

Evoluzione ed aspetti costruttivi delle opere marittime

G. BORZANI *

SOMMARIO: Nel riferire su alcune interessanti memorie volte allo studio di problemi geotecnico-fondazionali di opere marittime varie si rileva l'importanza che assumono nel dominio marittimo i fattori tecnico-esecutivi sino a condizionarne evoluzione e possibilità, raccomandando così sino dalle prime fasi di studio di una opera marittima la più stretta collaborazione tra progettista, esperto dei terreni ed esecutore.

1. Nella progettazione di un'opera marittima, anche se limitata ai soli aspetti geotecnico/fondazionali, si deve avere particolare riguardo all'ambiente ed alle specifiche modalità d'esecuzione che risultano di condizionante importanza.

In mare aperto le giornate atte ai lavori sono in numero assai più limitato che nei cantieri terrestri, essendo sufficienti, per esempio, onde lunghe di poche decine di centimetri d'altezza per impedire il lavoro dei pontoni, il varo di cassoni galleggianti, la posa degli stessi ovvero di elementi prefabbricati.

Lo stato del mare può mutare nel corso di una sola giornata e le interruzioni dei lavori possono durare anche decine di giorni; le opere sospese in una qualsiasi fase provvisoria devono poter sopportare l'azione ondosa senza pregiudizio per la stabilità.

Le operazioni svolte con l'ausilio di mezzi galleggianti risultano ben più complesse e meno sicure che analoghe attività terrestri, esigono l'impiego di personale particolarmente esperto, a cui devono essere fornite istruzioni chiare ed eseguibili con scioltezza e compatibili con la potenzialità e le caratteristiche dei mezzi disponibili.

Un rapido esame dell'evoluzione avuta nella costruzione delle opere marittime può aiutare a porre in evidenza l'importanza che nel dominio tecnico-marittimo assumono caratteristiche dei mezzi d'opera disponibili e modalità d'esecuzione.

2. Nei secoli passati le *dighe marittime* erano in genere formate con grandi accumuli, detti « *scogliere* » o « *gettate* », di elementi lapidei versati in mare, elementi di peso limitato per

la scarsa potenza dei mezzi di movimentazione e quindi facile preda delle onde; ne seguivano continui rifiorimenti, le gettate risultavano di grande volume e caratterizzate da pendenze esterne assai dolci (fig. 1).

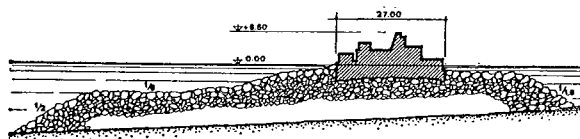


Fig. 1. - Antemurale Traiano a Civitavecchia.

3. Nel secolo scorso, disponendo di pontoni attrezzati con argani meccanici atti a sollevare decine di tonnellate, si iniziò a guarnire il paramento esterno delle dighe con grossi scogli marini o di cava, nel contempo l'ammasso veniva razionalmente distribuito in zone sovrapposte ad elementi di diverso peso a seconda dei compiti, a protezione di un nucleo centrale in *tout-venant* di cava; che a contatto del sedime deve essere formata con materiali minuti.

Sulla distribuzione e formazione degli strati influiscono pure i mezzi di movimentazione: bette, pontoni, gru flottanti, eventualmente autocarri (la soluzione più economica) per dighe radicate a terra.

Non potendo le cave fornire a sufficienza blocchi di peso superiore alle $7 \div 10$ t, si realizza spesso la mantellata esterna con blocchi parallelepipedi in calcestruzzo, un tempo di calce e pozzolana ora cementizio.

Il peso di tali blocchi per sopportare le onde violente è cresciuto dalle $20 \div 40$ t iniziali alle $120 \div 150$ t e più delle dighe attuali, e ciò grazie all'impiego di mezzi di portata di sollevamento sempre maggiore.

4. Le gettate, danneggiabili in fase provvisoria

* Prof. ing. Giovanni BORZANI, Genova.

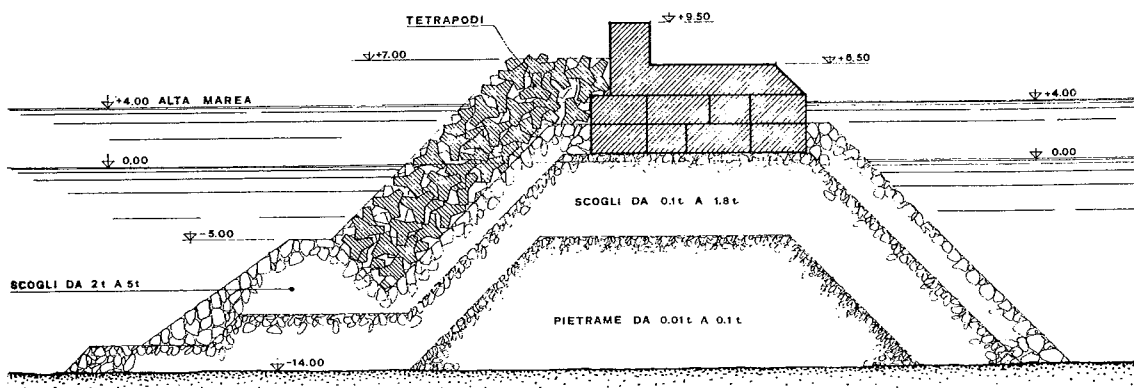


Fig. 2. - Sezione diga a gettata a strati sovrapposti.

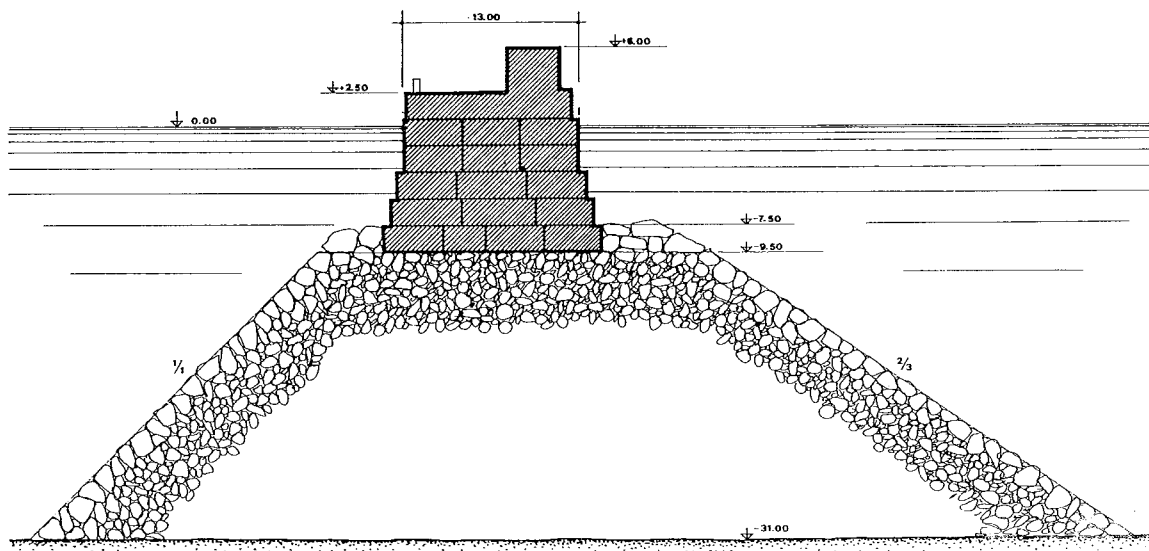


Fig. 3. - Antemurale a Napoli.

nale di costruzione, di lenta formazione, richiedenti quantitativi di materiali crescenti in proporzione del quadrato della profondità, risultano costose.

5. Nell'intento di ridurne gli oneri, alla fine del secolo scorso si iniziarono opere atte a riflettere l'energia dell'onda, anziché a dissiparla come avviene sulle gettate, realizzando in pieno mare dei muri pressoché verticali, poggiati su accumuli di pietrame di altezza relativamente limitata.

Dopo alcuni interessanti, ma infruttuosi tentativi di realizzare dei muri monolitici con cassoni metallici, peraltro incompatibili con le possibilità tecniche di allora, i tecnici formarono i primi muri accostando più massi delle limitate dimensioni già in uso alle banchine (fig. 3)

e ciò per impiegare i modesti pontoni in attività.

La soluzione risultò instabile; necessitavano massi lunghi quanto era larga la sezione del muro di diga (8/10 e più metri), si costruirono allora pontoni a più elevata portata di sollevamento (il primo pontone che ha superato la portata delle 100 t è stato approntato a Genova nel 1913 con la portata di 220 t) ed i massi, per contenerne il peso nelle possibilità degli stessi, vennero realizzati *cellulari*, riempiti poi in sito con calcestruzzo (fig. 4).

Tali massi risultarono di complessa esecuzione, ed in pericolo se sorpresi da mareggiate prima del riempimento.

6. Con ulteriore progresso si approntarono pontoni della portata di 450 t e più, atti a collocare massi pieni — *massi ciclopici* — di lun-

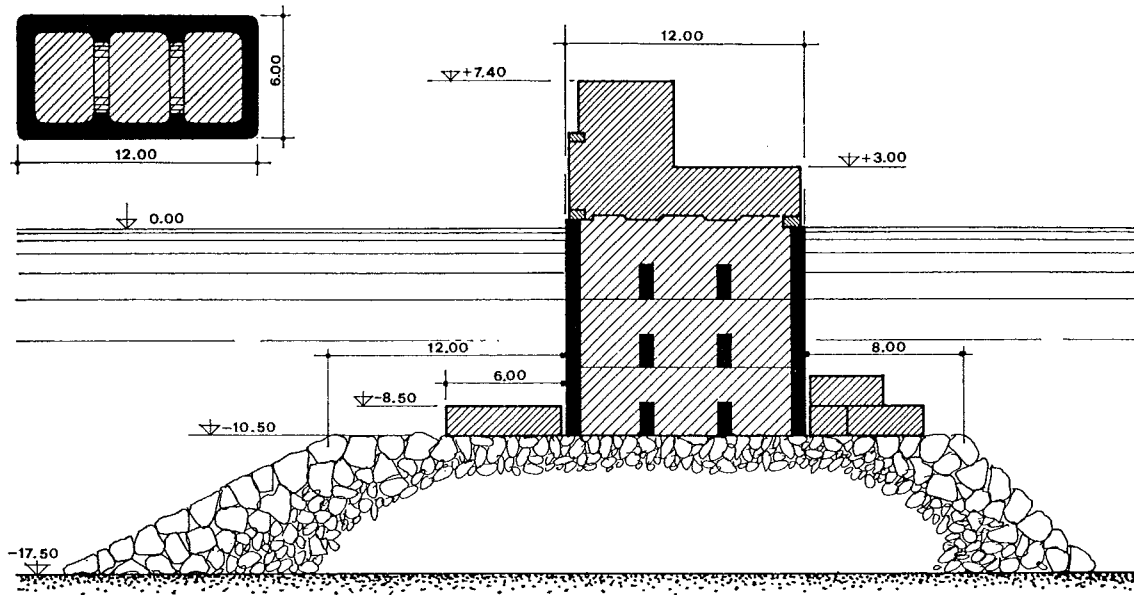


Fig. 4. - Primo tratto diga Foranea di Genova (1932).

ghezza sino ai 12 ÷ 13 metri, che non esigevano completamenti in opera (fig. 5).

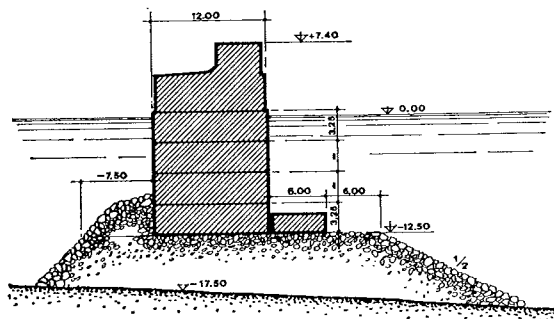


Fig. 5. - Molo foraneo di Catania.

La costruzione delle dighe foranee risultò così più celere e meno costosa.

7. Purtroppo varie dighe costruite con questi criteri hanno dato luogo a disastri. Senza ricercarne le cause, possiamo ricordare come studi sistematici abbiano accertata la piena validità della soluzione se vengono osservate determinate cautele idrauliche, geotecniche e di buona costruzione.

Sotto il profilo fondazionale, acquisita la portanza, devesi accertare che il terreno del fondale antistante non sia erodibile dalle ondatazioni riflesse dalla diga.

La (fig. 6) pone in evidenza fasi del crollo della diga di Algeri: formazione di una profonda erosione frontale, precipitare della diga,

successivo riempimento dell'erosione, mancando il flusso riflesso.

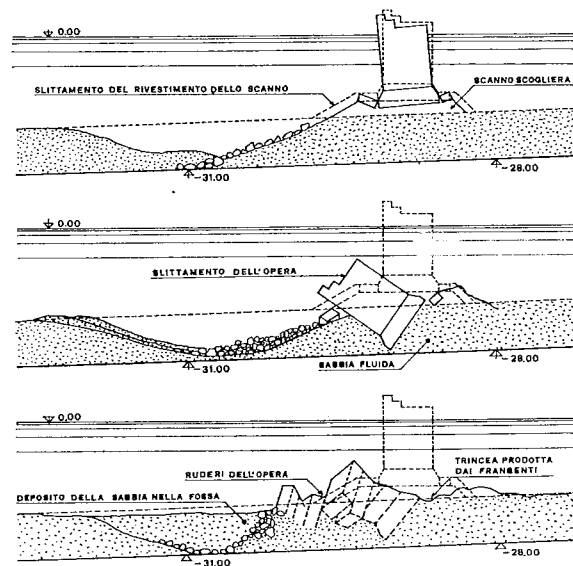


Fig. 6. - Crollo diga Mustafà ad Algeri.

Ove la natura del fondale lo richieda, si può proteggerlo con letti di sabbia e di pietrame, ovvero con teli, o reti, di resine artificiali, e altro.

8. A Genova nel 1937/39 si è avuta (e con pieno successo) la prima applicazione su scala industriale di grandi *cassoni cellulari* di cemento armato con le celle zavorrate con sabbia marina per la formazione di muri di diga.

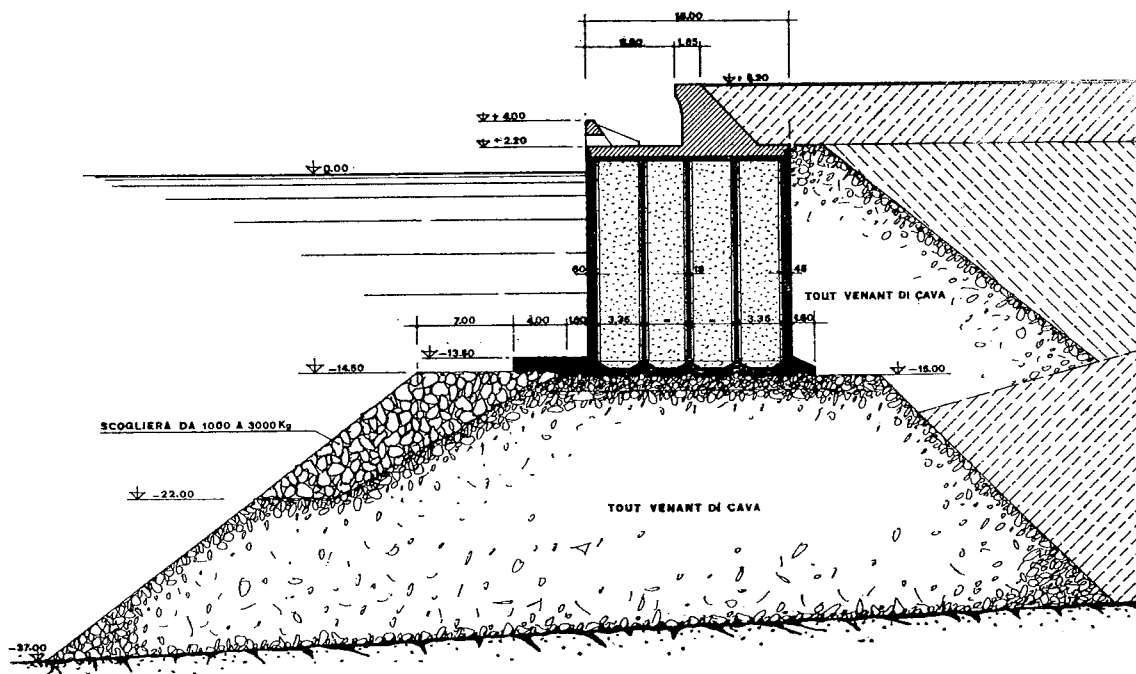


Fig. 7. - Diga di Monaco - Fontvieille.

Sono evidenti i vantaggi:

— con la posa di un solo cassone si possono realizzare 15 ÷ 20 m di diga (attualmente anche 30 ÷ 40 m e più) di contro al collocamento di 16 o 20 elementi di una soluzione a massi;

— i cassoni possono essere fatti di larghezze e di altezze assai superiori a quelle realizzabili nei piloni a massi e pertanto consentono costruire dighe con i forti tiranti richiesti per la stabilità idraulica in presenza di onde di notevole ampiezza e limitando nel profondo l'imbasamento in pietrame, pur sempre presente e necessario;

— vengono così agevolmente affrontati i grandi fondali richiesti in misura crescente nei porti moderni, per esempio alla diga di Cornigliano a Genova il cassone raggiunge m. 18,50 di altezza (fig. 7).

9. Grandi fondali non sono proibitivi per i cassoni di per se stessi, quanto onerosi per i relativi cantieri di prefabbricazione, da approntare in zona di mare protetta e con fondale per cassoni, ad es., altri m 14 ÷ 15, non facilmente reperibile nei nostri porti.

Il grande cassone isolato collocato per deposito di petrolio grezzo nel Mare del Nord ad Ekofiks, alto ben 90 m, è stato costruito in un profondo fiordo norvegese.

Con i metodi attuali, un cassone poggiato a

profondità superiore ai circa m 25 ÷ 30 presenterebbe oneri sensibili per lo spianamento dell'imbasamento in pietrame versato, dovendosi rinunciare alle draghe e risultando il lavoro dei sommozzatori sempre più ridotto e costoso.

Esigenze di forti fondali per i cantieri e di buon approvvigionamento dei materiali, complessità di impianto, hanno condotto in vari casi ad impiegare cantieri centralizzati, anche a grande distanza; un molo in Libia è formato con cassoni trasportati per oltre 1100 miglia da Genova.

10. Anche le dighe a gettata si sono, negli anni recenti, avvantaggiate dei grandi progressi effettuati nella coltivazione delle cave e nel trasporto dei materiali e della adozione di blocchi a sagoma studiata in laboratorio idraulico, che con-

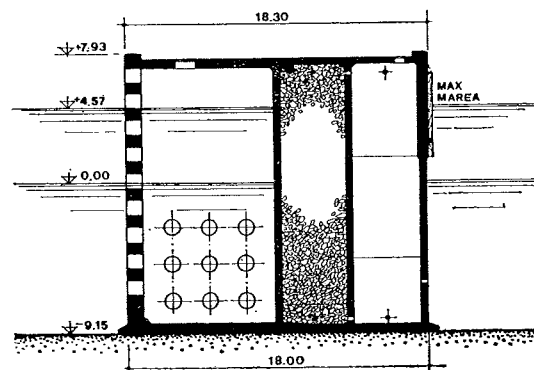


Fig. 8. - Diga a fori (Jarlan) a Baia Comeau (Canada).

sentono realizzare mantellate esterne più ripide con elementi di peso minore e pertanto accumuli di minor volume (fig. 2).

11. Sono pure in corso studi per migliorare sotto il profilo idraulico la sezione delle dighe a parete, onde acquisirne vantaggi idraulici ed economici; ricordiamo la *diga Jarlan* (fig. 8) che con una serie di fori al lato mare e una camera di dissipazione delle onde ottiene cospicue riduzioni delle riflessioni, con conseguenti minori scalzamenti del fondale anti-

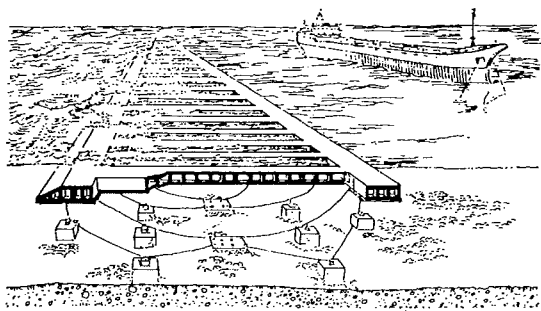


Fig. 9. - Frangiflutto galleggiante con ormeggi al fondale.

stante, minori agitazioni e tracimazioni, ecc., più cautelativo rimane il giudizio sulla riduzione della forza risultante al variare delle onde e conseguenzialmente sui vantaggi statici della soluzione.

Altre soluzioni perseguono una riduzione del potere riflettente e dell'azione risultante delle onde sagomando le sovrastrutture in forme differenti dal tipo tradizionale a muro di guardia verticale con piani inclinati, vasche di smorzamento, ecc. (fig. 7).

Occorre procedere con cautela nell'apprezzarne i vantaggi statici, talvolta elevati per onde di date caratteristiche e poi minori per onde diverse, comunque è indubbio l'interesse generale di questi studi.

12. Ricerche recentissime considerano *frangiflutti galleggianti* senza muro e senza fondazioni, in opere del genere assume importanza lo studio di adeguati ancoraggi nel terreno vario del fondale.

13. Sotto il profilo del carico sul terreno, intervenendo per le dighe a muro l'effetto di ripartizione dell'imbasamento di adeguata altezza non si ha una differenza sostanziale tra dighe a gettata e dighe a muro (gettate molto

alte possono anzi determinare pressioni più elevate).

Alla base delle infrastrutture delle dighe a muro si hanno pressioni medie, a mare calmo, dell'ordine dei $2 \div 2,5 \text{ kg/cm}^2$, che in presenza d'onda si elevano con valori puntuali istantanei sino ai $4,5 \div 5 \text{ kg/cm}^2$ circa, però sul terreno i valori di pressione, con normali criteri di ripartizione nell'imbasamento e, tenuto conto del peso dello stesso, si riducono attorno ai $2 \div 2,5 \text{ kg/cm}^2$, valori non molto diversi da quelli di una gettata di 20/25 m di altezza.

Sono comunque carichi unitari elevati per i terreni limoso-sabbiosi, limoso argillosi, dei fondali dei porti, ne seguono cedimenti elevati, spesso superiori a 1 m, inaccettabili per opere terrestri. Per contenerne gli effetti, si suole dare un sovrizzo provvisorio agli accumuli versati in mare (imbasamento o dighe a gettata) ed attendendo poi un conveniente periodo di tempo, per lasciar effettuare parte ragguardevole dei cedimenti, prima di costruire le sovrastrutture.

Naturalmente il sovrizzo, che deve essere valutato in funzione del prevedibile cedimento totale, richiede un aumento del volume del materiale versato, da considerare nelle previsioni economiche e di tempo.

Il cedimento totale dell'opera, pari a titolo orientativo a circa il $5\% \div 10\%$ e più della altezza dello scanno, è dovuto in parte all'assestamento proprio dell'accumulo di imbasamento ed in parte al sedime; decisive sono pertanto la natura del terreno del fondale e le modalità di formazione dell'accumulo.

L'assestamento si riduce sensibilmente impiegando tout-venant in pietra resistente con giusto assortimento di elementi del peso singolo dai 5 kg alla tonnellata, con forme compatte a spigoli non acuti, e versati in mare a strati di spessore $m 1 \div 2$.

All'imbasamento della diga di Monaco di ben 15 m di altezza, e formato con i criteri brevemente cennati, nei tratti su sedime consistente non si è superato un cedimento complessivo (proprio dell'accumulo più terreno) di $50 \div 70 \text{ cm}$.

Gli strati superficiali degli accumuli destinati a formare imbasamento di dighe e muro devono essere particolarmente curati per facilitarne lo spianamento necessario per la buona posa dei grandi elementi prefabbricati, versando pietrame del peso singolo non superiore ai 20 kg, ovvero ai 50 kg a seconda vengano impiegati palombari ovvero draga.

Deficenze negli spianamenti provocano inclinazioni, ed instabilità dei cassoni o dei piloni di massi ben difficili da correggere in seguito.

Ai cassoni assume importanza lo zavorramento delle celle, graduale ed equilibrato, per evitare con disuniformità di peso di deformare permanentemente il piano d'appoggio assai cedevole in prima fase, con il risultato di ottenere cassoni inclinati.

I cedimenti del sedime, assai variabili con la natura dello stesso, possono — nei casi normali — essere contenuti con il già rilevato versamento graduale degli accumuli, con adatta granulometria degli strati inferiori degli stessi ed eventualmente con l'asportazione degli strati superficiali del terreno e la loro rigenerazione con sabbia o ghiaia.

Il versamento in mare di un elemento fino come la sabbia deve essere effettuato in condizioni di calma, lentamente, con attenzioni e prove, anche in funzione delle caratteristiche granulometriche della sabbia, ad evitarne il trascinarsi fuori del luogo di impiego.

14. I cedimenti delle dighe marittime sono stati sinora poco studiati.

Valendosi dei rilievi lodevolmente effettuati in differenti fasi di vita, della diga Cornigliano di Genova, il prof. G. RICCERI ha svolto uno studio di ricostruzione teorica dell'evento reale, pervenendo con varie considerazioni ad una valutazione approssimata del cedimento del terreno di sedime nelle sue componenti elastica ed edometrica sotto il carico dei cassoni; con un divario tra dati teorici e sperimentali soddisfacente, considerata la limitatezza dei dati geotecnici e delle osservazioni a disposizione e l'intervento di molteplici fattori, anche aleatori come l'azione ondosa. Lo studio rappresenta certamente un proficuo sussidio per la progettazione.

15. All'ampio campo di applicabilità delle dighe di tipo normale, fanno eccezione zone in cui il terreno del fondale sia particolarmente molle, anche nel profondo, in cui possono temersi cedimenti non accettabili od al limite rottura, in tali casi, come già osservato dal prof. COLOMBO, si deve fare ricorso a strutture particolari, fuori della normale convenienza, come ad esempio, la diga su pali spinti nel profondo del nuovo porto industriale di Manfredonia e su cui riferisce l'ing. GRIMALDI, ovvero la diga del porto di Sibari, oggetto della comunicazione del prof. MATTEOTTI.

16. Il tipo di *banchina* più comune nei porti italiani è ancora quello « a gravità », cioè a « muro » stabile per peso, formato con *piloni di massi pieni* ovvero *cassoni cellulari in c.a.* riferibili alle analoghe soluzioni ricordate per le dighe foranee.

La scelta tra le due soluzioni di muro sino ai fondali di circa 16 ÷ 18 m è praticamente dovuta a motivi di convenienza costruttiva.

Ove si possa usufruire di un pontone di adeguata possibilità di sollevamento e di un tratto di banchina lungo almeno 100 m per l'installazione del cantiere di confezione dei massi, la soluzione a massi è competitiva.

I cassoni esigono, come già rilevato, disponibilità di una zona ad elevato fondale per l'installazione del cantiere, a meno di non prevederne il trasporto da altri porti ovvero di affrontarne una onerosa prefabbricazione parziale e susseguente sopraelevazione in fase di galleggiamento.

I cassoni determinano pressioni minori sul sedime, grazie alle mensole di notevole aggetto della base.

Per diminuire ulteriormente le pressioni si può lasciare senza zavorra la fila di celle lato mare (fig. 10).

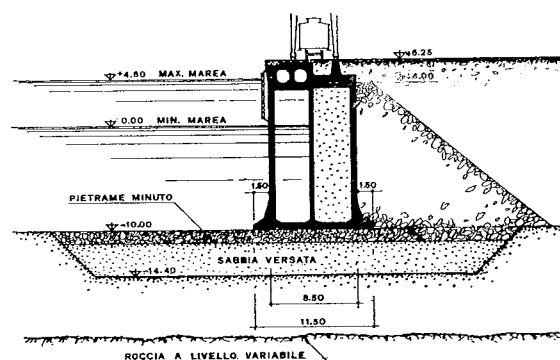


Fig. 10. - Banchina nel porto di Pasajes (Spagna).

Si possono ridurre i valori di pressione anche nella soluzione a massi, collocando sotto il masso di primo strato una piastra in c.a. a conveniente aggetto (fig. 11), ovvero realizzando massi, più costosi dei normali, *alleggeriti* con dei vani interni (fig. 12).

Nelle soluzioni a cassoni o alleggerite deve essere attentamente esaminata la stabilità allo scorrimento, essendo la spinta delle terre contrastata da pesi minori.

Comunemente nelle verifiche di stabilità si accettano valori piuttosto elevati di pressione massima al piano di posa del muro sull'imba-

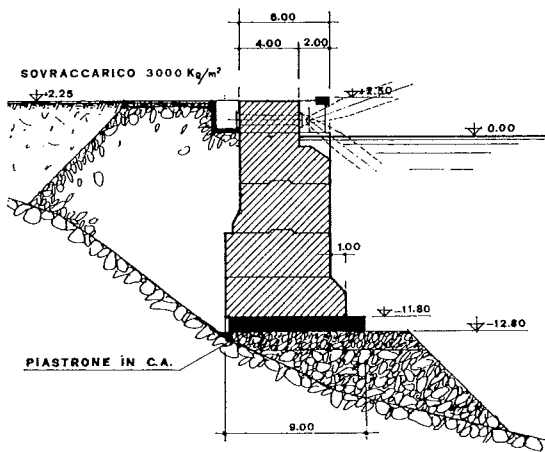


Fig. 11. - Banchina nel porto di Palermo con sottopiastra in c.a.

samento (dai $3,5 \text{ kg/cm}^2$ ai 5 kg/cm^2), pressione media intorno ai $2,5 \text{ kg/cm}^2$, poi ridotti sul terreno per effetto di ripartizione dell'imbasamento.

È da precisare come tali valori siano il risultato di verifiche in cui la spinta delle terre è valutata con criteri semplificativi, facendo riferimento alla teoria elementare dei COULOMB-RANKINE, e considerando omogeneo il terrapieno a tergo.

In effetti a tergo del muro deve essere sempre disposto un rinfianco in pietrame, tout-venant di cava, che attenua la spinta del rinterro, da formare con aridi: sabbia marina, tout-venant di cava, demolizioni.

Ne possono seguire spostamenti cospicui, benché sensibilmente minori, per evidente necessità d'esercizio (quale: livellamento e rettilineamento binari gru, buona conservazione delle pavimentazioni, ecc.), di quelli ammessi per le dighe.

Nel muro di banchina l'indagine geotecnica è strettamente necessaria, anche per valutare se occorra adottare procedimenti di bonifica o di consolidazione per migliorare il sedime e la stabilità dell'assieme.

Per ridurre il calo dovuto all'assestamento dello scanno di imbasamento, può miscelarsi sabbia al pietrame.

In ogni caso l'accurata formazione degli scanni e del loro spianamento sono indispensabili per evitare movimenti pericolosi dei muri pesanti prefabbricati delle banchine.

Anche nel caso dei muri di banchina viene dato allo scanno un opportuno soprizzo a correzione anticipata del cedimento futuro.

Nelle banchine a piloni di massi, prima di formare la sovrastruttura si precarica scanno

e terreno, collocando un masso a deposito provvisorio sul pilone già formato provocando in anticipo parte dei successivi cedimenti dovuti al completamento dell'opera.

Impiegando cassoni con celle vuote si può riempirle solo provvisoriamente con sabbia, anticipando anche in questo caso carichi e cedimenti, e poi svuotarle.

17. Nella memoria dei dott. COLLESELLI e PREVIATELLO vengono poste in correlazione le modalità strutturali e le vicende storiche di dighe e di banchine di vari porti italiani con le caratteristiche geotecniche dei relativi fondali, contribuendo a quel complesso di conoscenze e di riferimenti sperimentali che costituiscono uno dei criteri base della progettazione marittima.

Particolarmente significative le considerazioni esposte per le banchine di Trieste e di Venezia, entrambe su terreni sciolti a limitata capacità portante; il primo porto è però caratterizzato dalla presenza a profondità variabile di un substrato compatto litificato di buona qualità resistente, che manca a Venezia.

18. Le banchine possono essere costruite con criteri totalmente diversi: *a scarpata* e sostegni isolati, *a paratie* formate con palancole metalliche, in c.a. od in c.a.p., ovvero con *diaframmi bentonitici armati*.

19. La fig. 13 indica una *banchina su pali* costruita anni fa nel porto di Vasto, si notano: la *scarpata*, che delimita il terrapieno pressoché eliminando effetti di spinta del terreno sul-

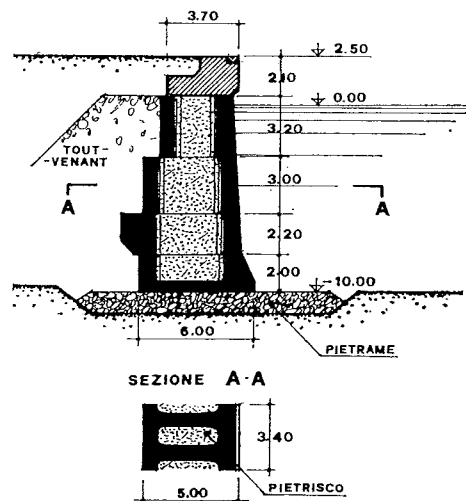


Fig. 12. - Banchina nel porto di Nador (Marocco) a massi alleggeriti.

l'opera di banchina, ed è coperta dall'*impalcato in c.a.*, portato da una serie di *sostegni* formati con pali prefabbricati collocati su fondale roccioso.

Sino ad alcuni anni fa in Italia la soluzione a pali era impiegata principalmente per motivi idraulici usufruendo delle proprietà smorzanti della scarpata onde eliminare, o contenere, moti ondosi interni portuali, ovvero in alcuni porti con fondali in terreno sfavorevole, come richiamato nella memoria dei dott. COLLESELLI e PREVIADELLO.

La presenza di molti pali in c.a. di diametro modesto, rendeva costosa l'opera e ne limitava l'impiego a banchine senza forti sovraccarichi; risultava poi oneroso affrontare fondali resistenti, ecc. (fig. 13).

La situazione è radicalmente modificata con l'applicazione delle più recenti tecniche di costruzione di pali a grande diametro, o piloni, che possono meglio sopportare gli effetti di instabilità ed esser approntati in numero proporzionalmente assai ridotto grazie alla loro elevata capacità portante.

Mentre i pali erano di norma prefabbricati i grandi piloni attuali vengono frequentemente formati in sito entro forma recuperabile ovvero tubi prefabbricati in c.a. od in c.a.p.

20. Sull'importante settore della tecnologia dei pali riferisce l'ing. L. DIAMANTI con ricchezza di informazione. Si possono impiegare:

a) *apparecchiature avanzate da terra*, sono indipendenti dal mare, però richiedono attrezzature di perforazione non troppo pesanti, pali ad interassi discreti e subito atti alla portata finale;

b) *pontoni galleggianti*, possono risultare economici però, sono sensibili ai moti del mare, hanno ormeggi ingombranti;

c) *piattaforme fisse* e progressivamente sollevate e spostate con gru, o pontone, mezzo sicuro di lavoro in presenza di marea, di ondate in mare aperto;

d) *piattaforme autosollevanti*, simili alle fisse in fase di lavoro ma più facilmente spostabili, perché possono esser rese agevolmente galleggianti (fig. 10).

Le piattaforme possono essere di mole, attrezzatura, e quindi costi, assai diversi a secondo dell'importanza del lavoro.

La memoria esamina poi le modalità d'infissione sia dei pali prefabbricati ovvero formati

in sito, rilevando come i pali trivellati abbiano ora vari motivi di preferenza rispetto a quelli battuti per minore ingombro delle attrezzature, sicurezza di raggiungere la quota prefissata, possibilità di realizzare piloni a grande diametro,

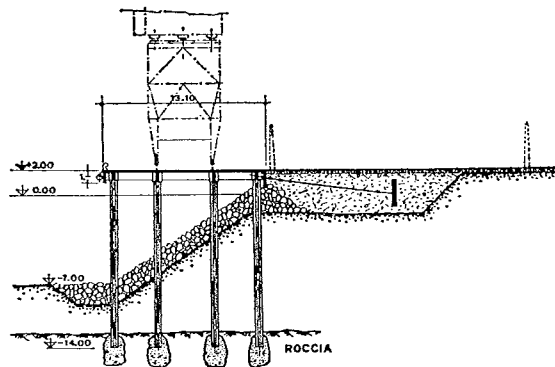


Fig. 13. - Banchina a scarpata su fondo roccioso.

eventualmente con scampanatura alla base, che riducendo il numero di sostegni risparmiano manovre di spostamenti delle attrezzature, ecc.

21. In Italia sono stati realizzati alcuni tra i più cospicui esempi di banchina *a paratie* formate con diaframmi bentonitici armati, e sia di tipo semplice a parete e tirante che composte a costoloni.

La fig. 15 indica una banchina a paratia semplice del porto di Ravenna, in cui, secondo la soluzione cosiddetta danese, un robusto impal-

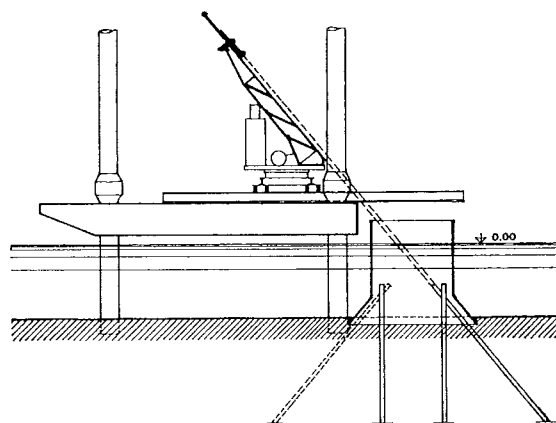


Fig. 14. - Infissioni pali prefabbricati con ausilio di piattaforma autosollevante.

cato offre un vincolo superiore alla paratia e nel contempo determina una riduzione di spinta sulla stessa.

L'impiego dei diaframmi è particolarmente

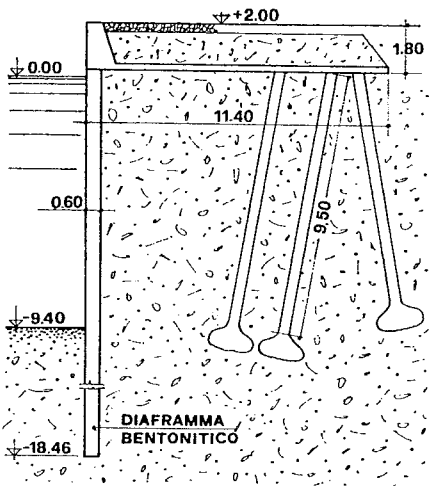


Fig. 15. - Banchina con diaframma bentonitico nel porto di Ravenna.

interessante se il terreno è di natura tenera e se la darsena antistante la banchina stessa deve esser ricavata artificialmente.

Come già le soluzioni a pali od a piloni, quelle a diaframmi possono assicurare cedimenti assai minori dei tipi tradizionali a muro su imbasamento, richiedono attrezzature facilmente trasportabili e reimpiegabili, e sono di rapida esecuzione.

22. Non minori pregi di semplicità e praticità presentano i cantieri di formazione delle *paratie a palancole metalliche a modulo* (fig. 16) largamente diffuse all'estero.

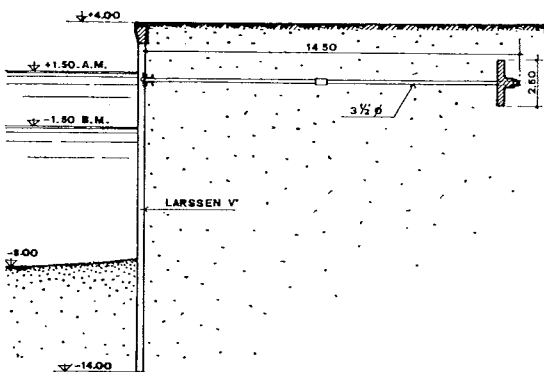


Fig. 16. - Banchina a palancole metallica.

Anche per le palancole metalliche l'applicazione diventa più vantaggiosa se eseguita nel terreno prima dell'escavo della darsena portuale, e può fornire velocità di avanzamento notevoli.

Le palancole sono sempre fornite di *tiranti*

per contenere gli spostamenti orizzontali ed accrescere statica e economia dell'assieme.

In Italia palancole metalliche a modulo sono state utilizzate soprattutto per impieghi provvisori, sussidiari di sostegno. La memoria dell'ing. DE SANTIS utilmente ne ricorda una applicazione del genere, dovendosi costruire una banchina a maggior fondale avanti ad altra banchina esistente ed interessata da un fabbricato.

All'estero sono pure utilizzate *palancole in c.a.p.*, spesso prefabbricate in cantieri centralizzati e trasportate via acqua.

La formazione di paratie, particolarmente bentonitiche, può trovare ostacolo e minor convenienza in terreni ghiaiosi con vuoti dispersivi della bentonite.

Nel grande porto in costruzione di Marsiglia-Fos, con banchine ad alto fondale in terreno con strati ghiaiosi, è risultato più conveniente l'impiego di grandi *gabbioni in c.a.* riempiti di terreno, cioè ancora una soluzione a gravità.

23. A conclusione della brevissima rassegna dei tipi principali di banchina si può rilevare come con i moderni procedimenti tutte le soluzioni siano in generale interessanti e come la preferenza segua in ciascun singolo caso da un esame approfondito dei fattori: natura del terreno, cedimenti tollerabili, sovraccarichi, disponibilità di mezzi d'opera (pontoni, cantieri attrezzati per cassoni, ecc.) e del personale specializzato, lavoro in uno specchio d'acqua esistente ovvero all'asciutto su terreno formando la darsena con dragaggio, tempi previsti per l'esecuzione dei lavori, condizioni locali (porto nazionale ovvero ex coloniale), ecc.

24. L'impiego di pali di medio o di grande diametro, appare sistematico nella realizzazione dei *pontili*, cioè negli accosti senza terrapieno, e pertanto senza spinta delle terre, ciò che ne semplifica comportamento e progettazione.

La tecnologia esecutiva è la stessa brevemente richiamata per le banchine, col rilievo che più di frequente sorgono in mare aperto.

In pieno mare è preferibile collocare al maggior interasse possibile piloni di robusta sezione resistenti alle onde e che non necessitino di particolare manutenzione.

Negli accosti per navi di medio o grande dislocamento si raccomanda affidarne gli effetti d'urto a strutture isolate, che non assolvano

compiti portanti nei riguardi degli accosti stessi.

Di norma si tratta di dolphin, o briccole, formate con gruppi di pali metallici tra loro collegati e guarniti di difese elastiche, e di cui si sfrutta la deformazione elastica (superiore 1 m) per smorzare gli effetti d'urto; per la loro progettazione si riporta allo studio del palo infisso in terreno e soggetto a forze orizzontali.

Per risparmiarne l'onere in alcuni casi si sono realizzati pontili con cassoni cellulari in c.a.

Un pontile del genere è ricordato dai COLLESELLI-PREVIATELLO.

L'impiego, sia pur saltuario, dei cassoni nella formazione di pontili, può riportarsi ad alcuni aspetti caratteristici della progettazione marittima, che trovano conferma nei brevi cenni in precedenza forniti sull'evoluzione delle opere marittime:

— preferenza alle strutture dotate di sem-

plicità di comportamento e praticità di costruzione, particolarmente se soggette agli effetti delle onde e dell'urto delle navi;

— importanza, spesso predominante, che hanno disponibilità di mezzi d'opera e di modalità d'esecuzione, tale che solamente una stretta collaborazione, e sino dalle prime fasi di studio, tra esperto dei terreni, progettista ed esecutore consente pervenire — tra le varie alternative offerte dallo sviluppo della tecnica moderna — alla scelta della soluzione migliore sotto i profili tecnico ed economico ed alla definizione del relativo programma d'esecuzione.

SUMMARY

Development and constructional aspects of maritime works

The paper reports the text of a contribution to Panel during Session 2 of the XII Italian Geotechnical Conference held in Cosenza, september 1975.