	4.5	2.1	4.2	(5)
a spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	5.3	6.4	(5)
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapodo e Quadripodo	2	alla rinfusa	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
Dolos	2	alla rinfusa	15.8 (8)	31.8 (8)	8.0	16.0	2.0 (9)
					7.0	14.0	3.0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
Masso naturale (k_{RR}) assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

- (1) AVVERTENZA: i valori di k_D scritti in *italico* non sono stati prodotti da apposite prove di laboratorio e, pertanto, sono riportati solo per consentire una progettazione preliminare dell'opera.
- (2) Per pendenze comprese tra 1/1.5 a 1/5.
- (3) n è il numero di elementi compresi nello spessore della mantellata (numero di strati).
- (4) Non è consigliato l'uso di un singolo strato nelle mantellate di massi naturali sottoposte a onde frangenti. Nel caso di onde non frangenti, è ammissibile il singolo strato solo nel caso di una attenta posa in opera dei massi.
- (5) Nelle more dell'acquisizione di più dettagliate informazioni sulla variazione del coefficiente k_D con la pendenza, l'uso del k_D dovrebbe essere limitato a pendenze comprese tra 1/1.5 a 1/3. Alcune prove su elementi di mantellata in testata mostrano una relazione funzionale tra k_D e pendenza.
- (6) Speciale posa in opera con l'asse maggiore del masso posto normalmente al piano della mantellata.
- (7) Massi sagomati con forma parallelepipeda quando la maggiore dimensione lineare è circa 3 volte più grande della piccola (Markle e Davidson, 1979).
- (8) I valori si riferiscono al criterio di "non danneggiamento" (spostamenti e oscillazioni dei massi < 5%); se non si tollera l'oscillazione dei dolos (<2%) occorre ridurre il k_D del 50% (Zwamborn e Van Niekerk, 1982).
- (9) La stabilità del dolos su pendenze superiori a 1/2 dovrebbe essere indagata con apposite prove su modello in funzione delle locali condizioni al contorno.

2) Formule di Van der Meer:

Le formule di Van der Meer sono state invece ricavate portando in conto l'azione di onde irregolari; esse consentono di tener conto anche degli effetti della variabilità del periodo, particolarmente presenti in acque molto basse ($d/L < 0,15$).

Per mantellate costituite da massi naturali, sono state ottenute da Van der Meer due formule.

La prima di esse:

$$H_s / \Delta D_{n50} = 6.2 (p^*)^{0.18} (S / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5}$$

vale per opere soggette a onde frangenti del tipo "plunging" ($\xi_m \leq 2.5$);

La seconda:

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.0 p^{*-0.13} (S / \sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\cot g \alpha} \xi_m^{p^*}$$

vale per strutture investite da frangenti del tipo "surging" ($\xi_m \geq 3.5$)

ove α e Δ hanno lo stesso significato già esposto per la formula di Hudson, H_s è l'altezza d'onda significativa, p^* è un parametro indicatore della permeabilità della struttura (variabile fra 0.1 e 0.6), D_{n50} è il diametro nominale del masso (di peso mediano), S è il livello di danneggiamento, espresso come rapporto A_e / D_{n50}^2 , con A_e area della sezione trasversale erosa dalla mareggiata rispetto al profilo originale, N è il numero di onde presenti nella mareggiata, $\xi_m = \text{tg} \alpha / \sqrt{H / L_0}$ è il parametro di frangimento (numero di Iribarren) con H/L_0 parametro di ripidità dell'onda (H indica l'altezza significativa davanti alla struttura ed L_0 la lunghezza al largo riferita al periodo medio T_m).

Nell'intervallo di ξ_m compreso tra 2.5 e 3.5 si adatterà la relazione che fornisce il valore minore di $H_s / \Delta D_{n50}$.

Per dighe staticamente stabili, dovrà essere $D_{85} / D_{15} < 1.5$.

Sono disponibili formule analoghe per i più comuni tipi di massi artificiali di calcestruzzo, con una diversa definizione del danneggiamento, non essendo, per elementi di calcestruzzo, tollerabili spostamenti dei massi anche in assenza di erosione del profilo (vedi nota "1").

Ambedue i tipi di formula non possono essere impiegati per opere con cresta bassa sul l.m.m. (o addirittura sommersa rispetto al l.m.m.) e per mantellate a scarpata non costante (a berma o ad S) (vedi nota "2").

NOTA "1"

a) Per l'Accropode, per danno zero e $\cot \alpha = 1.33$.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.5$$

b) Per i Tetrapodi ($\cot \alpha = 1.5$) e per danno zero,

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 0.85 \left(\frac{1}{S_m} \right)^{0.2}$$

c) Per i Cubi ($\cot \alpha = 1.5$), sempre per danno zero,

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{1}{S_m} \right)^{0.1}$$

NOTA "2"

Frangiflutti a cresta bassa

Per questi la stabilità dei massi lapidei della mantellata e della cresta può essere verificata con le stesse formule innanzi scritte nel testo, applicando al valore $H_s / \Delta D_n$ un fattore correttivo, f_i , che misura la riduzione della dimensione del masso in relazione al basso livello della cresta:

$$f_i = \frac{1}{\left[1.25 - 4.8 \left(\frac{R_c}{H_s} \right) \left(\frac{S_m}{2\pi} \right)^{0.5} \right]}$$

che vale per

$$0 < \frac{R_c}{H_s} < 1$$

dove R_c è l'altezza della cresta fuori acqua

La formula di Van der Meer corrispondente al danno limite per la stabilità del piede della diga è data da:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8.7 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{1.43}$$

dove h è la profondità alla base della diga e h_t è la profondità in corrispondenza della sommità del piede (v. Figura 4).

Il campo di validità della formula è dato da:

$$3 < h_t / D_{n50} < 25$$

questa fa riferimento, per onde limitate dal fondale ($H_s/h \cong 0.5$), al danneggiamento corrispondente alla rimozione di due massi per ogni tratto longitudinale di lunghezza pari a quella di un masso.

Per la verifica della resistenza strutturale dei massi di mantellata, si veda il paragrafo 4.1.1 e la tabella in esso riportata.

3.2.6.3 Verifiche di stabilità del massiccio di coronamento

Il massiccio di coronamento di una diga frangiflutti è normalmente una struttura di calcestruzzo resistente a gravità.

Qualche volta si prevede una leggera armatura al fine di ridurre la fessurazione superficiale indotta da coazioni termiche e di fornire qualche resistenza sia alle sollecitazioni flessionali dovute ai cedimenti differenziali della fondazione (o alle spinte delle onde sul muro verticale) che alle tensioni localizzate in corrispondenza di collegamenti fra gli elementi contigui.

Per evitare che assestamenti di diversa entità portino a rottura il coronamento, esso può essere suddiviso in conci indipendenti con giunti intervallati di 5-10m.

Un massiccio di coronamento può essere soggetto allo slittamento orizzontale verso l'interno, al rovesciamento e allo sprofondamento dovuto ad erosione della scogliera antistante e sottostante. La stabilità viene verificata con il consueto confronto tra forze e momenti destabilizzanti (l'azione dell'onda sulla parete verticale e le sottopressioni sulla platea orizzontale) e forze e momenti resistenti (il peso del massiccio di calcestruzzo e la forza d'attrito tra la base e l'ammasso granulare) (Figura 4c).

Non esiste ancora un metodo universalmente accettato per valutare le forze esercitate dal moto ondoso su qualsiasi configurazione di muro di coronamento. Fenomeno certamente complesso, nel quale sono presenti forze da shock difficilmente ricavabili anche su modello.

Per quanto riguarda la forza verticale di sollevamento dovuta alle sottopressioni agenti sulla base del massiccio, la grandezza e la distribuzione delle sottopressioni dipendono dalla quota della fondazione, dal livello di risalita dell'onda, dal periodo dell'onda e dalla permeabilità del materiale di fondazione del coronamento. Per una stima prudenziale, si può assumere una pressione verticale massima sul lembo esterno pari al valore della locale pressione orizzontale ed un valore nullo in corrispondenza del lembo interno (ove sia presente uno strato permeabile).

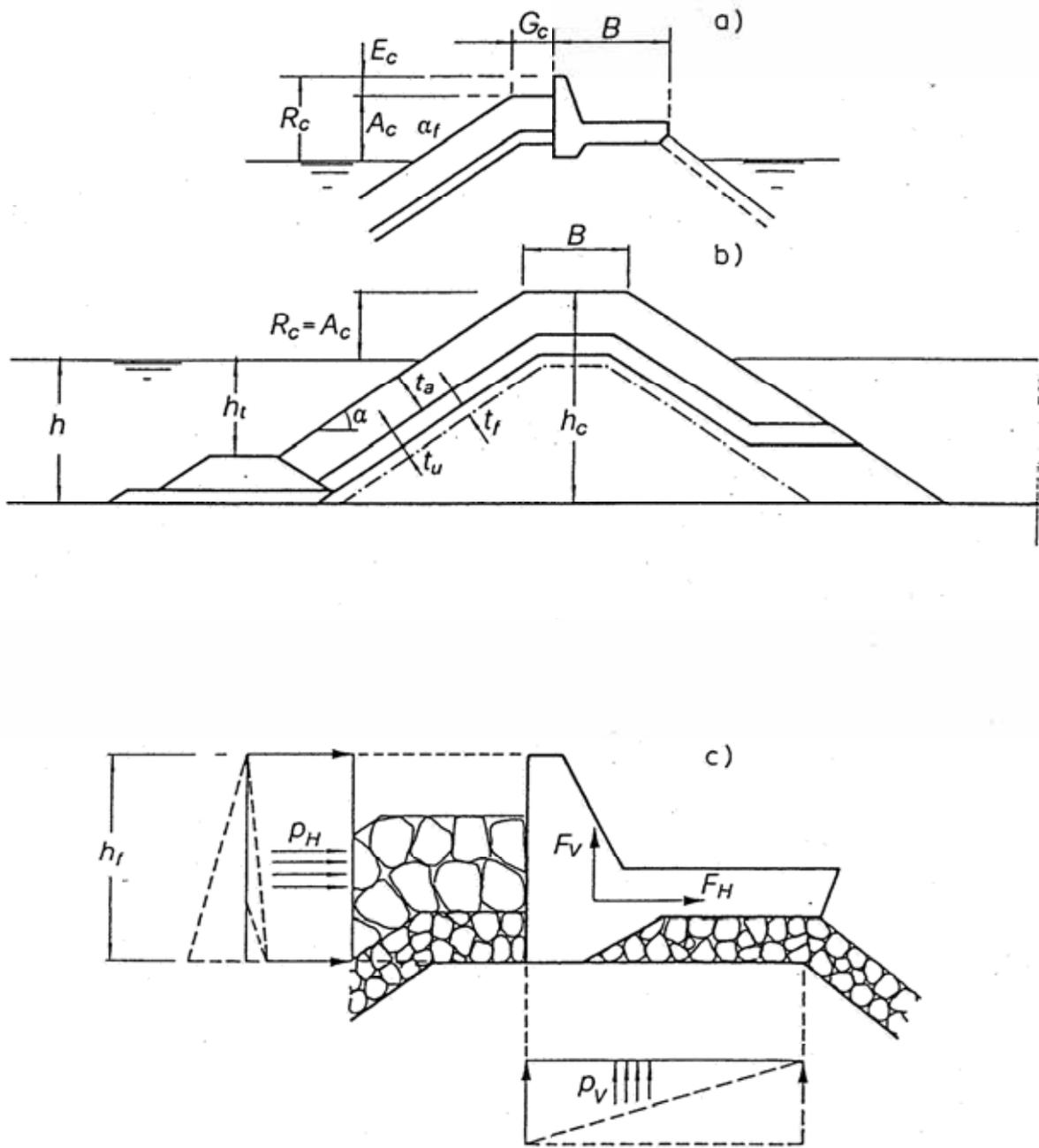


Fig. 4

In relazione alla maggiore o minore permeabilità del materiale di appoggio del massiccio, la distribuzione delle sottopressioni può assumere un andamento triangolare (grande permeabilità) o di diverso tipo fino a quello rettangolare.

Nel caso si dispongano attraverso la platea sfiati verticali (fori di drenaggio), le sottopressioni si portano alla pressione corrispondente alla quota di sfogo.

La forza orizzontale resistente si valuta attraverso il prodotto del peso del massiccio (alleggerito dalle sottopressioni) per il coefficiente d'attrito, usualmente assunto minore o pari a 0.6. Nel caso che il massiccio presenti un dente di ammorsamento (taglione) nella sottostante scogliera, si può assumere un coefficiente minore o pari a 0.7. In questo caso si può anche condurre la verifica allo scorrimento lungo il piano inclinato congiungente l'estremità del taglione con quella interna della platea (con le relative componenti normali e parallele delle forze) e mettere in conto tra i pesi stabilizzanti quello del terreno compreso tra la base della platea e quella del taglione. Esempi di calcolo sono nello Shore Protection Manual (1984); in essi, per semplicità, il carico dell'onda viene assunto come statico.

3.2.6.4 Valutazione dell'altezza di risalita dell'onda e dell'entità della tracimazione

Nel dimensionamento di una diga a gettata è necessario valutare il sormonto di masse d'acqua per la stabilità e sicurezza della diga stessa, nonché delle opere, persone e mezzi a tergo. L'elemento geometrico principale, che condiziona l'entità della tracimazione, è l'altezza della cresta R_c (v. Figura 4). Ulteriori parametri geometrici influenzanti sono: la pendenza della mantellata, la larghezza e profondità della berma e la sua altezza rispetto a quella del muro paraonde.

L'aumento di livello d'acqua sopra il medio mare, R_{ux} , può essere fornito, per mantellate di massi naturali e nucleo poco permeabile a scarpa costante e per livello di superamento x , dalle due formule seguenti:

$$\frac{R_{ux}}{H_s} = a \xi_m \quad \text{per} \quad \xi_m < 1.5$$

$$\frac{R_{ux}}{H_s} = b(\xi_m)^c \quad \text{per} \quad \xi_m > 1.5$$

Per strutture molto permeabili ($p^* > 0.4$), il limite superiore di R_{ux} / H_s è dato da:

$$\frac{R_{ux}}{H_s} = d$$

Livello di superamento x %	a	b	c	d
0.001	1.12	1.34	0.55	2.58
0.02	0.96	1.17	0.46	1.97
significativo	0.72	0.88	0.41	1.35

Metodi empirici consentono di valutare l'entità della tracimazione espressa dalla portata media \bar{Q} (m³/s per metro di lunghezza della cresta). Una relazione fra le grandezze in gioco è la seguente:

$$\bar{Q} = \frac{Q_m^* \sqrt{g H_s^3}}{(S_m / 2\pi)^{1/2}} \quad \text{con} \quad Q_m^* = a (F^*)^{-b}$$

dove:

- $F^* = (R_c / H_s)^2 (s_m / 2\pi)^{1/2}$
- a e b coefficienti empirici i cui valori vanno meglio determinati mediante prove su modello.

La portata di tracimazione stimata empiricamente fornisce un ulteriore parametro per il dimensionamento di massima della struttura. Per la sicurezza di persone e veicoli transitanti lungo il coronamento, \bar{Q} deve essere opportunamente contenuta. Data la variabilità temporale del fenomeno della tracimazione, è opportuno valutare il volume massimo tracimabile in rapporto al valore medio.

Per dighe banchinate all'interno, sono da prescriversi prove su modello fisico per una più precisa valutazione della portata tracimabile e della sua variabilità onda per onda.

3.2.7 Verifica di stabilità globale

La diga a gettata deve essere verificata seguendo le norme sui manufatti di materiali sciolti (Norme geotecniche D.M. LL.PP. 11.3.1988 Cap. E, Manufatti di materiali sciolti).

Nella verifica di stabilità globale, da eseguire con i metodi dell'equilibrio limite, (metodo di Bishop semplificato, metodo di Janbu, ecc...) si deve esaminare la stabilità dell'opera sia verso mare che verso l'interno nelle condizioni di esercizio (a lungo termine) e, nel caso di azioni sismiche, se necessario, anche per le condizioni che si hanno durante la costruzione o a fine costruzione (a breve termine).

Il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 1.3 (Norme geotecniche D.M. LL.PP. 11.3.1988 Cap. E, Manufatti di materiali sciolti).

Si devono valutare i cedimenti e verificare che questi siano compatibili con la funzionalità e sicurezza dell'opera.

I cedimenti sono dovuti alla compressibilità dei terreni di fondazione, alla liquefazione di terreni sabbiosi fini a bassa densità sotto l'azione sismica, alla liquefazione degli stessi terreni sotto l'azione dinamica del moto ondoso ed all'asportazione di frazioni fini di materiali dal corpo dell'opera.

I cedimenti dovuti alla compressibilità devono essere stimati usando i consueti metodi di calcolo. Quelli legati alla liquefazione sotto l'azione dinamica del moto ondoso ed all'asportazione di frazioni fini sono difficilmente valutabili.

Per risolvere i problemi di stabilità e di cedimento, vari sono i possibili tipi di intervento. Così si può ricorrere allo scavo ed alla sostituzione di tutto o di parte del terreno di fondazione avente scarsa resistenza ed elevata compressibilità con materiale sabbioso o ghiaioso. In presenza di spessori notevoli di terreno argilloso-limoso di bassa resistenza, si può ricorrere ai dreni verticali per accelerare la

consolidazione. Così pure strati di fondazione formati da sabbia sciolta, e quindi suscettibili di liquefazione sotto l'azione sismica, possono essere compattati con la vibroflottazione. Si può anche fare ricorso a materiali sintetici in forma di fogli, tappeti e materassi da inserire al contatto tra scogliera e terreno di fondazione con compito di rinforzo e separazione. Gli effetti negativi dei cedimenti su alcune parti dell'opera possono talvolta essere limitati, con un apposito programma di costruzione, nel tempo, per fasi.

3.3 DIGHE A PARETE

3.3.1 Tipologia

Come si è accennato, le dighe a parete sono caratterizzate da un imbasamento a scogliera (sottostruttura) spianato alla quota voluta, sul quale poggia un muro verticale o subverticale costituente la cosiddetta infrastruttura dell'opera, sormontato a sua volta da una struttura di coronamento fuori acqua (sovrastuttura).

Per la scogliera che costituisce la sottostruttura della diga valgono i criteri esposti per le dighe a gettata, soprattutto in merito agli accertamenti geotecnici sui terreni di fondazione. Si raccomandano però maggiori cautele, poichè l'opera a parete verticale è capace di tollerare cedimenti totali e differenziali minori che l'opera a gettata e gli eventuali interventi di manutenzione sono molto onerosi. Quando l'ubicazione, le caratteristiche geometriche (fondo piano) e di resistenza (sufficientemente elevate) del terreno di fondazione lo consentono, le dighe a parete possono poggiare direttamente sui fondali marini.

Dal punto di vista del comportamento idraulico, le dighe a parete si distinguono in due tipi o classi a seconda dell'interazione che si determina tra il moto ondoso incidente e l'ostacolo da esse costituito:

- a) dighe a parete verticale o subverticale, destinate a riflettere l'onda incidente (ovvero a creare dinanzi all'opera un processo di moto stazionario). Per ottenere le suddette condizioni, la geometria del profilo dell'opera verso il largo deve essere tale da escludere il frangimento. Queste opere sono di solito impiegate in mari a debole escursione di marea (v. Figure 5 e 6);

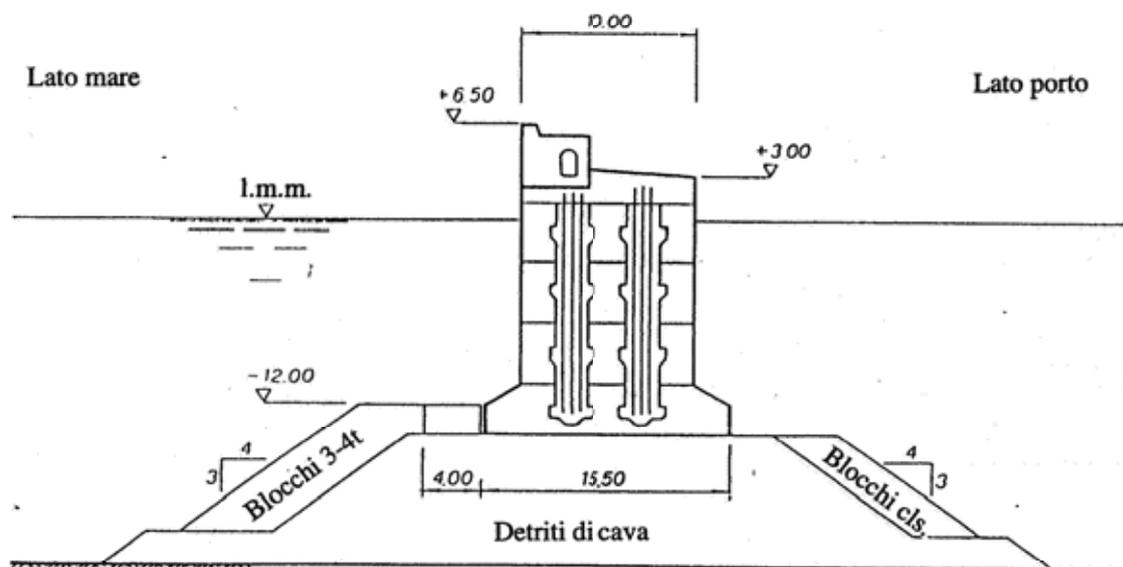


Fig. 5

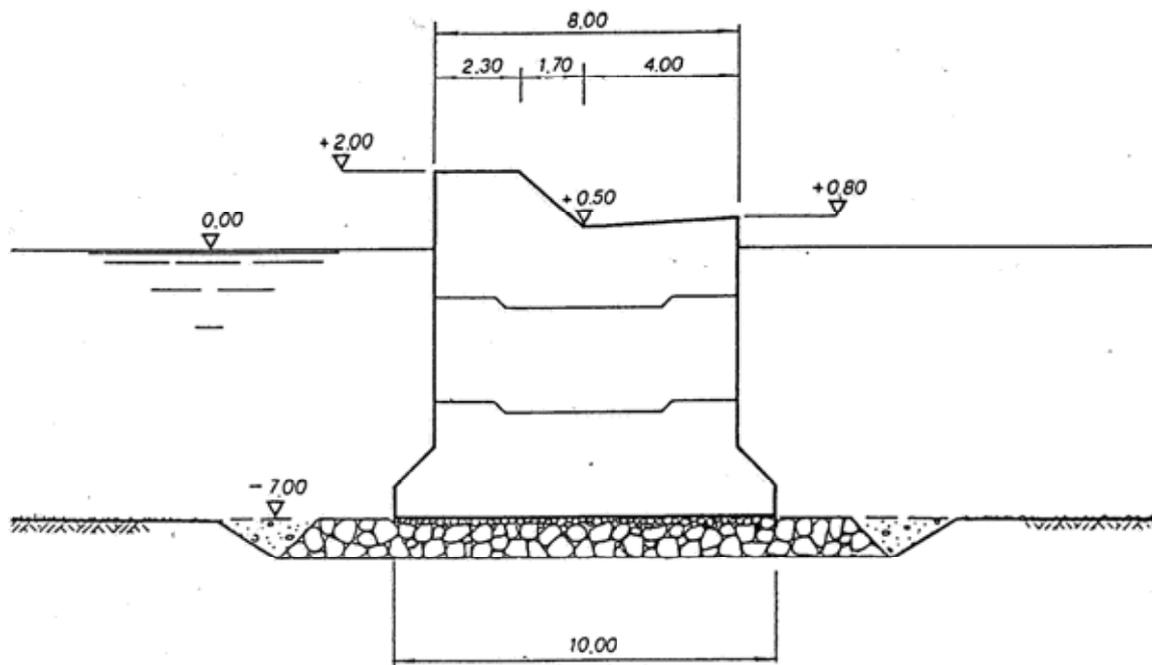


Fig. 6

b) dighe a parete destinate a subire gli effetti del frangimento, fondate a profondità relativamente basse.

Alcune dighe, ubicate in paraggi soggetti a notevoli escursioni di marea, possono comportarsi, al variare del tirante d'acqua alla base della parete verticale, come opera soggetta ad onde stazionarie, in fase di alta marea, e come opera soggetta ai frangenti, in fase di bassa marea. In casi estremi, l'imbasamento a scogliera, su cui è poggiata l'infrastruttura, può risultare parzialmente emergente in fase di bassa marea e quindi comportarsi in questa fase come una diga a scogliera.

La figura 7 si riferisce ad un caso limite di cui si hanno esempi storici, ma che è raccomandabile evitare estendendo la gettata a protezione dell'opera a muro.

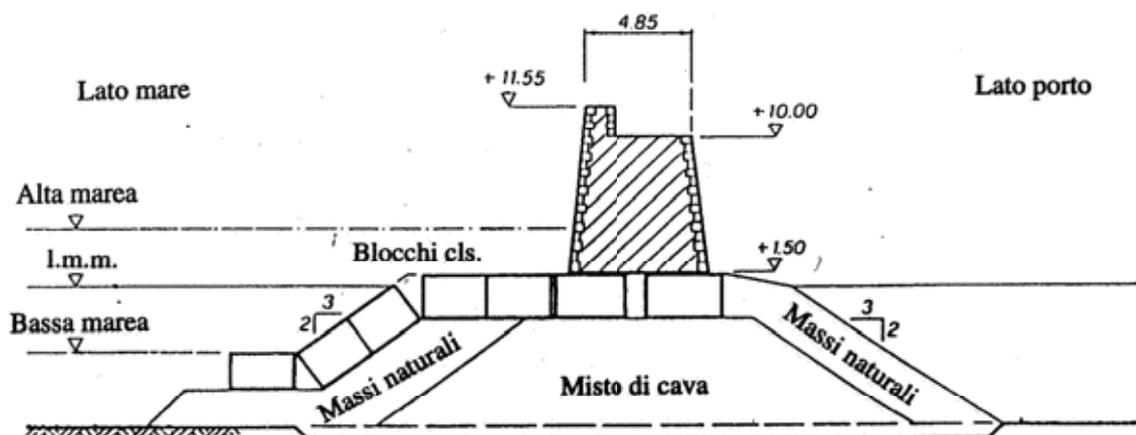


Fig. 7

3.3.1.1 Caratteristiche costruttive

L'infrastruttura di un'opera a parete può essere formata, come già accennato, da pile di massi prefabbricati di calcestruzzo; da getti di calcestruzzo, versati in opera entro appositi casseri, da cassoni cellulari prefabbricati in conglomerato cementizio armato zavorrati in opera (con sabbia o tout-venant o conglomerato cementizio magro).

Nelle dighe del primo tipo (Figure 5 e 6), i massi prefabbricati devono avere le massime dimensioni compatibili con la potenza di un sollevamento dei pontoni destinati al loro posizionamento in opera. Per solidarizzare i massi tra loro vengono predisposti dei pozzi verticali riempiti successivamente con conglomerato cementizio armato gettato in opera ovvero degli incastri tra gli elementi superiori e quelli inferiori. Si tratta di accorgimenti atti a migliorare la resistenza allo scorrimento tra strato e strato. Il masso di base è generalmente più largo, per meglio distribuire la pressione sullo scanno di pietrame.

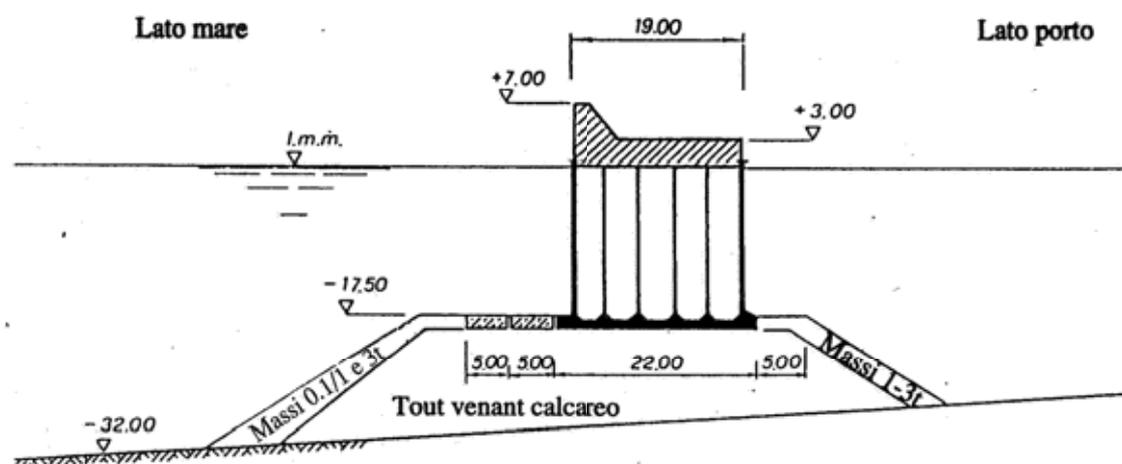


Fig. 8

Di uso più frequente per le nuove opere sono i cassoni cellulari prefabbricati, galleggianti, costruiti a terra su scivoli o in mare su piattaforme (Figura 8).

Ogni cassone in opera costituisce un tratto completo e monolitico della diga (con la sommità circa 1 metro fuori acqua). Il cassone viene normalmente realizzato in calcestruzzo armato. La sua larghezza va determinata, imponendo la condizione di stabilità all'azione dell'onda. L'altezza del cassone è scelta in modo tale da ridurre al minimo il costo di costruzione della scogliera di imbasamento e della struttura a parete, mentre la lunghezza del cassone è dettata dalla capacità manifatturiera (la maggiore lunghezza assicura una migliore ripartizione di punte di sollecitazione). In genere si pone la lunghezza del cassone pari o superiore al doppio della sua altezza. Un cassone di calcestruzzo è diviso in un certo numero di celle, le cui dimensioni sono generalmente limitate ad un massimo di $4 \div 5$ m. La parete esterna è normalmente spessa da 40 a 50 cm, le pareti di ripartizione e collegamento hanno spessore di circa $20 \div 30$ cm, mentre la lastra di fondo è spessa da 50 a 70 cm. Queste dimensioni andranno verificate con i metodi di analisi delle forze dettati dal regolamento per le strutture in calcestruzzo armato. Gli spessori devono essere

correlati alle dimensioni delle celle, per assicurare il comportamento monolitico del cassone cellulare, e all'entità della pressione ondosa. Spessore delle pareti e relative orditure verranno verificati con i metodi della Scienza delle Costruzioni.

Una volta sistemati i cassoni mediante zavorramento, va realizzata la sovrastruttura (gettata in opera o anche prefabbricata) costituita dal masso di coronamento con o senza muro paraonde.

3.3.1.2 Cause di danneggiamento di una diga a parete

Una diga a parete può subire danni per cause diverse (v. Figura 12, par. 3.3.4.2). Va pertanto verificata la stabilità (anche in presenza di azione sismica per le zone sismiche), analizzando:

- 1) la stabilità dell'intera sovrastruttura allo scorrimento ed al ribaltamento;
- 2) per quelle non monolitiche la stabilità dei singoli blocchi e, per quelle monolitiche, la resistenza dell'elemento e delle connessioni;
- 3) la resistenza allo schiacciamento locale dell'imbasamento;
- 4) la stabilità all'onda della scogliera di imbasamento e del masso guardiano;
- 5) la resistenza della fondazione al refluenimento del sedime d'appoggio;
- 6) la compatibilità degli assestamenti della fondazione e dell'opera con la funzionalità a questa richiesta.

3.3.2 Dimensionamento delle dighe a parete soggette all'azione di onde non frangenti (onde stazionarie)

I criteri di calcolo indicati sono riferiti a dighe con parete verticale senza modifica al profilo (ad es. sovrastruttura inclinata) o alla parete stessa (fori, scanalature, ecc...).

3.3.2.1 Le forze

Le forze agenti sull'opera (infrastruttura più sovrastruttura) possono essere distinte in forze di massa e forze al contorno. Le forze di massa si riducono al peso proprio dell'opera P , mentre quelle al contorno possono così distinguersi:

F_0 = componente orizzontale della forza dell'onda;

\bar{W} = spinta di galleggiamento esercitata sull'opera in condizioni di quiete;

F_v = variazione della spinta di galleggiamento dovuta all'onda;

R_0 = reazione orizzontale all'imbasamento di appoggio;

R_v = reazione verticale dell'imbasamento di appoggio.

Nel caso in cui sia assicurata la stazionarietà del moto ondoso dinanzi alla diga, le componenti F_0 e F_v dovute all'azione ondosa sono rispettivamente uguali alla risultante del diagramma di carico orizzontale e alla risultante del diagramma di carico verticale tracciati in Figura 9 (fase di cresta dell'onda) e in Figura 10 (fase di cavo dell'onda).

Il diagramma ivi riportato è valido in condizioni di moto ondoso regolare cilindrico definito dalla teoria di Sainflou linearizzata e largamente utilizzata nel recente passato in Europa. Non è superfluo ricordare che la condizione necessaria per la stazionarietà dell'onda di fronte alla parete verticale è che l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua (d) si mantenga sempre superiore o pari a $1.5 H$, dove con H si indichi il valore dell'altezza d'onda incidente. In merito le raccomandazioni dell'Associazione Internazionale Permanente per i Congressi di Navigazione (PIANC, 1976) prescrivono:

per H il valore H_{max} atteso una sola volta in un lasso di tempo doppio della vita presunta dell'opera.

Alcune considerazioni sulla distribuzione spaziale delle altezze d'onda lungo ciascun fronte rendono meno gravose tali prescrizioni (v. par.3.3.2.2).

Per l'equilibrio alla traslazione, dovrà risultare:

$$R_0 = F_0 \quad , \quad R_v = P - \overline{W} - F_v$$

dove la forza F_v è positiva se orientata verso l'alto.

La reazione R_v dell'imbasamento viene calcolata come risultante di pressioni distribuite al suolo con lo schema di fondazione rigida su terreno elastico alla Winkler.

Per la valutazione della forza verticale F_v dovuta alle sottopressioni di origine ondosa agenti sulla base della parete si intendono qui ripetute tutte le considerazioni svolte a proposito del coronamento di calcestruzzo delle dighe a scogliera (v. par. 3.2.6.3).

3.3.2.2 Le verifiche di stabilità

Le onde più alte, nel corso delle mareggiate, nella loro formazione seguono processi quasi-deterministici, la cui comprensione riveste notevole importanza per la verifica di stabilità.

In effetti, su di un determinato fronte, un'onda più alta rispetto alla media si forma normalmente mediante una progressiva concentrazione di altezza verso la zona centrale del fronte. Come conseguenza, le onde più alte manifestano fronti di estensione limitata, nei quali si incontra una forte riduzione di altezza dal centro verso la periferia. Pertanto esse generano carichi non uniformi rispetto all'asse longitudinale della diga, e quindi forze minori di quelle prodotte da onde cilindriche di altezza uguale (costante).

Le registrazioni in mare delle azioni dovute alle onde più alte mostrano inoltre che la pressione sulla parete diminuisce nel dominio del tempo in modo regolare durante la fase di cavo d'onda, mentre, in fase di cresta, la pressione cresce con gradualità solo fino ad un certo istante. Poi la crescita si interrompe bruscamente e la pressione si porta ad un minimo relativo proprio al culmine della fase di cresta dell'onda. La caduta di pressione è associata alla formazione di un alto getto verticale.

Entrambi i fenomeni sopra menzionati (contrazione dei fronti di maggiore altezza e caduta della pressione) sono caratteristici (Boccotti) delle onde tridimensionali di mare ed hanno favorevoli effetti ai fini della stabilità delle dighe: il primo sia in fase di cresta, sia in fase di cavo d'onda, il secondo fenomeno solo in fase di cresta d'onda. Tenendo conto di quanto riscontrato per dighe sottoposte all'azione di onde stazionarie, è corretto procedere alla verifica delle dighe utilizzando il semplice

schema di onda regolare cilindrica (diagrammi di carico illustrati nelle Figure 9 e 10) assumendo, per l'altezza H , un valore minore di quello massimo atteso nel corso di vita della struttura.

In particolare si raccomanda $H = H_{1/20}$ ($H_{1/20} \cong 1.40 H_s$) per le verifiche di stabilità in fase di cresta e $H = H_{1/100}$ per la verifica preliminare di non-frangimento in fase di cresta, e $H = H_{1/100}$ ($H_{1/100} = 1.67 H_s$) per le verifiche di stabilità in fase di cavo d'onda (cfr. il paragrafo 2.1.4.1. per il significato dei simboli). Il periodo d'onda può essere preso pari a T_s (periodo caratteristico delle onde più alte - cfr. ancora il paragrafo 2.1.4.1) per tutte le verifiche.

Le verifiche convenzionali di stabilità sono generalmente quattro:

- i) verifica a scorrimento dell'opera sull'imbasamento;
- ii) verifica a ribaltamento;
- iii) verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera;
- iv) verifica a slittamento di zolle comprendenti l'imbasamento a scogliera ed il terreno naturale sottostante (opera-terreno).

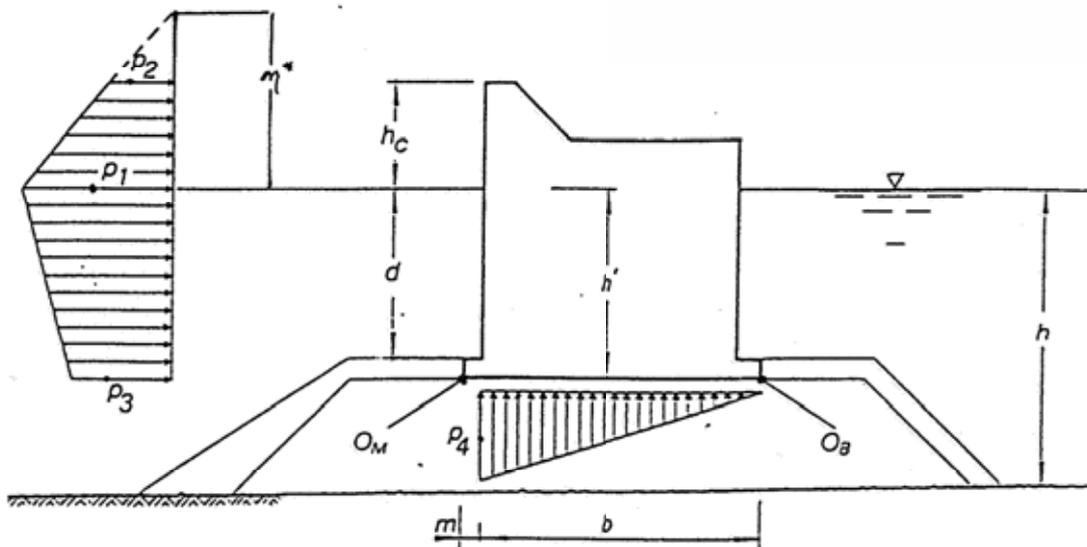


Fig. 9

$$p_1 = \gamma \left(d + \frac{H}{\cosh kd} \right) \frac{\eta^*}{d + \eta^*}$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \frac{h'}{d} - p_1 \left(\frac{h'}{d} - 1 \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b+m}$$

$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tan hkd}$$

$$k = \frac{2\pi}{L}$$

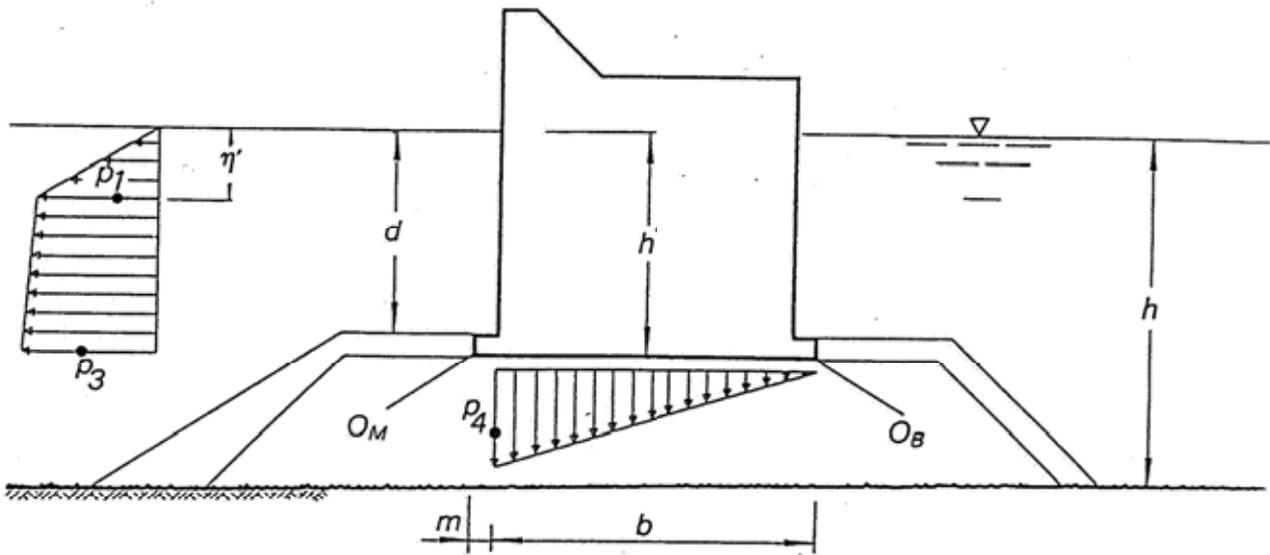


Fig. 10

$$p_1 = \gamma \eta'$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cos hkd} \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b+m}$$

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tan hkd}$$

Riguardo allo scorrimento, la stabilità è assicurata dalla disuguaglianza:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} > C_s$$

con il coefficiente di attrito μ uguale a 0.6 e il coefficiente di sicurezza C_s uguale a 1.4.

Quando l'opera è costituita da blocchi sovrapposti, la verifica a scorrimento va effettuata per tutte le sezioni di appoggio tra i blocchi.

Riguardo al ribaltamento, la verifica va effettuata utilizzando la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} > C_r$$

dove M_s è il momento stabilizzante, M_r è il momento ribaltante e C_r è il coefficiente di sicurezza per il quale si assumerà il valore 1.5. Gli assi di ribaltamento per la valutazione dei momenti M_s e M_r sono O_B e O_M rispettivamente in fase di cresta e in fase di cavo d'onda (v. Figure 9 e 10). Per "momento stabilizzante" si intende il momento della forza $P^* = P - W$ rispetto all'asse di ribaltamento.

Per "momento ribaltante" si intende il momento delle forze F_0 e F_v rispetto allo stesso asse di ribaltamento.

Riguardo allo schiacciamento, si ammette un carico massimo sulla scogliera pari a $5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ (5 kg/cm^2).

Riguardo infine allo slittamento del complesso opera-terreno, devono essere eseguite le verifiche con il metodo dell'equilibrio limite: (metodo di Bishop semplificato, metodo di Janbu, ecc...) considerando sia le condizioni a fine costruzione (a breve termine) sia le condizioni in esercizio (a lungo termine) e le azioni sismiche. Il relativo coefficiente di sicurezza deve rispettare le norme generali vigenti (Norme geotecniche D.M. 11.3.1988 Cap. E, Manufatti di materiali sciolti) ed essere comunque superiore a 1.3.

Per questa particolare verifica può essere ammessa anche l'altezza d'onda $H = H_s$ (con il periodo T_s). Infatti la notevole riduzione di altezza tra il centro e i lati del fronte produce il suo effetto più favorevole nei confronti della stabilità delle grandi zolle comprendenti scogliere e terreno naturale.

La verifica a scorrimento in fase di cavo d'onda risulta di norma soddisfatta se è soddisfatta la corrispondente verifica in fase di cresta d'onda.

Le verifiche a ribaltamento e a schiacciamento in fase di cavo d'onda possono risultare condizionanti solo se il momento stabilizzante rispetto all'asse O_M sia significativamente minore del momento stabilizzante rispetto all'asse O_B .

Oltre alle verifiche di stabilità, devono essere eseguiti i calcoli dei cedimenti, tenendo conto delle fasi di costruzione dell'intera opera (scogliera di fondazione, infrastruttura e coronamento), e si deve verificare se essi siano compatibili con la funzionalità e la sicurezza dell'opera in esercizio.

Per risolvere i problemi di stabilità globale può essere sufficiente aumentare le dimensioni della scogliera di fondazione. Talora è necessario procedere allo scavo di tutto o di parte del terreno di fondazione avente scarsa resistenza ed elevata

compressibilità, sostituendolo con materiale sabbioso e ghiaioso. In questo modo possono essere anche ridotti adeguatamente i cedimenti.

L'utilizzazione di geosintetici o materassi di vario tipo a contatto tra scogliera e terreno di fondazione con funzioni di separazione e rinforzo può essere di grande utilità. In presenza di terreni di fondazione superficiali formati da sabbia sciolta, notevolmente deformabili e suscettibili di liquefazione, si può intervenire con la compattazione (ad esempio la vibroflottazione).

In presenza di spessori notevoli di terreno argilloso e limoso di bassa resistenza, può essere necessario ricorrere ad altri tipi di provvedimenti per migliorare le caratteristiche ed il comportamento del terreno di fondazione ed ottenere un comportamento accettabile dell'opera. Si può così intervenire con dreni verticali per accelerare la consolidazione di terreni di fondazione argillosi, con pali di ghiaia o con gettiniezione, scegliendo opportunamente il metodo o l'intervento in relazione alle caratteristiche del terreno di fondazione della scogliera e dell'infrastruttura e tenendo conto delle fasi e delle modalità costruttive dell'opera.

3.3.3 Dimensionamento delle dighe che possono essere soggette all'azione di onde frangenti

Per il dimensionamento e la verifica di stabilità delle dighe per le quali non è assicurata la condizione di stazionarietà dell'onda di fronte alla parete verticale indicata al paragr. 3.3.2.1 (escludendo la condizione particolare di violenti effetti impulsivi per la quale non è idonea la stessa tipologia a parete), si può fare riferimento a criteri ormai internazionalmente diffusi in letteratura.

Le stesse istruzioni sono state predisposte per dighe con momenti stabilizzanti equivalenti rispetto ai due assi O_M e O_B , e pertanto le verifiche vengono limitate alla condizione di cresta d'onda durante le quali si manifestano i carichi maggiori. Le espressioni delle pressioni p_1 , p_2 , p_3 e p_4 , nei diagrammi di Figura 11, sono (Goda):

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \gamma H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

$$p_4 = 0.5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \gamma H$$

dove:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh kh} \right)$$

$$H = \min(1.8H_s, H_f)$$

$$H_f = 0.18 \frac{gT^2}{2\pi} \left\{ 1 - \exp \left[\frac{3\pi^2 h_b}{gT^2} (1 + 15 (\tan \vartheta)^{4/3}) \right] \right\}$$

dove $\min (.)$ indica il minore dei valori in argomento, h_b è la profondità del fondo ad una distanza di $5 H_{1/3}$ dalla diga, β è l'angolo di inclinazione del fronte d'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15° , σ l'angolo formato dal piano del fondo con l'orizzontale.

Il muro paraonde della diga a parete andrà anche verificato singolarmente. Per la verifica di stabilità allo scorrimento il coefficiente di sicurezza potrà essere ridotto a 1.3 semprechè la diga non costituisca, lato porto, ormeggio di navi o abbia funzioni similari.

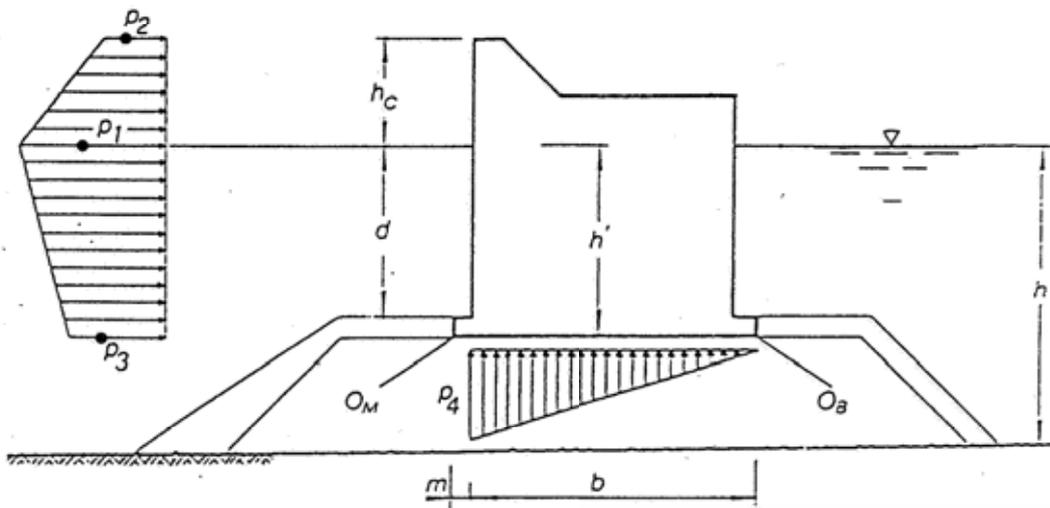


Fig. 11

3.3.4 Dimensionamento della scogliera di fondazione

La scogliera di fondazione ha la funzione di diffondere, sul terreno naturale, il carico trasmesso dall'infrastruttura. Allo scopo, l'altezza dello scanno, dove necessario, sarà non minore di un quarto della dimensione b della base dell'opera. L'ampiezza dello scanno, più estesa sul lato mare (berma) che sul lato costa, costituisce una

protezione non trascurabile rispetto all'azione erosiva del moto ondoso. Inoltre l'ampiezza dello scanno ha un notevole effetto sulla stabilità a schiacciamento e a slittamento del complesso scogliera-terreno naturale. Per tale insieme di ragioni, l'ampiezza della berma è di solito maggiore di 5 m. Inoltre la pendenza della scarpata lato mare andrà assunta pari ad 1/2 e la pendenza della scarpata lato-bacino pari a 2/3.

3.3.4.1 La protezione del piede lato mare

Nelle dighe a parete è d'uso sistemare una o due file di blocchi di calcestruzzo a protezione del piede sul lato mare.

Generalmente la protezione al piede è realizzata con blocchi rettangolari del peso da 15 a 50 t, (variabile con l'altezza d'onda di progetto). I blocchi di protezione al piede sono indispensabili, specialmente quando la direzione di propagazione delle mareggiate più intense è diversa dalla ortogonale.

In ogni caso la berma e la scarpata della infrastruttura in scogli deve essere costituita da elementi di mantellata di peso sufficiente ad assicurarne la stabilità.

Il peso minimo degli elementi per una fondazione (scogliera) di massi naturali può essere calcolato con una formula del tipo Hudson (Tanimoto):

$$W = \frac{\gamma_r}{N_s^3 (S_r - 1)^3} H_s^3$$

dove W è il peso del masso, γ_r il peso specifico dell'elemento, S_r il rapporto di γ_r con il peso specifico dell'acqua, H_s l'altezza dell'onda significativa e N_s il numero di stabilità.

Il valore del numero di stabilità dipende dalle condizioni d'onda e dalle dimensioni della scogliera, come anche la forma dei massi. Esso va determinato, tenendo conto di questi fattori, sulla base dei risultati di adeguate prove.

Per massi naturali, la valutazione di N_s può essere fatta utilizzando la seguente formula suggerita dallo stesso Tanimoto, sulla base di considerazioni analitiche e prove con onde irregolari.

$$N_s = \max \{1.8, 1.3\alpha + 18 \exp [-1.5\alpha(1-k)]\}$$

$$\alpha = \left\{ (1-k) / k^{1/3} \right\} (h / H_{1/3})$$

$$k = k_1 k_2$$

$$k_1 = (4\pi h / L') / \sinh(4\pi h / L')$$

$$k_2 = \sin^2(2\pi \beta_M / L')$$

dove,

L' è la lunghezza d'onda corrispondente al periodo dell'onda significativa, h' la profondità di imbasamento della parete e β_m è la larghezza della berma della scogliera di fondazione.

Nelle suscritte formule il numero di stabilità è funzione di tre parametri principali h'/H_s , h'/L' e β_m / L' .

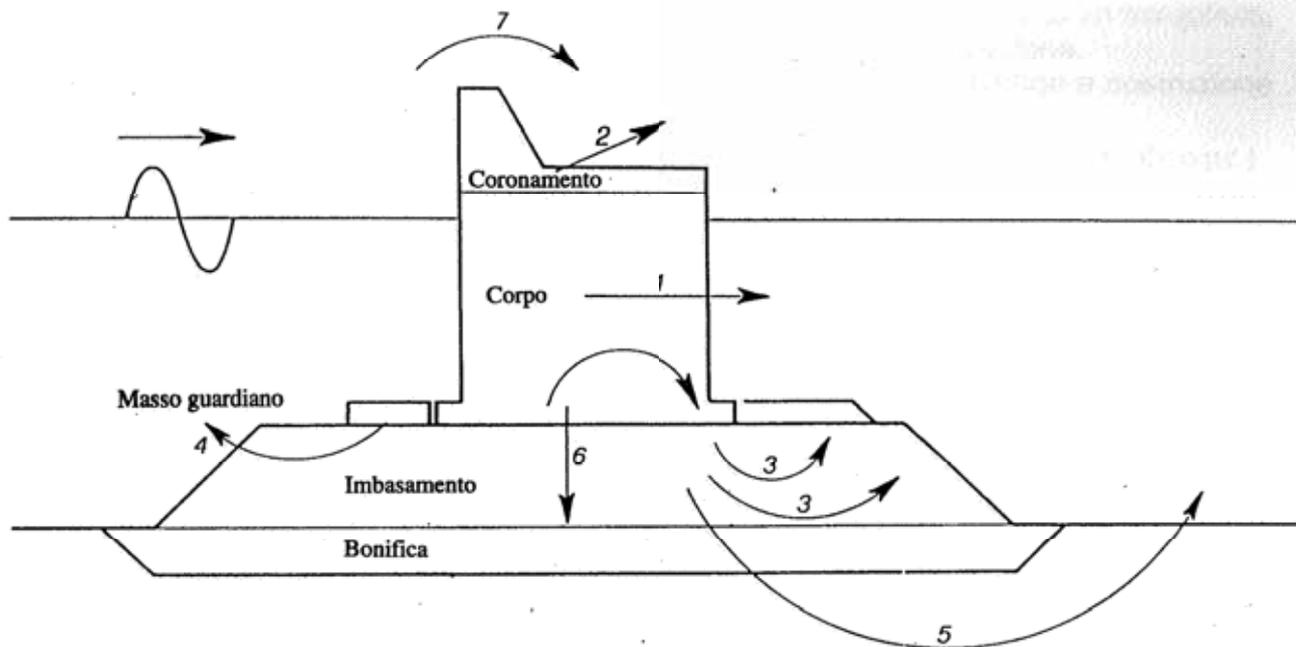
3.3.4.2 *La protezione contro l'escavazione al piede dell'imbasamento*

La forte riflessione di un frangiflutti a parete determina, rispetto al caso di una scogliera, una maggiore agitazione nella zona antistante, agitazione tale da produrre spesso erosione del fondale. Quando l'erosione del fondale può indurre un assestamento dell'imbasamento, tale da dar luogo al dissesto del corpo della struttura, è necessario prendere misure precauzionali. A tal fine si usa stendere uno strato di materiale di cava di modesto spessore oltre il piede della mantellata, che, seppur disperso dall'agitazione ondosa, se di dimensioni appropriate, protegge il fondale quantomeno per un tempo limitato. Tale protezione può essere realizzata anche mediante l'uso di geosintetici stesi per adeguata larghezza sotto la mantellata e zavorrati nella parte esterna.

3.3.5 **Dimensionamento del coronamento**

Il coronamento deve essere portato a quota sufficiente a rendere tollerabile la tracimazione in relazione all'uso che si fa della retrostante banchina ed alla resistenza del paramento retrostante. Il muro paraonde, se arretrato rispetto al paramento esterno, non contribuisce in maniera significativa alla spinta totale dell'onda sulla parete, in quanto la forza su di esso esercitata risulta sfasata rispetto alla forza sul paramento principale; in tali condizioni esso viene di norma verificato presupponendo che su di esso si esercitino pressioni massime date dalla formula di Hiroi:

$$p = 1.5 \gamma H$$



- | | | | |
|---|---|---|---------------------------------------|
| 1 | Scorrimento del corpo diga | 5 | Collasso della fondazione |
| 2 | Scorrimento di blocchi isolati | 6 | Assestamento eccessivo del corpo diga |
| 3 | Punzonamento o rifluimento della scogliera di imbasamento | 7 | Tracimazione eccessiva con danni |
| 4 | Rimozione masso guardiano o di massi dell'imbasamento | | |

Fig. 12

4. PROVE SU MODELLO

L'uso dei modelli fisici e matematici è di grande utilità per accertare sia la stabilità delle opere che gli effetti sulla costa. Il ricorso ai modelli è necessario, quando non si disponga di adeguate formule di calcolo, per ottenere la risposta sul comportamento e sugli effetti di strutture marittime.

I modelli fisici permettono anche una rappresentazione visiva e diretta delle opere in progetto e del loro funzionamento. Fra le grandezze che caratterizzano i fenomeni rilevanti che si verificano nel modello e nel prototipo, deve sussistere una corrispondenza biunivoca.

I fenomeni in modello e prototipo possono avere la medesima natura, mentre differiscono essenzialmente le dimensioni. Altrimenti il modello fisico può essere realizzato in forma analogica quando si rintraccia un fenomeno, su cui si possano fare facilmente misure e che sia rappresentato dalle stesse equazioni.

La ricerca della soluzione per via matematica può farsi in diversi modi: in forma analitica, quando si ricavano valori o funzioni che soddisfano al problema, ed in forma numerica, quando viene identificato un algoritmo che fornisce il risultato con una sufficiente approssimazione.

La realizzazione di qualunque modello richiede la preventiva identificazione:

- dei fenomeni fisici rilevanti ai sensi di quanto si vuole evidenziare: i modelli infatti sono sempre modelli parziali, essi rappresentano in modo fedele alcuni fenomeni, mentre distorcono o cancellano altri fenomeni; ci si dovrà pertanto accertare che tutti i fenomeni rilevanti in prototipo siano fedelmente rappresentati in modello e che non siano eccessivamente amplificati fenomeni irrilevanti nel prototipo;
- dei dati necessari per l'esecuzione del modello. Un modello, infatti, essendo uno strumento di elaborazione o trasformazione dei dati, non fornisce usualmente risultati più attendibili dei dati su cui è basato, aggiungendosi all'incertezza dei dati l'incertezza sulla esattezza del modello.

Nota l'attendibilità dei dati disponibili ed eseguiti gli accertamenti preliminari necessari, si sceglierà il modello o il complesso dei modelli parziali più idoneo, che, fornendo le informazioni necessarie, risulti preferibile per affidabilità degli strumenti, per capacità di simulazione, per tempi e costi di esecuzione.

A favore dei modelli fisici si può addurre la capacità di rappresentare fenomeni fisici, come ad esempio la turbolenza o il frangimento delle onde, la cui rappresentazione analitica è difficile e spesso solo approssimativa.

I modelli matematici sono d'altro canto particolarmente indicati per rappresentare fenomeni la cui dinamica è ben nota, ad esempio la propagazione ondosa, o che si svolgono intrinsecamente in spazi di grande estensione, talchè risulta estremamente onerosa la realizzazione per essi di un modello fisico affidabile.

Con riferimento ai frangiflutti, i modelli di uso più frequente sono:

- modelli di propagazione ondosa, finalizzati a stabilire la corrispondenza fra onde al largo ed onde incidenti sulle opere o sul litorale;
- modelli di opere, finalizzati in genere ad accertare la stabilità delle opere stesse e la loro rispondenza alle specifiche funzionali;
- modelli del litorale interessato dalla costruzione del frangiflutti, finalizzati a valutare gli effetti delle opere soprattutto in relazione al movimento dei sedimenti.

Nel seguito si forniscono alcune indicazioni per la scelta del modello di un frangiflutti, per la definizione delle specifiche e per il controllo della sua esecuzione. Per gli altri tipi si rimanda alle "Istruzioni tecniche per la progettazione e costruzione delle opere di difesa delle coste" citate in calce all'indice.

4.1 MODELLI FISICI DI FRANGIFLUTTI

Finalità principale di questi modelli è di regola l'accertamento della stabilità dell'opera progettata agli attacchi ondosi previsti.

I frangiflutti sono composti da elementi principali sufficientemente grandi, in prototipo e in modello, da escludere per essi rilevanti effetti della viscosità e della capillarità.

4.1.1 Generalità

Le prove vengono condotte secondo la regola di similitudine di Froude con scala delle densità (masse volumiche) fissata. Per assicurare l'assenza di effetti scala dovuti alla viscosità è necessario verificare che anche in modello il numero di Reynolds $D (gH)^{1/2} / \nu$ (D = dimensione lineare caratteristica degli elementi, ν = viscosità cinematica) sia maggiore di $1 \div 3 \times 10^4$.

E' opportuno tener conto della differenza di densità fra la densità nel prototipo (acqua salata) e nel modello, e scalare opportunamente la densità degli elementi.

Si raccomanda di verificare la densità effettiva del fluido e dei solidi impiegati in modello.

Per modelli di strutture complesse risulta a volte difficile ottemperare esattamente alla scala delle densità. In questi casi, comunque, debbono essere accuratamente ridotte in scala le caratteristiche essenziali, come la sezione d'urto esposta all'onda ed il peso della struttura nelle condizioni effettive di immersione; si potrà pertanto operare sugli spessori delle membrature in modo da ottenere in scala le caratteristiche sopra menzionate. Effetti scala si hanno di regola nel nucleo della struttura e nella fondazione, per le ridotte dimensioni dei meati in essi presenti. Di regola si distorcono leggermente le dimensioni dei granuli di questi elementi della struttura così che la permeabilità risulti ridotta nella scala delle velocità.

Effetti scala di fatto ineliminabili rimangono per i fenomeni di areazione dell'acqua (non riproducibile in modello rispetto al prototipo) e di resistenza strutturale degli elementi (esaltata in modello).

In particolare, questo secondo effetto riveste notevole importanza per grandi elementi snelli. Per questi elementi il modello accerta soltanto la stabilità idraulica, cioè accerta che l'elemento non venga rimosso dall'onda, dato per certo che esso rimanga integro, mentre la resistenza alle sollecitazioni a cui viene sottoposto deve essere accertata per altra via. Risulta opportuno in questi casi registrare durante le prove eventuali ondeggiamenti, che, pur non portando alla loro rimozione, possono determinare negli urti di fine corsa sollecitazioni assai gravose per il singolo elemento. Quando, seppur accertata la stabilità idraulica, le dimensioni di massi di calcestruzzo impiegati per la mantellata superano i valori indicati in Tabella 5, sussiste rischio per la integrità degli elementi stessi. (Il rischio non sussiste se non è superata almeno una delle due soglie).

TABELLA 5. Condizioni estreme per l'impiego della mantellata di massi artificiali in conglomerato cementizio senza verifiche di resistenza strutturale

Tipo di masso	Peso massimo (t)	Altezza significativa max dell'onda (m)
Dolos	15	6.5
Stabit	20	7.2
Tetrapodo	30	7.0
Cubo Antifer	60	9.0

Il periodo dell'onda e l'associata forma dei frangenti hanno sempre un certo effetto sulla stabilità dei massi di una scogliera e debbono pertanto essere accuratamente valutati in prototipo e ben riprodotti; al crescere del periodo ed a parità di pendenza del paramento e di altezza dell'onda incidente, la stabilità dei massi decresce per frangenti di tipo tuffante ("plunging") e cresce per frangenti di tipo a risalto ("surging"), il primo comportamento verificandosi quando il numero di Iribarren (rapporto fra la pendenza della scarpa e la radice quadrata della ripidità dell'onda al largo) non supera 2.5 circa (v. parag. 3.2.6.2).

Acquista importanza nel caso di onde irregolari, la durata della mareggiata, in relazione alla quale cresce la probabile onda massima che investe l'opera. L'attacco ondoso, sia in termini di durata effettiva, sia in termini di onde indipendenti, dovrà essere commisurato alla presunta durata della mareggiata di progetto.

Molti fra i modelli di opere vengono effettuati in canaletta con attacco ondoso rigorosamente ortogonale. Il dispositivo sperimentale, preferito per ovvie ragioni di economia, non consente peraltro di evidenziare fenomeni intrinsecamente tridimensionali, quali quelli che si verificano ad es. alla testata di un molo. Anche per strutture a gettata dinamicamente stabili (in cui l'equilibrio corrisponde a un bilanciamento statistico dei movimenti dei massi e non alla immobilità degli stessi), si dovranno valutare attentamente gli effetti della obliquità degli attacchi ondosi e dello spostamento longitudinale dei massi.

In questi casi, per le strutture più importanti, sarà opportuno affiancare a prove in canaletta, finalizzate a definire la sezione corrente dell'opera, prove in vasca per la configurazione finale di progetto per le testate.

La tracimazione delle onde sul frangiflutti risulta incrementata sensibilmente in presenza di forte vento concorde con le onde. Il vento stesso, attraverso la vorticità indotta nell'acqua, ha effetti non trascurabili sull'altezza dei frangenti, ritardando il frangimento ed esaltando l'altezza quando contrario alla propagazione, e deprimendone la altezza quando è concorde. Di norma esso non viene rappresentato in modello; se ne tenga conto in sede di interpretazione dei risultati.

4.1.2 Dati, risultati, e programma delle prove

I dati necessari per questo tipo di prove sono:

- disegno dettagliato dell'opera;
- statistica delle onde estreme: caratteristiche dell'onda massima (altezza e periodo, nonché eventualmente forme spettrali presunte in frequenza e direzione) per ogni settore di provenienza ed al variare del tempo di ritorno dell'evento;
- statistica dei livelli del mare concomitanti;
- indicazioni sul vento concomitante.

Se si opera con onde irregolari, aventi spettro in scala rispetto al prototipo (larghezze di banda conformi a quelle del prototipo), si consiglia di generarle con un procedimento che determini almeno 1000 (meglio 2000) onde indipendenti, così da rappresentare la distribuzione di altezze d'onda presenti in una mareggiata del prototipo.

Quale che sia l'onda di progetto prevista, è bene che le prove vengano condotte in condizioni di sollecitazione crescente fino al completo danneggiamento dell'opera, al fine di accertare i margini di sicurezza insiti nel progetto. Normalmente l'altezza d'onda incidente è un parametro idoneo ad ordinare le condizioni di attacco ondoso, confrontandole con le sollecitazioni indotte. Fa eccezione il caso, peraltro non infrequente, di onde frangenti, con frequenza apprezzabile, sui fondali antistanti l'opera; in questo caso, sia il periodo dell'onda che, soprattutto, il livello medio dell'acqua rivestono un ruolo importante.

E' inoltre importante che la statistica delle condizioni estreme, individuata per il paragone, sia tradotta nel modello, in condizioni caratterizzanti i successivi attacchi ondosi, soddisfacendo ai criteri sopra esposti (sollecitazione crescente fino al completo danneggiamento). Gli attacchi ondosi di prova dovranno essere almeno cinque. Una accurata scelta di questi attacchi, così come alle condizioni di prova in genere, può consentire notevoli risparmi di tempo e denaro.

Più in generale nel programma delle prove è bene prevedere un insieme di prove semplificate, per scegliere fra diverse configurazioni alternative delle opere.

I risultati delle prove permetteranno:

- la valutazione, a seguito di ogni attacco ondoso, dei danni subiti dalle diverse parti del frangiflutti (berma al piede della mantellata, la mantellata stessa, il muro paraonde, il paramento interno);
- la valutazione della tracimazione (frequenza degli eventi e volumi coinvolti, almeno in forma qualitativa) e della riflessione, nonché delle onde che, per tracimazione o per filtrazione attraverso il frangiflutti, si formano a ridosso dello stesso (all'interno del bacino).

Durante l'esecuzione delle prove dovranno essere misurate le effettive condizioni caratterizzanti l'attacco ondoso: altezza d'onda significativa incidente; periodo significativo; direzione media (per le prove in vasca); altezza d'onda massima nell'attacco.

4.2 MODELLI MATEMATICI DI FRANGIFLUTTI

Non si dispone, ancora, di modelli matematici totalmente affidabili. Le diverse formule per la valutazione della stabilità degli elementi sono affette da errori non trascurabili, sì che normalmente per frangiflutti di una certa importanza è opportuno ridurre il rischio (od aumentare i margini di sicurezza) con una verifica del progetto su modello fisico.

Per opere di ridotto impegno (tecnico ed economico) potranno non rivelarsi necessarie le prove su modello fisico, semprechè la stabilità della struttura sia accertata con i margini di sicurezza propri delle formule impiegate, previa accurata valutazione del rischio di danneggiamento dell'opera.

La verifica del progetto su modello fisico e la conseguente possibilità di ricalibrare opportunamente alcune sue caratteristiche costruttive permettono, in generale, di apportare modifiche migliorative, che spesso si riflettono anche in riduzione del costo, non certo trascurabile, di simili strutture.

APPENDICE

LISTA DEI SIMBOLI

a, b	=	coefficienti empirici adimensionali
A_c	=	altezza della cresta di mantellata sul livello marino
A_e	=	area di sezione trasversale erosa rispetto alla sezione originale
B	=	larghezza della struttura (normale all'asse dell'opera)
C_R	=	coefficiente di sicurezza
C_r	=	coefficiente di riflessione
C_t	=	coefficiente di trasmissione
D_n	=	diametro nominale del masso = $(W / \gamma_r)^{1/3}$
D_{50}	=	diametro mediano (passante al 50%)
D_{15}, D_{85}	=	diametro del passante al 15% ed all' 85%
d_1	=	profondità limite sotto il livello di bassa marea
F^*	=	altezza adimensionale della cresta dell'opera sul livello marino
F_c	=	altezza della cresta del muro sulla cresta della mantellata
F_0	=	forza orizzontale (risultante spinta moto ondoso)
F_v	=	forza verticale (risultante spinta moto ondoso)
f	=	frequenza d'onda
f_p	=	frequenza di picco
H	=	altezza d'onda
H_s	=	altezza d'onda significativa
$H_{1/3}$	=	altezza media del terzo più alto delle onde in una mareggiata
$H_{1/10}$	=	altezza media del decimo più alto delle onde in una mareggiata
$H_{1/20}$	=	altezza media del ventesimo più alto delle onde in una mareggiata
$H_{1/100}$	=	altezza media del centesimo più alto delle onde in una mareggiata
h	=	profondità d'acqua
h_t	=	profondità in corrispondenza della sommità del piede
K_Δ	=	coefficiente di forma
K_D	=	coefficiente di stabilità del masso
K	=	numero d'onda = $(2\pi / L)$
L	=	lunghezza d'onda
L_0	=	lunghezza d'onda al largo = $g T^2 / 2\pi$
L_p	=	lunghezza di picco spettrale dell'onda di progetto

M	=	massa dell'elemento
M_r	=	momento ribaltante
M_s	=	momento stabilizzante
m_0	=	momento di ordine zero dello spettro d'energia del moto ondoso
N	=	numero delle onde di uno stato di mare
N_s	=	numero di stabilità = $(H_s / \Delta D_n)$
P	=	peso proprio dell'opera
P_f	=	probabilità di danneggiamento, di collasso
p	=	pressione (indotta dall'onda)
p^*	=	fattore di permeabilità
\bar{Q}	=	portata media di tracimazione per unità di lunghezza dell'opera
R_c	=	altezza della cresta del muro sul livello marino
R_{ux}	=	altezza di risalita dell'onda per livello di superamento di x%
R_0	=	reazione orizzontale
R_v	=	reazione verticale
S	=	parametro di danneggiamento = (A_e / D_{n50}^2)
s	=	parametro di ripidità dell'onda = $(2\pi H / g T^2)$
s_m	=	parametro di ripidità dell'onda relativa al periodo medio
s_p	=	parametro di ripidità dell'onda relativa al periodo di picco
T	=	periodo d'onda
T_m	=	periodo d'onda medio
T_s	=	periodo d'onda significativo
T_p	=	periodo d'onda di picco
T_v	=	tempo di vita dell'opera (economico strutturale o di progetto)
T_{rp}	=	tempo di ritorno della mareggiata di progetto
t	=	spessore di scogliera multistrato di omogenea pezzatura
\bar{w}	=	spinta di galleggiamento
W	=	peso del masso
V	=	volume dell'elemento della mantellata
α	=	angolo formato dalla scarpata con l'orizzontale
β	=	angolo formato dal fronte d'onda con l'asse longitudinale della diga
Δ	=	densità relativa del masso = $(\delta_c / \delta_w - 1)$
η_{rms}	=	valore medio quadratico dello spostamento della superficie marina
μ	=	coefficiente di attrito

- ξ = numero di Iribarren o parametro di surf similarity = $(\tan \alpha / s^{1/2})$
- σ_c = densità del materiale o del masso
- σ_w = densità dell'acqua marina
- γ_r = peso specifico del materiale o del masso
- γ_w = peso specifico dell'acqua