

Porti (cenni)

Generalità

Il porto è uno spazio di mare più o meno ampio e protetto, dove le navi possono accedere con ogni tempo e sostare in tutta sicurezza, sia per trovare ricovero durante le tempeste o per effettuare urgenti riparazioni di avarie sofferte, sia per compiere le operazioni commerciali inerenti allo svolgimento dei traffici marittimi.

A seconda delle finalità delle loro utilizzazioni i porti assumono nomi differenti, e precisamente:

- *rada*: spazio più o meno ampio dove le navi possono gettare l'ancora e sostare in sicurezza, al riparo dei venti e delle agitazioni provenienti da determinate direzioni. Le rade possono essere naturali (per esempio, Porto Grande di Siracusa) o artificiali (rada di Augusta). Le rade si dicono protette quando sono riparate da tutte le direzioni (come quella artificiale sopra menzionata); si chiamano invece foranee quando non offrono che un limitato riparo da talune direzioni;

- *porto rifugio*: si dice di un porto che adempie essenzialmente le funzioni di asilo sicuro per le imbarcazioni (in genere di piccole dimensioni) sorprese da fortunale o avaria. Detti porti si susseguono a non grande distanza l'uno dall'altro lungo la costa (Portofino);

- *porti militari*: sono quelli destinati alle necessità della marina da guerra. Essi richiedono amplissimi bacini completamente protetti oltre che dalle condizioni meteomarine avverse anche dall'attacco nemico (Augusta).

- *porti di commercio*: sono dotati di specchi acquei e di bacini dove le navi stesse possono con facilità procedere alle operazioni commerciali. Tali bacini offrono pertanto banchine d'approdo e adeguati mezzi e impianti per il carico, lo scarico, il deposito e il transito delle merci, per l'imbarco o lo sbarco dei passeggeri, per la riparazione e l'approvvigionamento delle navi, con un complesso di opere e di apprestamenti che oggi, specie per i porti maggiori, si presenta addirittura imponente per importanza e varietà dei mezzi costruttivi: dai muri di sponda ai mezzi meccanici specializzati; dalle stazioni marittime per i passeggeri agli enormi bacini di carenaggio.



Figura X.1. Conca di accesso al Porto di Cremona (da Quaderni della Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità - Regione Lombardia).

I porti di commercio presentano nella loro struttura e conformazione aspetti diversissimi, a seconda delle diverse caratteristiche morfologiche, idrografiche e ambientali delle località dove essi sorgono. Pertanto una prima grossa distinzione può essere effettuata a seconda che essi siano situati nei mari interni, dove la marea ha uno sviluppo piuttosto limitato, oppure sugli oceani o sui mari che comunicano direttamente con questi, dove la posizione del livello liquido può variare per effetto della marea anche di parecchi metri. In quest'ultimo caso, infatti, lo sviluppo di marea ostacola

gravemente le operazioni commerciali tanto da renderle impossibili, oltre a richiedere opere d'approdo complesse e costose. Si ovvia in tali casi disponendo gli approdi entro bacini a livello costante (livello dell'alta marea) comunicanti con gli specchi a livello variabile per mezzo di sostegni a conca (vedere Figura X.1), attraverso i quali le navi possono entrare o uscire in qualunque momento.

Altra grande distinzione da fare per i porti è quella relativa alla loro posizione rispetto al litorale. Essi si distinguono in porti esterni ed interni.

I porti esterni sono formati sul mare e per essi assumono grande importanza le opere rivolte alla difesa dello specchio acqueo dalle agitazioni del mare. In molti casi, ove manchino delle rade idonee lungo costa, si provvede a munire il porto, all'esterno, di un avamposto ottenuto con opere opportunamente disposte (come nel caso di Genova).

I porti interni possono a loro volta essere stabiliti entro lagune (Porto di Venezia), lungo la parte inferiore di un'asta fluviale (Fiumicino o, più in piccolo, porto canale di Brucoli). Caratteristica comune a questi porti è quella di essere protetti dalle agitazioni ondose. Al massimo è sufficiente difendere opportunamente la bocca di comunicazione tra gli specchi e il mare, con lo scopo di facilitare le manovre delle navi in ingresso e in uscita e di sottrarre la bocca stessa al pericolo di interrimento.

Recentemente sono andati diffondendosi i porti cosiddetti intermodali, ossia attrezzati per la velocizzazione delle merci containerizzate trasportate da grandi navi specializzate (vedere Figura X.2). Tali porti (per esempio, quello di Gioia Tauro) sono caratterizzati da notevoli fondali, notevole potenzialità nella movimentazione dei containers, speditezza di esercizio della rete ferroviaria e viaria, orari di lavori continuato per tutto l'anno, tariffe portuali omnicomprendenti di scarico e messa su vettore terrestre, alto livello operativo, etc.

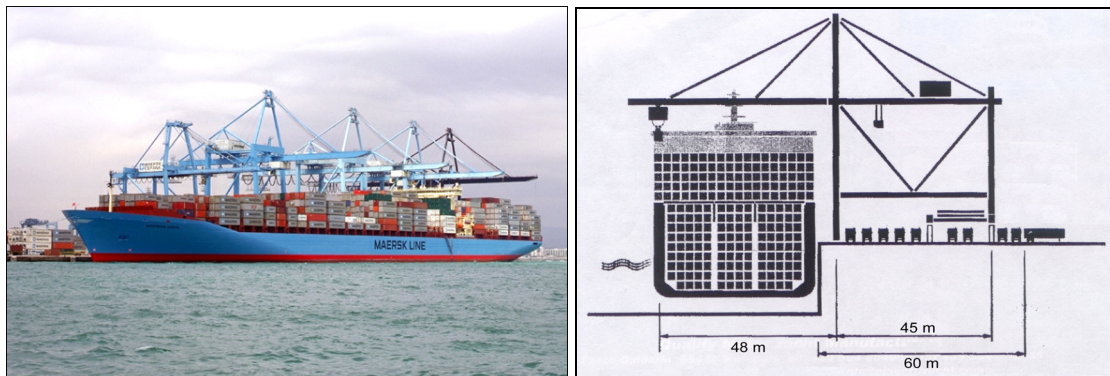


Figura X.2. Immagine di nave porta contenitori e schema di carico e scarico con gru ad elevato scartamento (immagini fornite da L. Franco).

Componenti di un porto

Un porto è usualmente composto dai seguenti elementi:

- 1) Diga (a gettata o a parete verticale) realizzata allo scopo di proteggere il porto dall'attacco del moto ondoso;
- 2) Porto vero e proprio, costituito da un canale d'accesso, da un'imboccatura, da un'avamposto, ossia di un'area parzialmente protetta, separata dai bacini di ormeggio, dove le navi possono manovrare agevolmente con mezzi propri oppure trainate da rimorchiatori, da un'area dove le navi attendono il loro turno per l'ormeggio, da un'area di ormeggio vero e proprio in banchina destinata al carico e allo scarico delle merci;
- 3) Banchina, ossia un'area destinata all'ormeggio per favorire lo scarico e il carico delle merci. Essa è dotata di attrezzature specifiche per l'ormeggio (come le bitte e i parabordi);
- 4) Opere esterne (canali navigabili, aree per l'ancoraggio e opere di protezione della costa).

Disposizione delle opere esterne

Prendono il nome di *opere di difesa* di un porto (ovvero di opere esterne), quelle strutture che, limitando il bacino verso il mare aperto, sono destinate ad interdire il cammino dei flutti provenienti dal largo, così da assicurare sia la tranquillità delle acque del bacino stesso sia le manovre di ingresso di uscita delle navi in sicurezza.

In alcuni casi le opere di difesa svolgono anche il ruolo di protezione del bacino da fenomeni di interrimento.

Le opere di difesa sono chiamate “dighe foranee” se sono distaccate da riva, mentre vengono usualmente chiamate “moli” se radicate a riva e dotate di banchine; sono dette moli guardiani le difese parallele (perpendicolari alla costa) dei porti canale. Vengono infine dette frangiflutti le scogliere artificiali destinate a spezzare l’impeto delle onde. I frangiflutti foranei emergenti vengono anche detti antemurali.

La disposizione delle opere dipende da un gran numero di fattori e, principalmente, dall’essere i porti stabiliti all’interno o all’esterno delle coste, dalla conformazione del litorale, dalla maggiore o minore importanza del porto e, soprattutto, dalla esposizione del paraggio. In definitiva, sinteticamente, tra i fattori determinanti il layout portuale possiamo ricordare:

- Idraulico-marittimi (agitazione interna, insabbiamento, impatto litoraneo, circolazione idrica);
- Nautici;
- Geomorfologici;
- Ambientali (presenza di corsi d’acqua che scaricano all’interno del porto, come nel caso di Catania con il torrente Acquicella);
- Architettonici;
- Archeologici (come nel caso del Porto Grande di Siracusa).

La scelta della disposizione planimetrica delle opere esterne di difesa di un porto sottintende che, in sede progettuale, sia stata effettuata una attenta e ampia analisi di natura tecnica economica degli schemi possibili.

La soluzione migliore dal punto di vista tecnico per disporre le opere esterne è quella di spingere i moli sino a raggiungere i fondali necessari, creando un avamposto dal quale si acceda ai bacini di ormeggio mediante canali di dimensioni adeguate. In particolari circostanze si protegge dalle ondate la bocca aperta fra le dighe convergenti simmetriche mediante un antemurale. Tale schema dovrebbe anche favorire la formazione di correnti trasversali che evitano l’interrimento del porto all’imboccatura; tuttavia l’accesso delle navi spesso risulta poco agevole a causa del duplice cambio di rotta in breve spazio.

In definitiva, per i porti esterni, le varie disposizioni delle opere di difesa si possono ricondurre a 5 tipi fondamentali, anche schematicamente rappresentate in Figura X.3:

1. *moli convergenti e bocca rivolta alla traversia*. Tale disposizione è particolarmente adatta a combattere gli interrimenti nei mari a grande sviluppo di marea. Nei mari interni tale disposizione può trovare applicazione quando si voglia assicurare la più facile entrata con i mari più violenti e il settore di traversia sia ampio e aperto verso l’uno e l’altro lato della costa. Occorre in tal caso che la bocca sia rivolta il più possibile in direzione dei mari più pericolosi e ridotta alla minima ampiezza compatibile con la sicurezza della navigazione (150÷250m per i grandi porti) e che proporzionalmente ampio sia il bacino racchiuso tra i due moli al fine di ridurre il più possibile l’agitazione interna. Infatti, le onde vive, penetrando in uno specchio acqueo, vi si propagano come onde di espansione perdendo quindi altezza (energia) e lunghezza. A tal riguardo si definisce potere riduttore di un porto il rapporto tra l’altezza d’onda H_s viva all’imboccatura e quella \tilde{H}_s dell’onda nello specchio ridossato, alla distanza D dal centro dell’imboccatura. Esso è tanto più elevato quanto più simmetricamente distribuita rispetto all’imboccatura risulta la superficie dello specchio acqueo, quanto più uniforme è l’andamento batimetrico nelle varie direzioni verso le rive e tanto più queste ultime risultano assorbenti. Lo Stevenson ha fornito la seguente formula

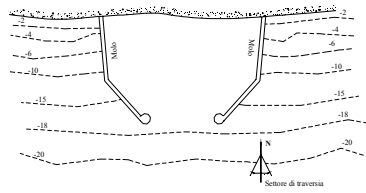
empirica (invero oggi sostituita da raffinati modelli matematici):

$$\tilde{H}_s = H_s \left\{ \sqrt{\frac{b}{B}} - \frac{\sqrt{D}}{50} \left(1 + \sqrt{\frac{b}{B}} \right) \right\} \text{ in cui } b \text{ è l'ampiezza della bocca e } B \text{ quella del bacino}$$

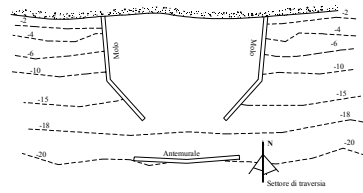
interno nel punto in cui si vuole effettuare l'osservazione, misurata dall'arco di cerchio descritto facendo centro nel punto di mezzo della bocca, con raggio D .

2. *Moli convergenti e bocca protetta da antemurale*. Tale disposizione è volta ad assicurare a tutto il bacino (soprattutto se di modeste dimensioni) l'ufficio di bacino interno. In questo caso infatti l'avamporto è costituito dallo specchio acqueo subito alle spalle dell'antemurale, accessibile dall'una dall'altra delle due bocche a seconda della direzione di provenienza del vento (vedere Figura X.4 in cui è rappresentato l'antemurale del Porto industriale di Taranto).
3. *Moli convergenti e bocca protetta dal molo principale*. E' la disposizione più frequente per i porti nei mari interni, specialmente quando una naturale prominenza della costa offra già un certo ridosso contro i mari dominanti e il settore di traversia si trovi massimamente aperto dalla parte stessa. La tipica conformazione è quella cosiddetta a bacino. Il bacino risulta infatti protetto dalle ondatazioni provenienti dalla traversia principale mediante la diga principale (molo di sopraflutto). La diga secondaria (molo di sottoflutto) protegge il porto dalla traversia secondaria. In generale, soprattutto se il paraggio risulta soggetto a interrimenti, il molo di sopraflutto è costituito da due bracci: il primo consente di raggiungere con il minimo percorso (perpendicolare alle isobate) i fondali necessari; il secondo, all'incirca parallelo alla linea di riva, è prolungato oltre l'imboccatura quanto basta per proteggerla contro le ondatazioni dirette parallelamente al limite esterno del settore di traversia secondario e per facilitare l'ingresso della nave (come esempio si veda la Figura X.5 in cui è rappresentato il porto di Riposto-CT). Spesso a breve distanza dalla testata della diga secondaria si realizza un pennello, radicato alla fronte interna del molo principale, finalizzato ad accrescere la tranquillità delle acque interne al bacino.
4. *Molo unico radicato alla riva*. La disposizione può tornare utile quando il settore di traversia sia poco aperto e raccolto tutto dal un lato della costa (come nel caso di Reggio Calabria rappresentato schematicamente in Figura X.6).
5. *Unica diga isolata parallela alla riva*. Originariamente tale disposizione veniva adottata in prossimità di coste rocciose caratterizzate da acque profonde ed esposte a un ristretto settore di traversia orientato normalmente alla riva. La disposizione è andata diffondendosi anche in altre situazioni, poiché essa si presta a gradualità ampliamenti. Il caso più tipico è quello del Porto di Genova (vedere Figura X.7) che, nel tempo, ha subito numerosi adeguamenti.
6. *Porto isola*. Tale schema viene proposto quando si vogliono limitare i costi per raggiungere profondità necessarie, oppure per ubicare lontano dalla costa installazioni industriali che possono risultare inquinanti o pericolose. E' il caso, ad esempio, del Porto isola di Gela (schematicamente rappresentato in Figura X.8).

Moli convergenti e bocca rivolta alla traversia



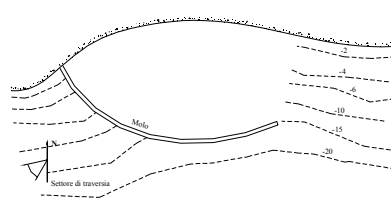
Moli convergenti e bocca protetta da antemurale



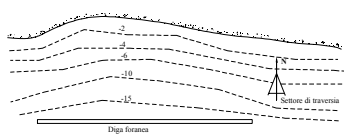
Moli convergenti e bocca protetta dal molo principale



Molo unico radicato a riva



Unica diga isolata parallela alla riva



Protezione dell'ingresso a porti interni, lagune, estuari

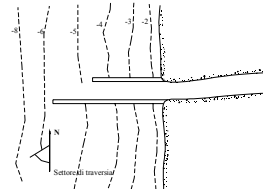


Figura X.3. Schemi tipo di disposizione delle opere foranee con indicazione di massima del settore di traversia.



Figura X.4. Immagine aerea dell'antemurale del porto industriale di Taranto. La diga è lunga 1300 m ed è formata con 58 cassoni cellulari fondati su scanno formato previa escavazione del fondale argilloso e spandimento di sabbia.



Figura X.7. Mappa del porto di Genova.

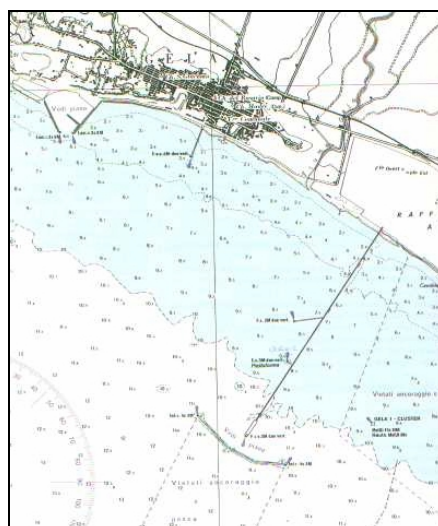


Figura X.8. Carta nautica del Porto-isola di Gela (CL).

E' ovvio che ciascuna disposizione sopra rappresentata presenta vantaggi e svantaggi anche dal punto di vista morfologico sulla costa. In Figura X.9 sono rappresentati schematicamente gli effetti di alcuni tipi di porti.

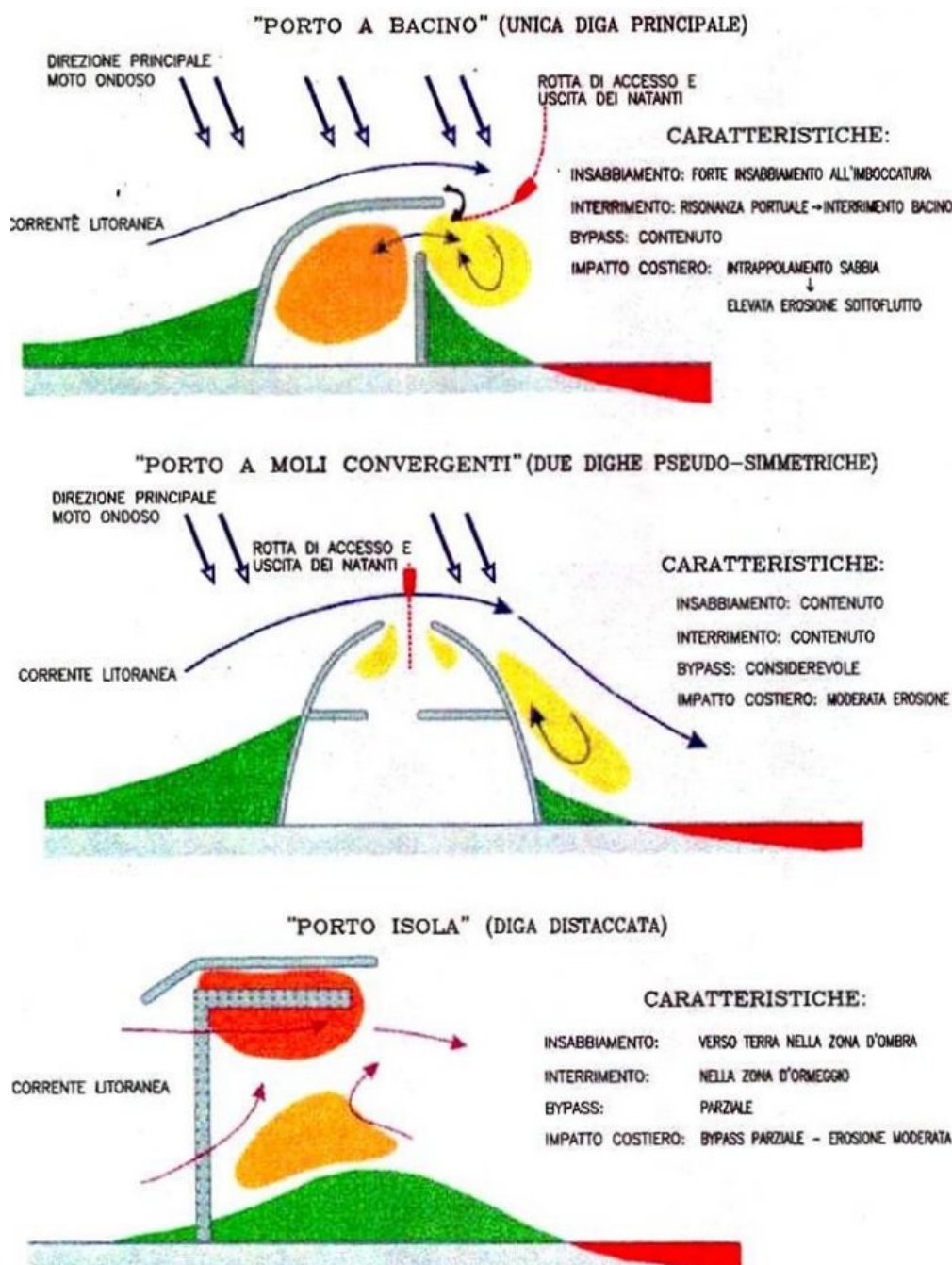


Figura X.9. Impatti morfologici dei vari tipi di porto (il giallo indica l'insabbiamento, l'arancio l'interrimento, il rosso l'erosione, il verde l'avanzamento della linea di costa). Immagine fornita da L. Franco.

Le navi

Le navi esistenti, quelle in costruzione e quelle che si prevede saranno costruite in un prossimo futuro, rappresentano il riferimento essenziale per la progettazione dei porti ovvero per l'adeguamento di quelli esistenti. In effetti è vera anche l'affermazione inversa, ossia le infrastrutture esistenti influenzano molto la progettazione delle navi, per lo più limitandone le dimensioni (soprattutto la lunghezza). Al riguardo si osservi la Figura X.10 in cui sono riportate le nomenclature tipiche per le dimensioni e per i 6 movimenti delle navi.

Negli ultimi decenni si è assistito ad un drammatico sviluppo delle dimensioni delle navi che hanno raggiunto dimensioni veramente gigantesche. Tale crescita ha riguardato le navi specializzate in una particolare tipologia di merci, quali quelle porta container (misurati in TEU – ossia Twenty

Equivalent Unit, misura equivalente a 20 piedi pari a 6.10m), le petroliere, ma anche quelle da crociera (vedere Figura X.11 e X.12 e Tabelle X.I e X.II). Ciò è stato principalmente dovuto al fatto che il costo unitario decresce al crescere della stazza della nave.

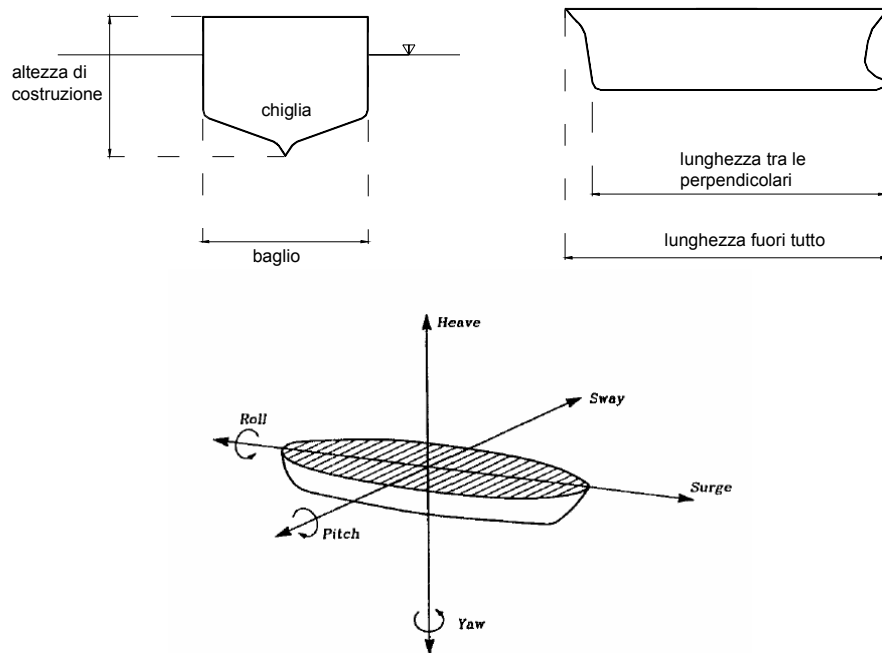


Figura X.10. Definizione delle dimensioni e dei principali movimenti (dovuti ai sei gradi di libertà) delle navi.

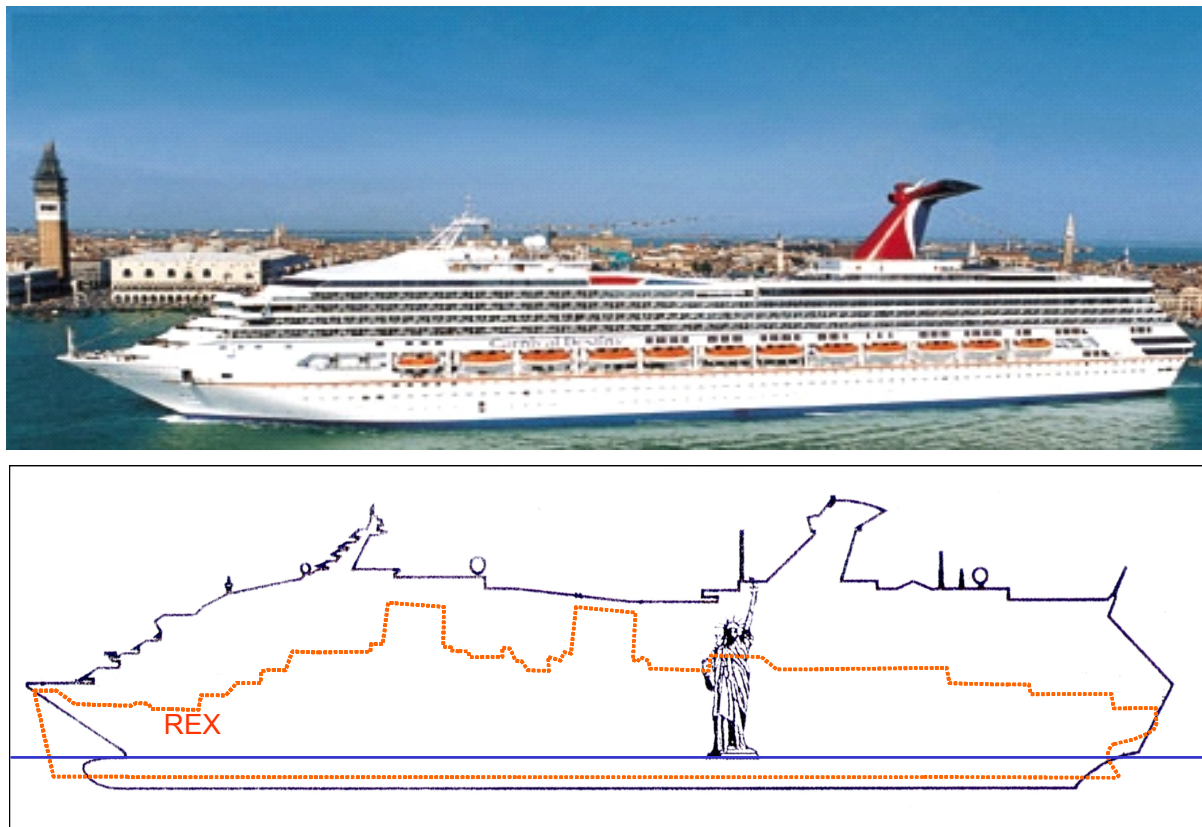


Figura X.11. Esempio di nave passeggeri (Carnival destiny: 3400 passeggeri; DWT=8200t; LOA=272 m ; B=38 m ; d=8.2 m ; D=62 m).



Figura X.12. Esempio di nave Ro-Ro (roll on - roll off).

Tabella X.I. Dimensioni medie di vari tipi di nave. DWT (Deadweight Tonnage) è la portata, ossia capacità di carico della nave, comprendente, tra l'altro, il carburante, l'acqua, etc.; GRT (Gross Registered Tonnage) è la stazza lorda pari al volume totale della nave in m^3 diviso per $2.83 m^3$; NRT (Net Registered Tonnage) è la stazza netta, pari al GRT meno i volumi delle sale macchine e di controllo; DT (Displacement tonnage) è il dislocamento, pari al peso dell'acqua di mare "spostato" dalla nave (da Liu & Burcharth; 1999).

Type	GRT ton	DWT ton	DT ton	Overall length m	Beam width m	Moulded depth m	Max. draft m.
Bulk cargo (oil, ore)		400000	460000	392	66.0	29.0	24.0
		300000	356000	364	59.5	27.0	22.0
		200000	240000	345	51.0	25.0	19.5
		100000	125000	280	41.0	21.0	15.0
		50000	60000	225	32.0	16.5	12.0
		15000	20000	165	21.0	12.0	9.5
Container		50000	73500	290	32.4		13.0
		42000	61000	285	32.3		12.0
		30000	41500	220	31.0		11.3
		20000	27000	198	28.7		10.0
		10000	13500	159	23.5		8.0
Mixed cargo (on deck)	10000	15000	20000	165	21.5	12.0	9.5
	7000	10000	14000	145	20.0	11.5	8.5
	4000	6000	8000	125	16.5	9.5	7.5
	1000	1500	2000	70	10.0	5.1	4.3
	500	700	1000	55	8.5	4.5	3.8
Passenger	40000		35000	265	29.5	18.0	10.0
	30000		30000	230	28.0	17.0	10.0
	20000		20000	200	25.0	15.0	9.2
	10000		10000	165	20.5	12.3	8.2
	5000		5000	135	17.2	8.4	6.0
	2000		2000	90	14.0	6.2	4.5
Fishing	2500		2800	90	14.0		5.9
	1000		1750	75	11.0		5.0
	200		400	40	7.0		3.5

Tabella X.II. Evoluzione delle dimensioni delle navi portacontainer.

CAPACITA' LORDA (t)	DISLOCAMENTO (t)	LUNGHEZZA FUORI TUTTO (m)	LUNGHEZZA FRA LE PERPENDICOLARI (m)	LARGHEZZA (m)	IMMERSIONE (m)	GENERAZIONE (m)
75000	90,0000	350	335	45,0	14,0	Post PANAMAX
66300	80,0000	275	262	40,0	14,0	Post PANAMAX
64500	77,5000	294	282	32,2	13,5	Post PANAMAX
55000	77,0000	275	260	39,4	12,5	IV
50000	73,5000	290	275	32,4	13,0	III
42000	61,0000	285	270	32,3	12,0	III
36000	51,0000	270	255	31,8	11,7	III
30000	41,5000	228	214	31,0	11,3	II
25000	34,0000	212	198	30,0	10,7	II
20000	27,0000	198	184	28,7	10,0	II
15000	20,0000	180	166	26,5	9,0	I
10000	13,5000	159	144	23,5	8,0	I
7000	9,6000	143	128	19,0	6,5	I

Le onde possono entrare all'interno del porto per diffrazione, ma anche attraverso i frangiflutti per penetrazione ovvero per tracimazione. Le onde sono in genere la causa prima del movimento delle navi. Ovviamente l'altezza dell'onda massima accettabile all'interno di un porto dipende dalla stazza della nave, oltre che dalla direzione e dal periodo dell'onda. Con riferimento alla direzione (vedere Figura X.13), le onde vengono classificate in onde di prua, di $\frac{3}{4}$ e di traverso.

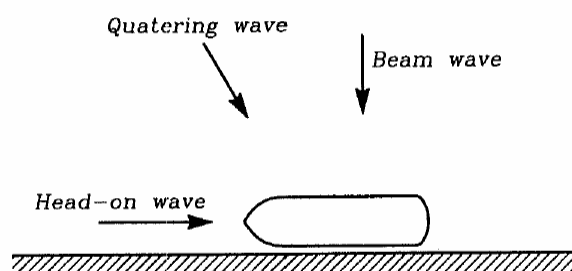


Figura X.13. Direzioni di attacco del moto ondoso rispetto alla nave (head on = di prua; quatering wave = di $\frac{3}{4}$; beam wave = di traverso).

Anche il periodo ha grande influenza sull'accettabilità dell'onda (vedere Figura X.14). infatti, per pescherecci e piccole imbarcazioni, le onde corte, caratterizzate da periodo inferiori a 8s sono le più pericolose, mentre per le grandi navi le onde più pericolose sono quelle caratterizzate da periodi superiori ai 20 s.



Figura X.14. Illustrazione degli effetti del periodo d'onda sui movimenti della nave.

L riguardo delle altezze d'onda ammissibili all'interno di un porto sono state redatte le linee guida sinteticamente rappresentate in Tabella X.III.

Tabella X.III. Linee guida per la scelta dell'altezza significativa ammissibile all'interno di un porto (periodo compreso tra 7-12s) in funzione dei diversi tipi di imbarcazioni.

Type of ships		0° (head-on)	45° - 90°
Fishing boat		0.15	
Passenger		0.70	
Contain		0.5	
General cargo	(DWT ≤ 30000)	1.0	0.8
Bulk cargo	(DWT ≤ 200000)	loading	1.0
		unloading	0.8
Oil tank	(DWT ≤ 30000)	1.5	1.0
	(DWT ≤ 200000)	2.5	1.2
	DWT ≥ 200000)	3.0	1.5

Indicazioni di massima sulle dimensioni da assegnare ad un porto

Larghezza

Il problema dei porti è che le navi e le onde da cui ci si vuole proteggere, accedono ai bacini interni dalla stessa bocca. Pertanto la larghezza dell'entrata deve essere sufficientemente grande da garantire l'ingresso in tutta sicurezza anche alle navi più grandi ma, al tempo stesso, sufficientemente piccola da limitare l'attacco del moto ondoso.

Sinteticamente si possono adottare le seguenti larghezze:

- canale di accesso e imboccatura $> (0.7 \div 1.0) L_n$ (L_n è la lunghezza della nave) e comunque maggiore di 3 volte la larghezza della nave più larga;
- avamporto (diametro dell'avamporto) $> 2 \div 4 L_n$ ($1.2 \div 2 L_n$ nel caso di ingresso guidato da rimorchiatore).

Per quanto concerne la larghezza dell'area destinata all'ormeggio si veda la Figura X.15 seguente, in cui è anche riportata una indicazione di massima sul franco che bisogna assicurare tra due navi ormeggiate lungo la medesima banchina (ormeggio cosiddetto all'inglese).

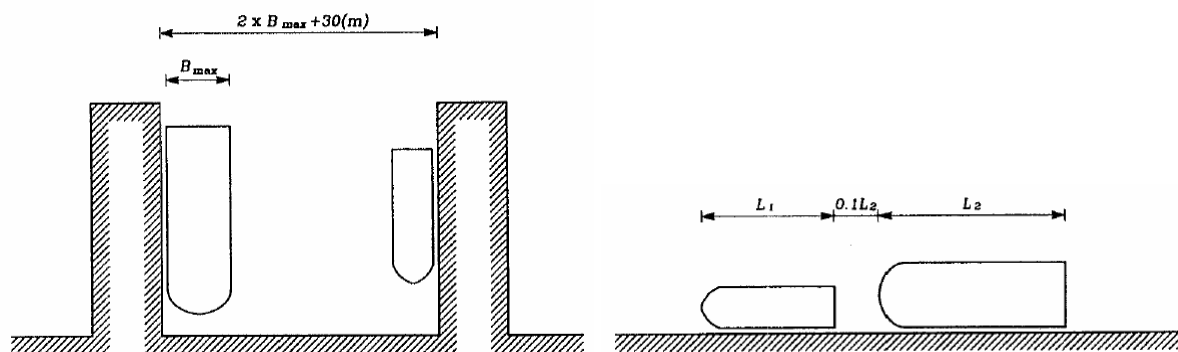


Figura X.15. Dimensioni dei bacini di ormeggio e della distanza minima che bisogna assicurare per navi ormeggiate "all'inglese".

Distanza di arresto

La distanza di arresto è parte del canale di navigazione entro il porto. Essa deve essere sufficientemente lunga da consentire l'arresto della nave. In prima battuta si può porre:

- distanza minima di arresto: $7 \div 8 L_n$

Profondità

Le profondità del canale di accesso e del bacino devono essere tali da assicurare una movimentazione delle imbarcazioni in tutta sicurezza.

- canale di accesso e imboccatura > pescaggio massimo + 2.5-3.5m;
- avamporto > pescaggio massimo + 2.0m;
- porto interno > pescaggio massimo + 1.0m (si può anche scendere al di sotto di 1.0m se il fondo non è roccioso).

Più precisamente, con riguardo alla Figura X.16, la profondità nei canali di accesso può essere calcolata tenendo conto del pescaggio e dell'appoppamento (squat) della nave e delle forzanti idrodinamiche (dovute al moto ondoso e alle oscillazioni di marea), con l'aggiunta di un determinato franco. In formule:

$$Depth_{min} = Pescaggio + appoppamento + 0.5H_d + franco$$

in cui: $H_d = 0.63H_s$; $franco = 0.3 + 0.5m$ (se il fondo è limo-sabbioso, maggiore, fino a 1 m, se è roccioso).

Per quanto concerne l'appoppamento (squat), esso può essere calcolato con la formula di Barras, funzione del fattore di ingombro e della velocità della nave.

$$S_q = C_b/30 * S_2^{2/3} * v^{2.08}$$

S_q = squat (m);

v = velocità (m/s);

C_b = coeff. di finezza;

S = fatt. d'ingombro ($b \cdot d/B \cdot D$); vedere in Figura X.17 le grandezze necessarie a calcolare tale fattore;

$S_2 = S/(1-S)$;

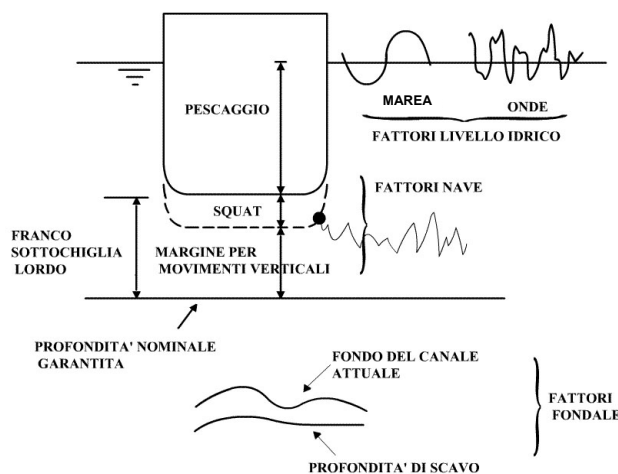
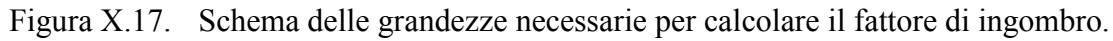


Figura X.16. Schema di massima per il calcolo della profondità minima nel porto.



Lo scopo delle banchine portuali è quello di fornire una parete verticale a cui le navi possono essere ormeggiate per l'operazioni di carico e di scarico delle merci.

- 1) parallele alla linea di spiaggia;
- 2) perpendicolari o oblique rispetto alla linea di spiaggia;
- 3) a isola.

- gravità (muri a blocchi, cassoni, celle);
- palancolate;
- a sbalzo o a giorno su pali.



Figura X.19. Darsena del porto di Catania realizzata a giorno su pali (disegno fornito dall'ing. F. Di Sarcina).

Per quanto attiene alla scelta della tipologia, i fattori che devono essere tenuti in considerazione sono i seguenti:

- Condizioni del suolo: è ovvio che se il terreno possiede una modesta capacità portante, bisogna affidarsi alle strutture su pali;
- Profondità d'acqua: quando la struttura che si vuole realizzare è in acque basse oppure in prossimità della terra ferma, ossia quando si ritiene di dover dragare per raggiungere le profondità necessarie, appare utile affidarsi alle palancole che possono essere infisse attraverso il terreno esistente. Quando invece la profondità esistente è prossima a quella desiderata, le strutture a giorno su pali possono diventare vantaggiose sul piano economico;
- Resistenza ai carichi: in genere si ritiene che le strutture a gravità siano molto più resistenti ai carichi orizzontali e verticali di quelle a giorno; pertanto quando si ritiene di dover progettare per resistere a carichi notevoli (imbarcazioni di notevoli dimensioni) ci si affida alle strutture a gravità;
- Materiali: i materiali generalmente impiegati sono l'acciaio, il legno, il calcestruzzo, ovvero una combinazione di essi. La scelta deve essere fatta sulla base delle specifiche esigenze e dei costi.
- Lavori sottomarini: i lavori sottomarini devono essere in generale evitati il più possibile. Al riguardo le palancole e le strutture a giorno sono ideali.

Per quanto concerne i carichi che bisogna considerare, è necessario riguardare quelli lato mare (onde, correnti, ghiaccio, impatto delle navi durante l'ormeggio, forze di trazione dovute all'ormeggio), quelli propri (peso della banchina e peso dei mezzi di costruzione) e quelli lato terra (materiale di riempimento, forze idrostatiche dovute ai diversi livelli d'acqua, etc.).

I vari carichi non vanno semplicemente sommati tra loro, ma vanno combinati secondo la loro probabilità di accadimento.

L'azione del moto ondoso vero e proprio è solitamente non considerata poiché si presume che la banchina sia sufficientemente protetta dall'azione diretta di onde severe. Ovviamente ciò non riguarda il caso delle forze orizzontali sui pali di una struttura a giorno per cui invece tali azioni devono essere considerate.

Per quanto concerne i carichi attivi e passivi dovuti al terreno, ci si rifà alle normali metodologie della geotecnica.

Dighe marittime¹

X.2. Il progetto di opere di difesa

La progettazione delle opere di difesa prevede, come fase iniziale, la scelta della disposizione planimetrica (lay-out) idonea per il conseguimento del risultato desiderato. Nel caso di opere portuali, come già detto, ciò si traduce nel raggiungimento delle seguenti caratteristiche:

- la tranquillità dello specchio acqueo;
- la protezione dagli interrimenti;
- l'accessibilità da parte delle navi in condizioni avverse;
- la disponibilità di spazi operativi.

Per quanto riguarda le opere costiere, il desiderato effetto di protezione delle infrastrutture esistenti e la realizzazione di nuove spiagge.

La progettazione delle opere di difesa prevede inoltre una specifica valutazione delle condizioni geologiche-geotecniche del sito su cui si intende costruire l'opera. Tali verifiche vengono tralasciate o solo sinteticamente accennate, indicando, nei punti che seguono, solamente quando esse devono essere approfondite ai fini del calcolo della stabilità dell'opera.

La stabilità dell'opera di difesa prevede una approfondita e dettagliata conoscenza delle onde d'attacco, cioè dello stato di mare da considerare per le specifiche inerenti alla risposta idraulica e alla risposta di stabilità dell'opera in progetto.

Nel prosieguo si riterrà che tale stato di mare sia già stato precedentemente determinato in base alla conoscenza del clima ondoso locale, nella zona in cui si dispone l'opera, e della probabilità di superamento dello stato limite assunto (di esercizio o ultimo) nella vita utile di esercizio dell'opera. Si considera inoltre come facente parte della ricerca meteomarina anche quella riguardante i possibili livelli del mare da assumersi per le verifiche.

X.3. I principali tipi di opere di difesa dei porti

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

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

La scelta del tipo è operata in base a molteplici considerazioni. Dal punto di vista idraulico si adottano dighe a parete quando si prevede che sulle profondità di impianto le onde non sono in condizioni prossime al frangimento e quando la statistica degli eventi estremi sia adeguatamente nota, non essendo opere agevolmente riparabili dai danni subiti durante un evento di caratteristiche più severe del previsto.

Dal punto di vista costruttivo la scelta è legata alla disponibilità dei materiali da costruzione, dei mezzi di cantiere, dal clima meteomarina della zona (giornate di operatività dei mezzi marittimi), della disponibilità delle maestranze, della presenza in loco di cantiere di prefabbricazione, etc.

X.4. Dighe marittime a gettata

Nella Figura X.1 è rappresentata la sezione schematica di una diga a gettata "alta" dotata di massiccio di coronamento con muro paraonde. Tale tipologia è usualmente adottata per la protezione di porti importanti, per i quali risulta utile la percorribilità della diga.

¹ Questo capitolo è stato redatto sulla base di note gentilmente fornite dal prof. Sandro STURA dell'Università di Genova.



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

Le seconde riguardano il dimensionamento della mantellata e dell'opera al piede e la stabilità del massiccio di coronamento. Criteri empirici vengono poi adottati per il dimensionamento degli strati filtro e della mantellata interna.

X.4.2. Verifiche relative alla stabilità strutturale

X.4.2.1. Dimensionamento della mantellata

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

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

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

Il calcolo della massa M che devono avere gli elementi di una certa forma costituenti la mantellata con angolo di inclinazione α sull'orizzontale (si usa la pendenza $\tan\alpha$ o più spesso il suo inverso $\cot\alpha$ per esprimere la pendenza in termini di $1/b$ con b appunto uguale a $\cot\alpha$) sotto l'azione di una successione di onde di altezza H affinché la mantellata sia stabile può essere effettuato con la formula di Hudson, ovvero con quella di Van der Meer.

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

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

in cui.

- ρ_s è la densità dell'elemento lapideo;
- ρ è la densità dell'acqua di mare (1030 kg/m^3);
- α è la pendenza della mantellata;
- K_D è un coefficiente empirico di stabilità, che dipende da varie grandezze, prima fra tutte, dal tipo di masso (forma, angolo d'attrito dell'ammasso, indice dei vuoti, etc.) dal suo posizionamento nella struttura (sezione corrente o testata), dal tipo di azione esercitata dalle onde, frangenti o non frangenti nella propagazione libera verso terra sulla profondità di impianto della diga, e dal grado di danneggiamento considerato accettabile.

Valori tipici di K_D sono quelli di seguito riportati nella Tabella X.I che si riferiscono alla condizione di danno nullo, ossia alla condizione per cui non si mobilita alcun elemento dalla mantellata.

Tabella X.I. Valori tipici del coefficiente di stabilità K_D .

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

La pendenza della scarpata $1/b$ nella sezione corrente varia da $1/3$ a $1/2$ per le scarpate di massi naturali, da $1/2$ a $1/1.5$ per le scarpate di elementi artificiali (vedere Figura X.2).

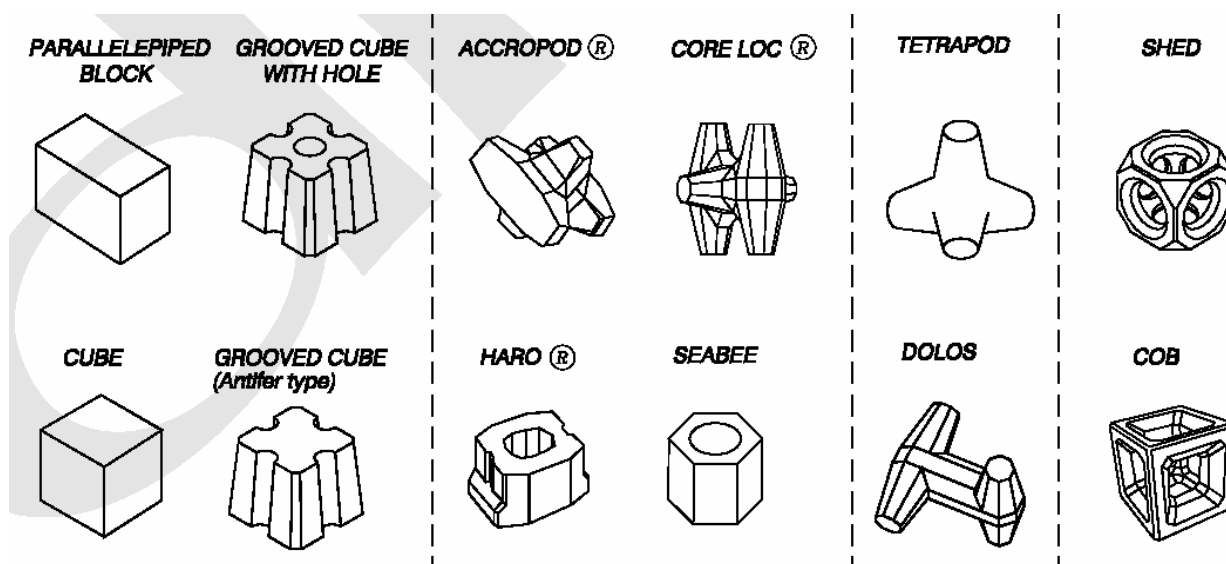


Figura X.2. Tipi di massi artificiali in calcestruzzo non armato.

L'esecuzione della mantellata viene effettuata in doppio strato ($n=2$) con posa random o alla "rinfusa"; ciò significa che non ci sarà cura nella posa in opera che viene effettuata con gru (da terra o da pontone galleggiante) da parte di personale esperto, con eventuale piano di posa ma senza un vero e proprio disegno.

Massi di nuova generazione, quali Accropodes e i Core-lok, vengono posti con pendenze anche più accentuate, $1/1.33$, in singolo strato ($n=1$). Per questi massi le case che li hanno introdotti suggeriscono, per la sezione corrente, $K_D=12$ e $K_D=10$ per gli Accropodes rispettivamente per onda non frangente e per onda frangente e $K_D=16$ per i Core-lok, onde non frangenti.

La scelta tra massi naturali e artificiali dipende dalla disponibilità del materiale (i massi naturali con massa superiore ai 10-12000 kg sono difficilmente reperibili), da fattori estetici (spesso i massi naturali sono preferiti, soprattutto per i porti turistici) e, ovviamente, da valutazione di carattere economico (gli elementi artificiali costano di più dei massi naturali tuttavia il volume complessivo della diga può risultare minore per le maggiori pendenze adottabili).

Nel caso di massi naturali il valore di M ottenuto deve intendersi come valore mediano M_{50} e l'intervallo degli elementi si assume variabile da 0.75 a $1.25 M_{50}$ con l'attenzione che almeno il 50% dei massi abbia massa superiore di M_{50} . Con tale pratica si ottengono mantellate sufficientemente chiuse (vuoti pari a circa il 40%) e adeguatamente permeabili oltre che agevolmente realizzabili.

Le mantellate di elementi artificiali sono costituite da massi tutti uguali tra loro. Non si adottano soluzioni miste anche per la maggiore durezza e robustezza dei massi naturali che, nel movimento, ammissibile per le onde più severe, potrebbero provocare lesioni ai massi di calcestruzzo.

Un elemento da sottoporre a controllo durante la costruzione è la cosiddetta densità di posa in opera, cioè il numero medio di massi per unità di superficie della mantellata (numero di massi per m^2), che deve risultare pari a quella per cui i coefficienti di stabilità sono stati calcolati, e lo spessore della mantellata.

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

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

dove “r” è lo spessore dello strato, n ($n \geq 2$) è il numero di massi di cava o di calcestruzzo della mantellata che ne formano lo spessore, M_{50} è la massa dei singoli elementi e ρ_s è la densità degli elementi lapidei, K_Δ è un coefficiente di forma (pari ad 1 nel caso di massi naturali).

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

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

dove N_r è il numero dei massi in una data area A, P è la porosità della mantellata in percento. Valori di K_Δ e di P sono dati nella Tabella X.II ricavata da SPM (1984).

Tabella X.II. Valori del coefficiente di forma e della porosità per diversi tipi di massi naturali e artificiali.

Tipo di elemento	Numero di strati	Collocamento in opera	K_Δ	P
Massi naturali:				
a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	1.02	38
a spigoli vivi	2	“ “	1.00	37
a spigoli vivi	≥ 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

Sotto l’azione di onde di altezza superiore a quella di calcolo la mantellata può subire un danneggiamento, espresso, nella sperimentazione che ha condotto alla formula di Hudson, come percentuale di massi spostati riferito al totale dei massi dei massi presenti nella zona critica (tra la cresta ed una profondità pari a circa H).

Si noti che i valori di K_Δ , pur essendo riferiti ad un danno nullo, corrispondono ad un danneggiamento inferiore al 5%, considerato insignificante per la integrità della mantellata.

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

- onde regolari (in effetti lo stesso SPM (1984) non è chiaro se bisogna utilizzare $H_{1/3}$ oppure $H_{1/10}$ per onde reali con ricadute del 100% su M);
- incidenza del moto ondoso ortogonale;
- nessun danno della mantellata;
- pendenza compresa tra 1.5 e 5 per la sezione corrente e tra 1.5 e 3 per la testata;
- curva di distribuzione granulometrica degli elementi lapidei costituenti la mantellata poco assortita

L’equazione di Hudson può essere riscritta come segue:

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) D_s} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

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

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

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

Per onde frangenti di tipo plunging ($\xi < \xi_{mc}$):

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) D_s} = 6.2 P_b^{0.18} \left(\frac{S_s}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \xi^{-0.5}$$

Per onde frangenti di tipo surging ($\xi \geq \xi_{mc}$):

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) D_s} = 1.0 P_b^{-0.13} \left(\frac{S_s}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \sqrt{\cotan(\alpha)} \xi^{P_b}$$

Come anzi detto, P_b rappresenta una porosità media di insieme della struttura calcolabile in funzione del tipo di struttura come meglio specificato in Figura X.3.

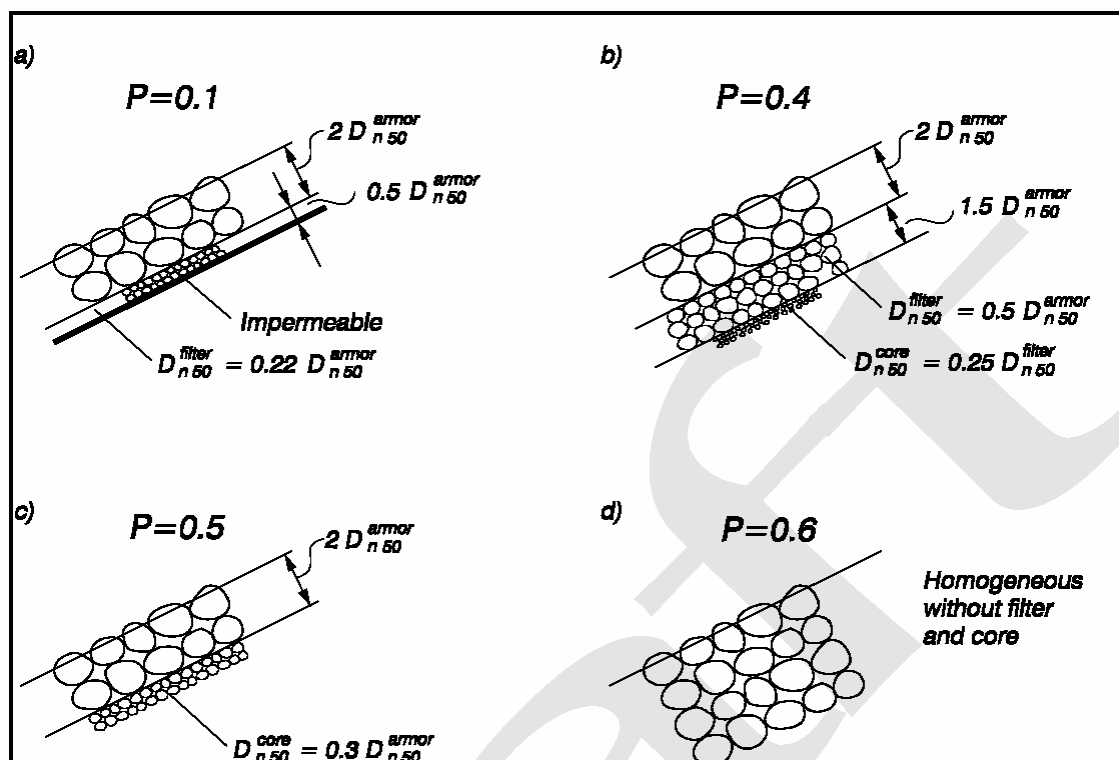


Figura X.3. Fattore di permeabilità per strutture a gettata con differenti tipi di strati filtro (da CEM).

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

- del periodo attraverso il parametro di Iribarren;
- della permeabilità della struttura;
- del grado di danno ammissibile $S_s = \frac{A_e}{D_s^2}$, dato dal rapporto tra l'area erosa del profilo trasversale compreso tra il livello medio mare e il quadrato del diametro nominale dell'elemento lapideo (vedere Figura X.4). Si raccomanda il valore $S_s=2$ come valore corrispondente al danno nullo;
- del tipo di frangimento;
- della pendenza della struttura;
- del numero di onde nella mareggiata N_w (calcolabile come segue: se il periodo dell'onda di progetto è pari a 9s e si verifica, mediamente, 6 ore in un anno, allora per una vita della struttura di 50 anni bisognerebbe porre: $N_w=50 \times 6 \times 3600/9=120000$. Tuttavia viene consigliato di non superare il valore massimo $N_w=7500$).

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

$N_w=3000$;

$S_s=2$;

$P_b=0.4$;

$H_s=3\text{m}$;

$\cotan(\alpha)=2$ (corrispondente ad una pendenza della scarpa pari a 2:1);

- $\rho_a=2600 \text{ kg/m}^3$;

- $\rho =1030 \text{ kg/m}^3$;

- $T=8 \text{ s}$;

- $K_D=2$ (corrispondente al caso di onde frangenti in tronco struttura);

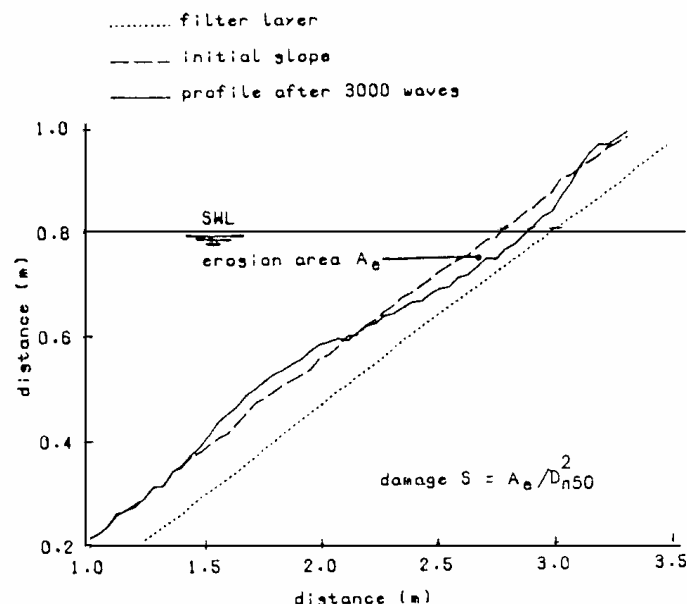


Figura X.4. Schema logico per la valutazione del danno sulla base dell'area trasversale erosa.

Formula di Hudson:

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

Formula di Van der Meer:

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

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

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) D_s} = 6.2 P_b^{0.18} \left(\frac{S_s}{\sqrt{N_w}} \right)^{1/3} \xi^{-0.5} = 1.6, \text{ per cui } D_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) N_s} = 1.24 \text{ m, da cui si}$$

ricava: $M_{50} = \rho_s D_s^3 = 4957 \text{ kg}$

Stabilità della berma al piede

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

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

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

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

Questa relazione è anche rappresentata in Figura X.5 insieme al significato dei simboli adottati:

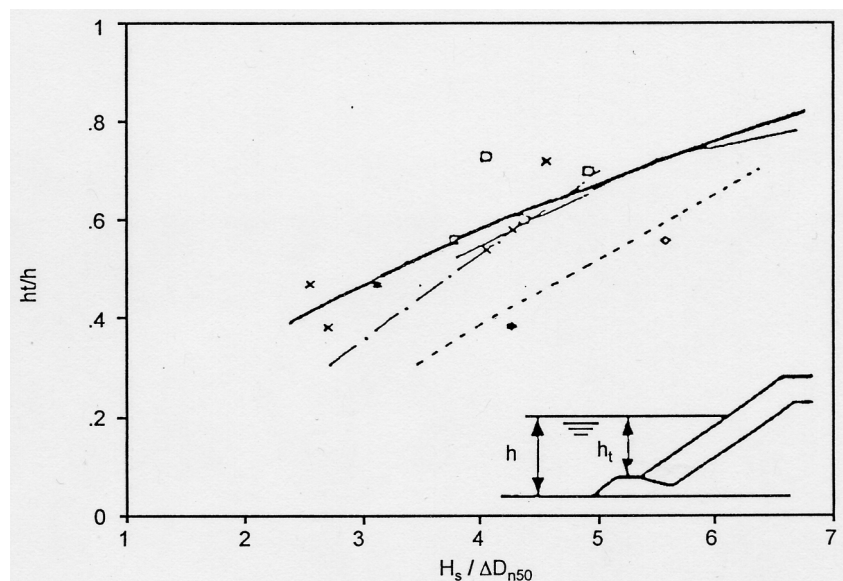


Figura X.5. Curva di progetto per il dimensionamento del piede della mantellata.

Per prudenza si suggerisce di adottare $H_{1/10}$ piuttosto che l'altezza d'onda significativa.

Non esistono regole precise per l'estensione della berma, si può ricordare comunque che in generale non si prevedono berme con estensioni inferiori a $3D_{n50}$.

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

Proporzionamento dello strato filtro

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

Lo strato filtro è sempre costituito da massi naturali. Nel caso in cui gli elementi della mantellata siano molto grossi, e specialmente se il nucleo è costituito da materiali fini, si dovranno prevedere più strati filtro, l'abilità del costruttore consisterà nella realizzazione di un filtro graduale; costituito cioè da massi via via più grossi dal nucleo verso l'esterno. Si ricorda inoltre che il filtro costituisce la protezione del nucleo durante la fase di costruzione.

Per la scelta delle dimensioni dei massi del filtro, si può fare riferimento a relazioni proposte da Terzaghi che forniscono i percentili della curva granulometrica (D_{15} e D_{85}) del filtro in funzione di quelli della curva granulometrica della mantellata.

Per le mantellate di massi naturali si rimanda alla figura ... in cui sono rappresentati i D_{n50} del filtro. Per le mantellate di elementi artificiali si fa riferimento allo Shore Protection Manual (1984) che suggerisce di adottare, per i massi naturali dello strato filtro, una massa nell'intervallo 1/10-1/15 (anche 1/20) della massa degli elementi della mantellata. Lo spessore dello strato filtro costituito da almeno due massi, si può calcolare con il K_D precedentemente introdotto.

X.. Massiccio di coronamento

Si tratta di una struttura in calcestruzzo semplice, o localmente leggermente armato, gettata in opera, con giunti distanti non più di 10m, sul piano regolarizzato, meglio se appartenente al nucleo per motivi di maggiore impermeabilità e di migliori condizioni di transito dei mezzi d'opera gommati.

Il massiccio di coronamento nelle più recenti dighe ha forma ad “L”, con muro paraonde e piattaforma di circolazione tra loro solidarizzati con armature rudimentali per poter considerare il massiccio come unica struttura anche se gettata in tempi diversi per motivi di cantiere, dovendo anche attendere un congruo periodo per l'esaurimento dei primi cedimenti.

Un'ascelta raccomandabile, e sempre più adottata, è quella di riparare il muro paraonde con i massi della mantellata realizzando una berma di tre elementi alla quota del ciglio del muro. Tale soluzione riduce notevolmente l'azione di shock provocata dal moto dell'acqua e contiene l'effetto di riflessione del muro paraonde.

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

L'azione sul muro è diversa se le onde della mantellata si presentano in forma plunging o surging. Nel primo caso, e specialmente se la faccia del muro risulta parzialmente scoperta, si può avere un effetto più impulsivo con pressioni che variano rapidamente; nel secondo caso si ha invece un effetto più prolungato.

La verifica si esegue solitamente in uno schema statico ipotizzando che la persistenza dell'azione sia maggiore delle risposte del massiccio in termini di caratteristiche dinamiche (ipotesi cautelativa).

L'azione di onde plunging, caso più frequente, si possono determinare con riferimento alla probabilità di accadimento dello 0.1%. La relazione solitamente proposta (per 1m di sviluppo longitudinale)

$$\frac{F_{0.1}}{\rho g h_f L_{op}} = \alpha + \beta \frac{H_s}{A_c} \quad (\text{Jensen, 1984})$$

in cui, oltre alle grandezze solite,

- h_f è l'altezza del fronte del muro paraonde;
- A_c è l'altezza sul livello del mare della faccia superiore della berma di massi antistante il muro;
- L_{op} è la lunghezza dell'onda al largo con periodo T_p ;
- α e β sono coefficienti sperimentali che dipendono dalla ripidità dell'onda, dalla geometria della sezione, etc. (per essi si faccia riferimento alla Figura X.6);

Si osserva l'importanza, della formula, di A_c da cui la forza dipende in misura sensibile.

La sottopressione p_u al lembo lato mare della base si assume indicativamente pari alla media $\frac{F_{0.1}}{h_f}$

sul muro e la sottospinta viene calcolata con riferimento ad un diagramma triangolare con valore nullo all'estremità lato porto della base. Tale ipotesi presume che le pressioni lato porto siano libere di sfogare. La situazione opposta di sfogo impedito per motivi strutturali comporterebbe un diagramma delle sottopressioni, al limite, rettangolare. La scelta dei valori di α e β è condizionante. Inoltre, si evidenzia la difficoltà dei rilievi di sottopressione in laboratorio per la difficoltà nel formulare una scala per la pressione in ammasso filtrante. La verifica della stabilità viene effettuata paragonando la forza orizzontale F_{o1} con la forza d'attrito dovuta al peso P del massiccio alleggerita della sottospinta U , adottando un coefficiente di attrito n assunto solitamente pari a 0.6 e fattore di sicurezza 1.5.

Stesso procedimento viene adottato per il caso delle onde tipo “surging” per il quale la spinta viene calcolata con lo schema che, per $\xi < 3.1$ (onde lunghe e scarpate ripide) viene descritto nella Figura X.7 in cui si prevede la conoscenza della risalita dell'onda sulla scarpata (run-up).

Un procedimento più articolato è stato recentemente introdotto dal CEM (2003) (Pedersen, 1996). Tale schema supera la difficoltà della scelta dei valori di α e β e fornisce più precise indicazioni per il calcolo di p_u .

Date le catastrofiche conseguenze provocate dal crollo del muro paraonde o del cedimento del massiccio di coronamento, nella recente progettazione, per tenere conto di onde eccezionali si viene

spesso alla soluzione più sicura (e costosa) di proteggere il massiccio stesso con la mantellata, come precedentemente detto.

Per incrementare la resistenza allo scorrimento si lasciano sporgenze nel fondo (taglioni), peraltro di non agevole esecuzione, mentre, per ridurre l'effetto della sottospinta, si interrompe la piattaforma con fori di adeguate dimensioni nella zona in cui le sottopressioni sono elevate (sul bordo del muro paraonde) e si appoggia il massiccio direttamente sul materiale fine del nucleo in cui l'onda di pressione si propaga con più attenuazione.

X.. Mantellata interna

La mantellata interna è costituita da massi naturali in doppio strato ed ha la funzione di proteggere la scarpata interna della diga dalle onde presenti all'interno dello specchio acqueo e soprattutto dall'azione dell'acqua che tracima dal massiccio di coronamento nelle condizioni meteomarine più severe.

A quest'ultimo effetto la mantellata è molto vulnerabile e l'aumento delle dimensioni dei massi non incrementa di molto la stabilità.

Da quanto sopra emerge che la soluzione più opportuna è quella di far sporgere a sbalzo la piattaforma del massiccio dui coronamento facendo in modo che l'acqua tracimata cada direttamente nell' specchio portuale senza interessare la mantellata.

Progetto della testata

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

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

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

Per tutti i superiori motivi, usualmente si utilizza una testata di diga a tronco di cono come quella rappresentata in figura.

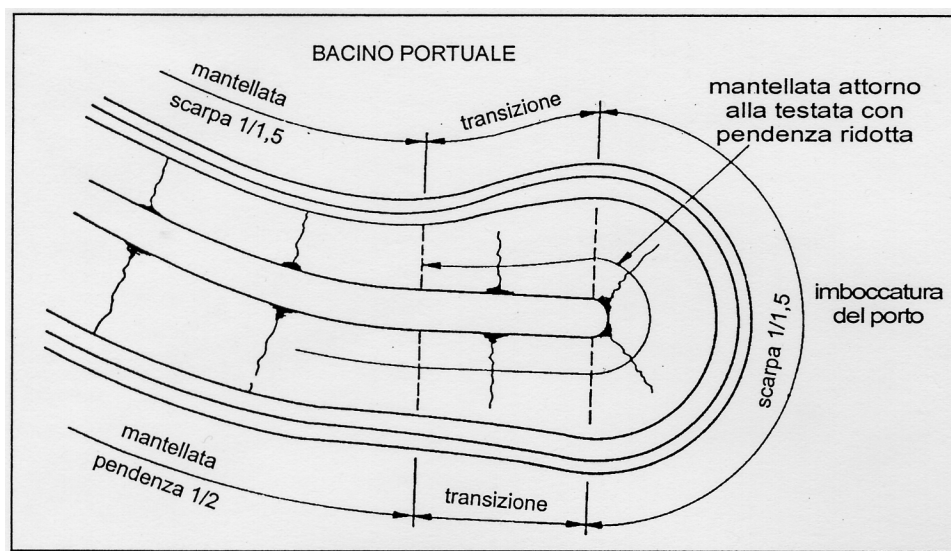


Figura X.8. Testata di diga a cresta alta.

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

X.4.3. Progettazione della risposta idraulica

Il progetto della sezione geometrica e, in particolare, la scelta della quota del muro paraonde, viene condotto con riferimento alla tracimazione delle onde in occasione di mareggiate; tracimazione che condiziona l'agibilità della piattaforma e dello specchio acqueo retrostante, problema, quest'ultimo, di particolare importanza per i porti turistici per i quali è frequente l'uso della piattaforma sia come strada di transito e sosta sia come banchina di ormeggio.

Gli aspetti idraulici che si prendono in considerazione nella progettazione di un'opera a gettata sono (vedere Figura X.9):

- i livelli massimi di risalita e di discesa dell'onda sulla scarpata (run-up e run-down);
- la portata media tracimante (overtopping);
- trasmissione e riflessione delle onde incidenti.

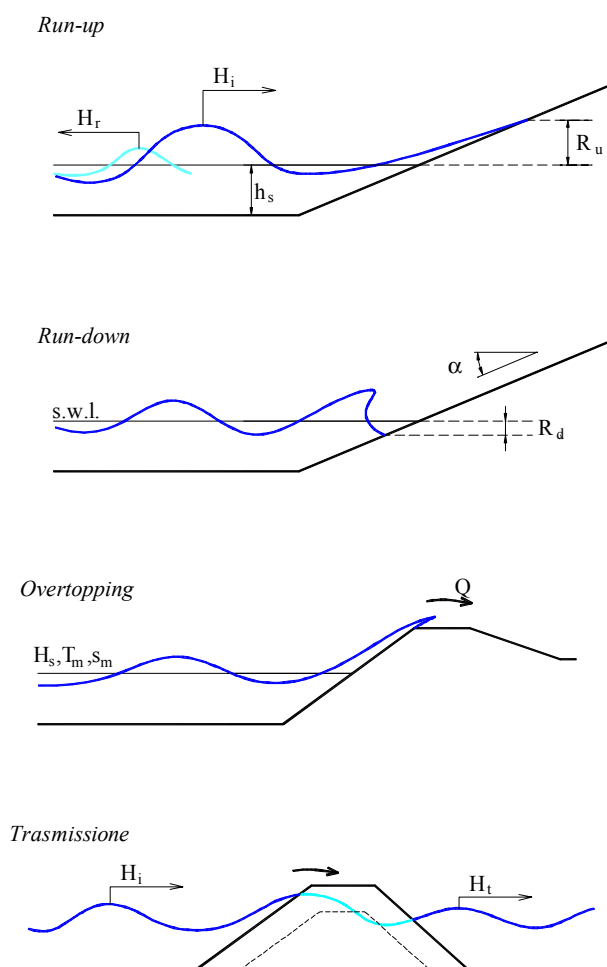


Figura X.9. Schematizzazione delle grandezze necessarie al proporzionamento idraulico di dighe frangiflutti.

Livelli massimi e minimi delle onde sul piano della scarpata

La previsione del run-up (R_u) e del run-down (R_d) si basa su semplici relazioni sperimentali dedotte da prove di laboratorio condotte su scarpate inclinate ed estese indefinitamente verso l'alto e verso il basso.

Per l'irregolarità del fenomeno stesso, i valori di R_u e di R_d vengono riferiti ad una probabilità di superamento, solitamente assunta pari a 2%.

Essi dipendono ovviamente dal valore dell'altezza d'onda H_s , assunta come altezza significativa, del periodo dell'onda, assunto come periodo di picco T_p (o come periodo medio T_m) a cui corrispondono le ripidità dell'onda fittizie S_p o S_m (calcolate secondo l'espressione $S_p = \frac{2\pi H_s}{g T_p^2}$);

della pendenza α della mantellata rispetto all'orizzontale e della permeabilità e scabrezza della scarpata stessa (caratterizzata dalla già introdotta permeabilità nominale P).

Per il run-up tali valori sono compendati dal parametro di Iribarren:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S}}.$$

Sia R_u il massimo livello dell'onda rispetto al livello di quiete. Indichiamo con:

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

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

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

$$\begin{aligned} \frac{R_{u(2\%)}}{H_s} &= 1.5 \cdot r_f \cdot \xi \quad \text{se } \xi < 2 \\ \frac{R_{u(2\%)}}{H_s} &= 3 \cdot r_f \quad \text{se } \xi \geq 2 \end{aligned}$$

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

Per una mantellata in massi naturali, per un attacco frontale del moto ondoso e in assenza di berme si può porre $r_f=0.5$.

Se la mantellata è realizzata in Dolos $r_f=0.45$, mentre se la mantellata è liscia $r_f=1$. Per quanto concerne l'angolo d'attacco, è possibile moltiplicare il citato coefficiente per un fattore moltiplicativo che vale 1 per onde con angolo d'attacco di 0° e 0.8 a 90° , facendolo variare linearmente nei casi intermedi.

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

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

Viceversa, la quota di run-up aumenta:

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

Il calcolo del run-down si svolge per valutare l'estensione della zona attiva della mantellata al di sotto del livello del mare (assunto in condizioni di bassa marea). Le relazioni che forniscono $R_{d2\%}$ tengono separati di pendenza della scarpata, permeabilità mantellata e strato filtro P e ripidità dell'onda S_m :

$$\frac{R_{d(2\%)}}{H_s} = 2.1 \tan \alpha - 1.2 P^{0.15} + 1.5 \exp(-60 S_m)$$

Il primo termine varia da 1.7 a 1.2 per le usuali pendenze $1/1.5 \div 1/3$. Il secondo termine, riduttivo per R_d , varia da 0.95 a 1.05 per P variabile da 0.2 a 0.4. Il terzo termine assume valore di scarsa importanza per le usuali onde ($S_m=0.05$).

In generale i valori di R_d sono minori di quelli di R_u .

Esempio:

Nell'ipotesi di un attacco frontale su di una mantellata in massi naturali. Se $H_s=5.0\text{m}$; $T_p=11\text{s}$ e $\tan(\alpha)=0.5$ (pendenza della mantellata 2:1), si ricava allora:

$$S_p = \frac{2\pi\pi_s}{gT_p^2} = 0.0265 \text{ e quindi:}$$

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{S_p}} = 3.1$$

Assumendo per $r_f=0.5$:

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

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

Quest'ultima può essere calcolata sulla base della espressione seguente (in $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$):

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

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

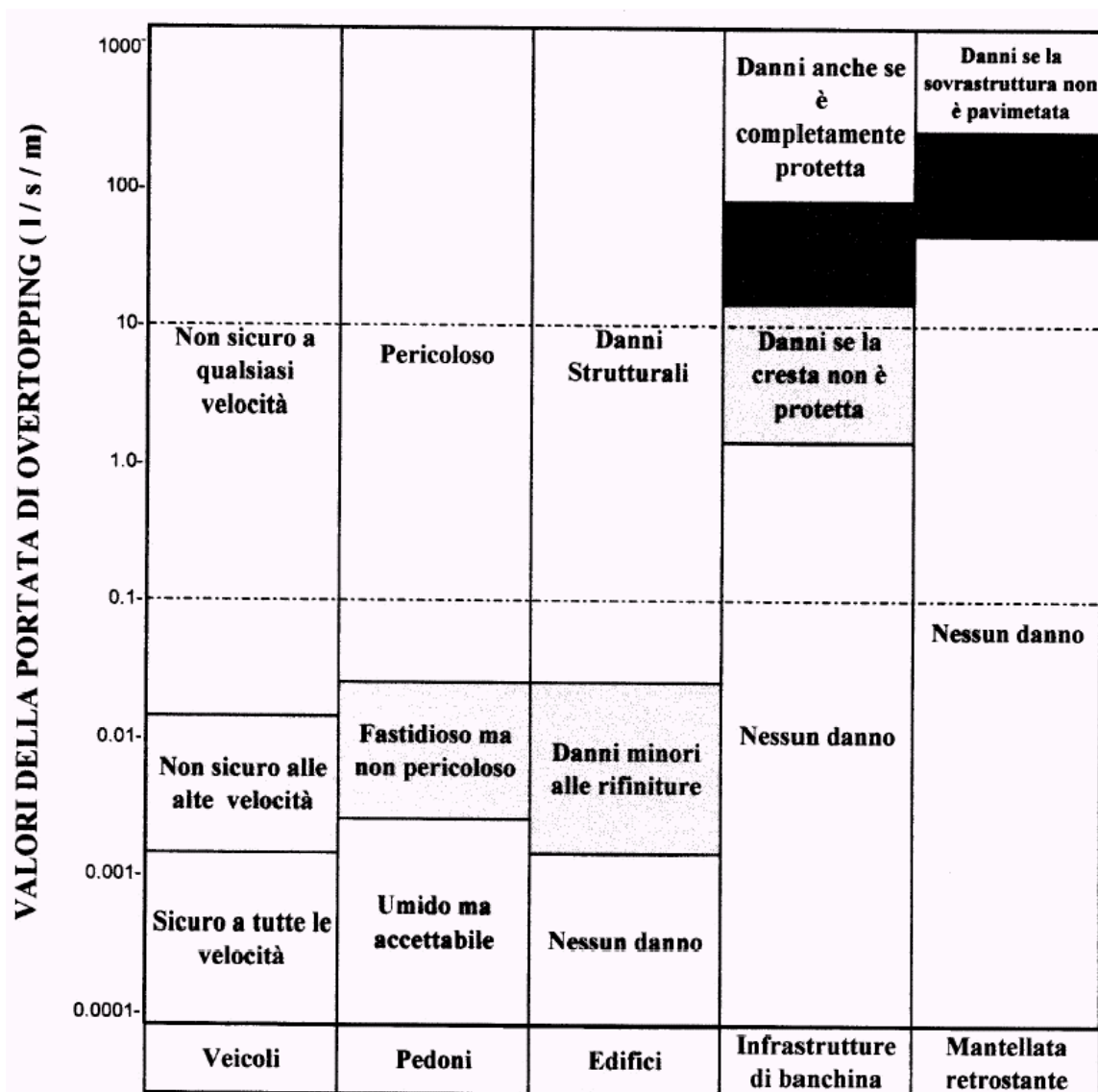


Figura X.10. Valori della portata di overtopping compatibili con una predeterminata funzionalità richiesta alla struttura.

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

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

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

si ricava:

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

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

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

Calcolo della larghezza della cresta (opera senza massiccio di coronamento)

L'entità del run-up e della tracimazione (portate di overtopping) influenzano anche la larghezza della scogliera. Risulta infatti sempre antieconomico realizzare delle strutture per le quali si esclude del tutto la possibilità di sormonto delle stesse.

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

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

Riflessione delle onde

In tutto quanto sopra si è fatto riferimento, sia per le verifiche di stabilità sia per le verifiche idrauliche, al valore dell'altezza d'onda significativa dello stato di mare calcolato sulla profondità di impianto della diga, ricavando tale valore mediante studi di idraulica marittima in condizioni di libera evoluzione delle onde.

La presenza fisica della diga provoca alterazioni nelle condizioni di agitazione in prossimità della diga stessa, principalmente per effetto della riflessione delle onde incidenti. Tale fenomeno, invero già ampiamente trattato, sebbene più rilevante in presenza di superficie lisce e impermeabili, risulta talvolta importante anche per le pareti scabre e permeabili come quelle delle dighe a gettata.

Il coefficiente di riflessione C_r , rapporto tra l'altezza significativa delle onde riflesse e quella delle onde incidenti, utile per stimare anche le condizioni di navigabilità nell'area interessata, dipende dalla pendenza della scarpata (precisata qui con $\cotan\alpha$) dalla scabrezza e dalla permeabilità espresse attraverso il parametro P , dalla ripidità delle onde S_p (onde meno ripide si riflettono di più). Il calcolo dei tre effetti può essere calcolato tramite la formula qui di seguito riportata:

$$C_r = 0.071P^{-0.082}[\cotan(\alpha)]^{-0.62} S_p^{-0.46}$$

Come si deduce dalla formula, una normale diga caratterizzata da un valore di $\cotan\alpha=2$, $P=0.4$ presenta un coefficiente di riflessione pari a $C_r=0.25$ per onde di ripidità fittizia $S_p=0.035$; ciò significa che davanti alla diga si avrà una agitazione caratterizzata da riflessione parziale di entità non trascurabile.

Trasmissione delle onde

Il passaggio dell'acqua al di sopra della cresta priva di coronamento e tra i massi della mantellata provoca nello specchio acqueo retrostante una agitazione che viene quantificata con il già introdotto coefficiente di trasmissione C_t , definito, lo ricordiamo, come il rapporto tra l'altezza dell'onda trasmessa e quella dell'onda incidente.

Esso dipende da:

- struttura e geometria;
- profondità dell'acqua (quota di imbasamento);
- dalla permeabilità;
- dalle caratteristiche dell'onda.

Appare quindi opportuno ricorrere a prove in vasca o a modelli numerici piuttosto raffinati. Tuttavia, nei casi più semplici è possibile adottare la seguente formula:

Una relazione di semplice uso proposta da Van der Meer, valida per quote di coronamento R_c compresa tra $-1.1H_s$ (caso di barriera soffolta meglio discusso nel seguito) e $1.2H_s$, da applicarsi al caso di alta marea è la seguente:

$$C_t = 0.46 - 0.3 \frac{R_c}{H_s}$$

Essa mette in evidenza come si passi da valori piccoli di C_t ($C_t=0.15$) per $R_c=H_s$ a valori molto alti ($C_t=0.5$) per $R_c=0$. Per $1.2 < R_c/H_s < 2.0$ si suggerisce di assumere $C_t=0.1$.

Situazioni particolari

In alcuni casi le opere a gettata vengono adottate per la realizzazione di bacini di relativa tranquillità, ad esempio approdi stagionali, o per la formazione di opere di difesa della costa.

In queste situazioni particolari, la forma e la struttura stessa, precedentemente descritta per le dighe marittime di protezione dei porti, si semplifica drasticamente. Oltre ad una meno rigorosa distinzione geometrica tra mantellata, strato filtro e nucleo, il coronamento non presenta di solito il massiccio di coronamento, o quanto meno il massiccio non ha un muro paraonde, ed è spesso costituito dagli stessi massi della mantellata che a formare la mantellata interna, con berma superiore, estesa $5 D_{n50}$, a quota ribassata non intendendo impedire la tracimazione delle onde di stati di mare severi.

La tracimazione produce una significativa azione sulla parte interna della mantellata, ma contemporaneamente riduce l'azione dell'onda sui massi della parte esposta; ad essa è associata una trasmissione di energia verso lo specchio protetto che ne provoca agitazione.

Effetto della “cresta bassa” sulla stabilità

La minore azione sulla mantellata consente di utilizzare massi con diametro inferiore a quello necessario per le dighe a cresta alta.

Il coefficiente RD_n (<1) per cui moltiplicare il D_n calcolato per le dighe con altezza di cresta R_c precedentemente esaminate, è dato dalla relazione:

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

Essendo

$$R_p^* = \frac{R_c}{H_s} \cdot \sqrt{s_p / 2\pi}$$

Per le dighe su fondali medio/alti con s_p dell'ordine di 0.035 l'attenuazione si annulla ($RD_n=1$) per $\frac{R_c}{H_s} \approx 0.7$

Nel senso che per quote di cresta R_c maggiore di $0.7 H_s$ il D_n dei massi da adottare rimane quello calcolato nell'ipotesi non sistematicamente tracimabile (“cresta alta”).

Per le opere su fondali bassi, come le opere di difesa delle coste, l'influenza della sormontabilità è più efficace, nella riduzione, a causa del valore ridotto della ripidità fittizia s_p delle onde che raggiungono l'opera.

In ogni caso, per opere con berma sul livello del mare ($RC=0m$) si ha $RD_n=0.8$ e cioè la massa degli elementi della mantellata può essere dimezzata ($0.8^3=0.512$).

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