

3. DIGHE A PARAMENTO VERTICALE

3.1 COSTITUZIONE TIPICA

Le dighe che vanno sotto questo nome, dette anche dighe a parete, che vengono qui prese in considerazione (v. figura 3.1a) sono tipicamente costituite da un imbasamento di materiale sciolto su cui appoggia il "tronco o fusto della diga", costituito da una infrastruttura a sezione rettangolare che fiorisce dal livello del mare di un'altezza dell'ordine del metro, e da una sovrastruttura che, nella nostra tradizione costruttiva, ha forma grossolanamente ad L con muro paraonde di adeguata altezza.

Ciò dicasi per le dighe più tradizionali che qui si considerano; in taluni casi il muro paraonde non esiste o è spostato verso il lato porto o ha fronte inclinato, determinando profili che richiedono valutazioni specifiche.

A causa della descritta costituzione, e proprio per la presenza di un imbasamento di altezza non trascurabile, ma contenuta per le dighe qui considerate entro il 30% circa della profondità locale del mare, le dighe descritte prendono anche il nome di dighe composite *low mound*.

Per quanto riguarda le parti componenti si fornisce la seguente descrizione schematica.

L'imbasamento, detto anche scanno d'imbasamento, è formato da una gettata di tout-venant di cava protetto lato mare e lato porto da una scarpata di massi naturali e, sulla parte esposta della berma superiore, da elementi di calcestruzzo, detti massi guardiani; il piano d'appoggio del tronco è livellato con pietrame.

La sua funzione è quella di consentire un unico piano di posa, sufficientemente esteso, per il tronco, regolarizzando il fondale, e soprattutto quella di ripartire sul terreno le elevate pressioni che il terreno stesso non potrebbe altrimenti sopportare.

L'infrastruttura, un tempo costituita da massi di calcestruzzo di grandi dimensioni, solidarizzati o no (fig. 3.1 b), è ora, nella soluzione più usuale, formata da un unico cassone monolitico di c.a., costruito in cantiere specializzato, portato in opera in galleggiamento mediante rimorchiatori e infine appoggiato per affondamento sull'imbasamento e riempito di sabbia proveniente da dragaggio.

La sovrastruttura, eseguita a cedimenti del fondale e dell'imbasamento avvenuti (un anno circa), è di calcestruzzo semplice gettato in opera, pur non mancando soluzioni diverse e più esili di c.a., certamente più soggette alla corrosione del ferro e al degrado (il cassone, anch'esso di c.a., è costantemente sommerso e cioè meno soggetto all'aggressione).

La quota del ciglio del muro paraonde dipende dalla pericolosità che comporta la trascinazione delle onde di tempesta; essa viene assunta, per le dighe del Mediterraneo, pari a circa $0.8 \div 1.2 H_{s100}$ (altezza significativa dello stato di mare con tempo di ritorno di 100 anni); la quota della piattaforma di circolazione è di circa $2.50 \div 3$ m sul livello del mare.

In quanto precede emerge spesso il riferimento al "mare" in cui la diga è destinata ad essere costruita e a funzionare; a tale proposito si può affermare che un'appropriata adozione di tale tipo di diga, che presenta una molto più marcata difficoltà di riparazione rispetto a una diga a gettata, si ha per i mari in cui non siano prevedibili onde abnormi (freak o mammoth o rogue waves provocate da eventi particolari) e quando non sussistono variazioni di livello del mare molto forti a cui possono conseguire spinte impreviste ovvero fenomeni di frangimento. Molte dighe a parete sono state costruite nel Mediterraneo che è appunto un mare favorevole alla loro adozione.

3.2 AZIONE ESERCITATA DALLE ONDE

Contrariamente a quanto detto per le dighe a gettata trattando l'argomento dell'azione delle onde sulla mantellata (si era in quel caso adottato uno schema a scatola nera correlando direttamente il peso dei massi con l'altezza dell'onda di attacco), nel caso delle dighe a parete ci si comporta come per gli usuali muri di sostegno, valutando dapprima la forza esercitata dalle onde e successivamente operando le verifiche di stabilità.

La progettazione delle dighe a parete moderne basa pertanto i fondamenti teorici sul calcolo della spinta esercitata dalle onde su una parete verticale che ne provoca la flessione; la tipologia trova cioè la sua ideale applicazione quando si realizzano le condizioni geometriche, topografiche e meteorologiche che escludono il frangimento delle onde. Adeguamenti successivi, come vedremo, prenderanno in considerazione gli effetti di azione provocati dal frangimento superficiale delle onde più alte dello stato di mare.

Una indicazione del XV Convegno AIPCN del 1935, gli anni in cui per la tipologia in esame venivano introdotte norme progettuali, suggerisce di adottare dighe marittime di tipo composito quando il fondale di impianto sia maggiore di due volte la massima onda (individuale) prevedibile, e indica di mantenere la berma superiore dell'imbasamento ad una profondità pari ad almeno 1.5 volte l'altezza della predetta onda; il Larras ha suggerito di portare a 2.5 quest'ultimo rapporto. Sulla base di tali condizioni il diagramma delle pressioni veniva determinato mediante lo schema di Sainflou (1928) riportato nel Box 21, la cui applicazione consente di pervenire al diagramma delle pressioni su tutte le facce del tronco, di dimensioni prefissate, e di condurre le verifiche di stabilità, noti ovviamente le densità o i

pesi specifici dei corpi che con il loro peso contribuiscono alla stabilità stessa e il coefficiente di attrito cassone-imbasamento.

Nel Box 22 è indicato lo schema della distribuzione delle pressioni per il caso di cresta d'onda ed il diagramma "adattato" per le dighe di tipo composito. Le relazioni di Sainflou, ottenute dall'elaborazione teorica della riflessione di onde regolari e cioè di altezza costante H , sono state ricavate nel caso di pareti estese sino al fondo marino e indefinitamente alte e non tengono pertanto conto della presenza dell'imbasamento e dell'altezza limitata del muro paraonde, costringendo così ad un adeguamento, in taluni casi anche artificioso.

In realtà, la presenza di un imbasamento, specialmente se di altezza considerevole, influenza la riflessione del moto ondoso e di conseguenza la pressione sulla parete, che può presentare "picchi". Di tali effetti, come anche di quelli derivanti da un attacco non frontale, tiene conto il modello di Goda (1979) che viene ad oggi generalmente proposto per la determinazione del diagramma delle pressioni sulla parete verticale della diga e sulla base. Lo schema di Goda, illustrato nel Box 23/1, consente anche di superare il dilemma della scelta dell'altezza d'onda caratteristica da adottare che, nello schema di Sainflou, lasciava incertezze.

Lo schema di Goda prevede che l'altezza d'onda individuale da utilizzare per le verifiche sia la massima appartenente allo stato di mare considerato per il progetto della diga e in particolare assume $H = H_{\max} = 1.8 H_{1/3}$, essendo appunto $H_{1/3}$ l'altezza d'onda significativa che individua lo stato di mare di progetto. Trattandosi di un'altezza d'onda molto grande, Goda ricorda la necessità di verificarne la possibilità di esistenza davanti alla diga mediante una sua specifica relazione di frangimento. Propone cioè di paragonarla con H_f , essendo appunto H_f l'altezza dell'onda individuale massima frangente sulla profondità del fondo h_b nella sezione antistante $5 H_{1/3}$ rispetto alla parete della diga; eseguito tale confronto si prosegue il calcolo con $H = H_{\max}$ se minore di H_f (fuori della surf-zone) ovvero si procede con la ricerca dell'altezza dell'onda massima davanti alla diga se essa è ubicata nella surf-zone. Uno schema semplificato prevede l'adozione del valore di H minimo tra H_{\max} e H_f .

Le relazioni operative sono riportate nel Box; esse riguardano le condizioni di cresta d'onda. Il Box 23/2 riporta considerazioni sui possibili valori dei coefficienti che stanno nella p.l.

Quando sulla parete lato mare si realizza una condizione di cavo d'onda, il fusto viene "attirato" verso il largo. La determinazione delle azioni in tale condizione può essere effettuata con i diagrammi del Box 23/3, anch'esso proposto da Goda e dedotto prevalentemente dalla teoria delle onde stazionarie.

3.3 VERIFICHE DI STABILITÀ

Le convenzionali verifiche di stabilità, condotte con riferimento a 1 m di lunghezza di diga, riguardano: lo scorrimento del tronco sull'imbasamento; il ribaltamento rispetto al punto estremo della base; la pressione sull'imbasamento (schiacciamento); l'integrità della scarpata dell'imbasamento sotto il carico trasmesso dal tronco. Altre verifiche riguardano la capacità portante del terreno in situ, verifiche che consentono di stabilire se le dimensioni dell'imbasamento sono sufficienti a mantenere i carichi unitari in limiti accettabili o se è necessario procedere alla bonifica del terreno o a estendere ulteriormente l'imbasamento.

3.3.1 Verifica "a scorrimento"

La stabilità allo scorrimento viene esaminata paragonando la forza orizzontale S , risultante delle pressioni sulla parete, con la risultante delle forze verticali (peso a secco P , spinta di Archimede A riferita al livello di quiete, sottospinta U , v.Box 22) moltiplicata per un coefficiente di attrito assunto solitamente pari a 0.6. Dal confronto deve emergere un coefficiente di sicurezza allo scorrimento SF_s che Goda suggerisce di assumere non minore di 1.2 (le Raccomandazioni Tecniche del C.S.LL.PP. 1996 propongono 1.3).

Il predetto coefficiente tiene in conto molti possibili "errori" e la non corrispondenza tra i dati di progetto e quelli effettivi; ciò dicasi ad esempio per la densità del calcestruzzo della sovrastruttura, solitamente assunta pari a $2300 - 2350 \text{ kg/m}^3$, per la densità complessiva dell'infrastruttura ($2100-2200 \text{ kg/m}^3$: pareti di c.a. con celle riempite di sabbia satura), ma soprattutto per il valore del coefficiente di attrito che cambia con l'assessamento raggiungendo il valore 0.6 convenzionale dopo un periodo di esercizio della diga.

La verifica a scorrimento presenta spesso situazioni di scarso margine, né d'altronde è agevole prendere provvedimenti. Escludendo quelli di difficile attuazione (sporgenze sul fondo) o non coerenti con il comportamento a gravità dell'opera (bloccaggi rigidi), l'unica soluzione è quella di aumentare il peso con la sovrastruttura (fuori acqua e cioè "pesante") o allargando la diga, però con conseguente aumento della sottospinta.

Il tempo di risalita delle forze esercitate dalle onde stazionarie, dell'ordine di 1/4 del periodo d'onda e cioè dell'ordine di 2-3 secondi, è molto maggiore del periodo proprio di oscillazione del cassone, dell'ordine di 0.5 secondi. Ciò giustifica l'approccio pseudostatico.

3.3.2 Verifica convenzionale "a ribaltamento"

Raramente questa verifica risulta quella condizionante per una diga a cassoni (densità media circa 2100 kg/m³); il ribaltamento in senso tradizionale può capitare quando la sezione è relativamente stretta come era quando si usavano massi ciclopici di calcestruzzo (2400 kg/m³) che per questo venivano talvolta collegati al masso di base di opportune dimensioni (fig. 3.1b) o quando il fusto è appoggiato su un suolo roccioso (caso inusuale).

Una volta determinati i bracci delle varie forze rispetto al polo del ribaltamento si paragonano i momenti ribaltanti dovuti alla spinta dell'onda ed alla sottospinta con i momenti stabilizzanti efficaci, momento del peso a secco P ridotto del momento della spinta di Archimede A a livello di quiete (i bracci di P e di A sono diversi per la usuale asimmetria del profilo del tronco, v. ancora Box 22).

Il valore minimo del coefficiente di sicurezza suggerito da Goda è pari a $S_{ov} = 1.2$; quello delle citate Raccomandazioni Tecniche 1.3; con i precedenti criteri, che facevano riferimento a un'onda individuale meno severa (vedi ad es. Sainflou), si assumeva $SF_{ov} = 1.5$.

Si osserva che nella formulazione di Goda, per la valutazione di SF_{ov} , il momento della spinta esercitata dall'acqua sulla base per effetto dell'onda viene sottratto al momento stabilizzante del peso anziché sommato al momento ribaltante della spinta delle onde sulla parete verticale. Si tratta di una verifica convenzionale che presenta alcune perplessità dal punto di vista fisico; in corrispondenza della cerniera ideale si concentrerebbero infatti pressioni rilevanti, difficilmente sopportabili da un normale imbasamento con conseguente rottura del terreno.

3.3.3 Dimensionamento dell'altezza dell'imbasamento

Con gli usuali schemi dell'equilibrio elastico, determinato lo schema di carico (intensità, posizione del vettore risultante delle forze al livello del piano di appoggio del cassone sull'imbasamento), si valutano le pressioni q_1 e q_2 (solo q_1 se la sezione è parzializzata) ai lembi della base del cassone (v. Box 24 per il caso di cresta d'onda). Il maggiore di essi non dovrebbe superare i 500-600 kN/m², valore molto elevato ma accettato in quanto le caratteristiche geotecniche dell'imbasamento sono di costituzione controllata e la verifica con H_{max} è certamente molto onerosa.

Il carico che viene trasmesso sul terreno di appoggio deve essere controllato specialmente se l'imbasamento è basso. Per la verifica si è suggerito di paragonare il carico q , calcolato come nel già citato Box 24, con la capacità portante del terreno determinata con uno dei metodi della geotecnica, tenendo presente che la risultante è inclinata, e anche non poco (se ad es.

SF_{sl} è pari a 1.2 l'inclinazione rispetto alla verticale è di 26°). Con tale verifica si dimensiona l'altezza dell'imbasamento la cui geometria appropriata si ricerca con i criteri che seguono.

3.3.4 Esempio di calcolo

Le verifiche sinora descritte sono state condotte per un'ipotetica diga nel Box 25 ai quali si rimanda. La sezione è stata semplificata assumendo il muro paraonde di peso non influente nei calcoli di verifica.

3.3.5 Verifica di stabilità globale della fondazione del fusto (imbasamento e terreno)

La capacità portante di un rilevato su cui è appoggiato un carico come quello delle dighe marittime composite dipende anche dalla geometria dell'insieme appoggio-scarpata. Come riportato nel Box 26, la verifica sarà costituita dalla ricerca della superficie di scivolamento più sfavorevole, per la quale il coefficiente di sicurezza non deve scendere al di sotto di 1.3. Tale verifica viene condotta sulla base dei coefficienti geotecnici dell'imbasamento e del terreno, se la superficie lo attraversa. Nello schema semplificato del Box 26 si propone di tracciare un cerchio di scivolamento a partire dal punto M a distanza 2d dal lembo della base del cassone.

Altri modi cinematicamente ammissibili di rottura dell'imbasamento, provocati da forti pressioni al lembo lato porto, sono indicati nella figura del Box 26.

Le predette verifiche consentono di controllare la geometria complessiva dell'imbasamento.

3.3.6 Stabilità della scogliera di protezione dell'imbasamento

Per effetto della riflessione si genera, al piede della parete, un movimento dell'acqua che provoca erosione del fondo, sia cioè della berma e della scarpata dell'imbasamento, sia del fondale marino antistante.

Una parte della berma, quella adiacente alla parete, è protetta con piastroni di calcestruzzo, detti massi guardiani, del peso di centinaia di kN, che hanno la funzione di proteggere l'imbasamento dalle correnti citate e da quelle che si istaurano per l'attacco obliquo delle onde. La stabilità dei massi guardiani si garantisce abbonando nel peso (200 ÷ 500 kN), dotandoli di grandi fori verticali, utili anche per la posa, che sfogano la sottopressione in fase di cavo d'onda, contrastata dallo spessore del masso (anche 2 m), e predisponendo un piano di appoggio più regolare possibile (non è raro trovare, nelle ispezioni, massi guardiani spostati dalla primitiva posizione). Per il loro proporzionamento vedi Box 27.

La scogliera di protezione, con pendenza dell'ordine di 1/2 o più e berma superiore estesa almeno 3D_n, oltre i massi guardiani, viene proporzionata con lo schema riportato nel Box 28. In alcuni casi la scogliera sostituisce anche i massi guardiani; in tal caso le dimensioni dei massi della scogliera devono essere congruamente maggiorati.

La protezione del fondale antistante, se di sabbia fine, si effettuava con procedimenti del tipo a fascine e pietrame o simili; ora sono disponibili teli geosintetici con sovrapposti strati di pietrame, di non facile posa se non preventivamente appesantiti. L'estensione della protezione può anche essere notevole; essa è comunque molto importante, come evidenzia il crollo della diga Mustafà di Algeri, crollata per scavo nella sabbia fine del fondale antistante.

3.3.7 Stabilità della sovrastruttura

La stabilità della sovrastruttura non pone in genere problemi, specie nel caso usate in cui le dimensioni sono legate al problema della stabilità globale dell'opera che in genere comporta sovrastrutture pesanti.

La verifica assume significato quando la piattaforma è invece di poco al di sopra del livello del mare o quando il muro paraonde è esile (ad es. di c.a.). La spinta dell'onda sarà assunta pari a 1.5pgH con distribuzione uniforme sulla parete esposta al fine di tenere conto dei frangimenti superficiali.

3.4 RISPOSTA IDRAULICA (v. Box 29)

Come precedentemente detto, il ciglio superiore delle dighe a parete ha quota sul livello del mare di riferimento h_c tale da consentire in molti casi il sormento da parte delle onde stazionarie più alte di stati di mare relativamente severi. Ciò comporta la trascinazione e la conseguente agitazione dello specchio di mare protetto.

L'andamento del coefficiente di trasmissione K_T (rapporto tra l'altezza delle onde "trasmesse" H_t e quella delle onde incidenti H_i) per il caso di onde regolari è rappresentato nel Box ed è espresso in funzione di h_c / H_i (anche per frangimenti sommersi), per diversi valori di d/h (d: profondità sull'imbasamento; h: profondità di impianto della diga).

Ricerche sperimentali successive hanno esteso le elaborazioni al caso, più utile per le applicazioni, delle onde irregolari, facendo riferimento all'onda $H_{1/3}$. Nel grafico del Box, che si riferisce ad una diga con imbasamento relativamente alto ($d/h \approx 0.5$) compare, oltre al coefficiente K_T , anche il coefficiente di riflessione K_R .

Si osserva che, per bassi valori di h_c (ad es. $h_c / H_{1/3} \approx 0.8$) il valore di K_R si differenzia significativamente da 1 (per il particolare rapporto predetto risulta $K_R \approx 0.8$). La riduzione di K_R è associata ad alti valori di K_T (nel caso in esempio $K_T \approx 0.3!$)

3.5 CASSONI CON PARETE ALTA INCLINATA

"SLOPING TOP CAISSONS" (v. Box 30)

Sono stati introdotti al fine di contenere la spinta delle onde quando la diga deve essere ubicata in zone molte esposte; sfruttando la componente verticale della forza esercitata dalle onde sulla parete inclinata si perviene ad una riduzione del peso della diga necessario per garantire la richiesta stabilità. La riduzione di peso ottenuta (fino al 40% secondo il grafico del Box 30/1 per alcuni tipi di sezioni sperimentali) può compensare la maggiore complicazione costruttiva.

Un calcolo esemplificativo dei coefficienti per la valutazione delle pressioni e delle relative spinte è riportato nel Box 30/2.

La risposta idraulica differisce significativamente da quella della corrispondente parete verticale a parità di h_c / H_i . In particolare il maggior coefficiente di trasmissione K_T può imporre elevate quote di cresta h_c e vanificare in parte i vantaggi ricercati.

3.6 ULTERIORI CONSIDERAZIONI

Non si entra nel merito delle vertiche strutturali del cassone cellulare che devono essere condotte per le diverse fasi di installazione e posa (cassone vuoto: in fase di riempimento ecc...) fino alle condizioni funzionamento, con relativi calcoli di cedimenti (v. figura 3.2). Si accenna invece al fatto che il cassone, trasportato in galleggiamento dal cantiere di fabbricazione alla zona di impianto della diga, deve presentare caratteristiche di stabilità nautica proprie dei natanti (v. Box 31). La stabilità, peraltro favorita dalla divisione in celle (solitamente metri $3 \times 3 ; 4 \times 4$) dello specchio liquido interno, si raggiunge con zavorra (pietrame).

Le celle, per il successivo getto della sovrastruttura, sono coperte con piastre prefabbricate con botole centrali per il passaggio della sabbia di riempimento finale e per l'ispezione in fase di posa. Se il cassone deve percorrere lunghi tragitti in galleggiamento anche le botole vengono chiuse per evitare l'ingresso dell'acqua.

3.7 POSSIBILI EFFETTI DI ESALTAZIONE DELLA PRESSIONE

(v. Box 32)

Particolari rapporti geometrici nel profilo della sezione trasversale del complesso imbasamento - parete possono esaltare il picco di pressione già descritto per il modello di Goda (v. Box 32/1, per le diverse geometrie). Il contributo alla pressione totale nel modello di Goda è quantificato attraverso il valore del coefficiente α_2 , solitamente molto minore di α_1 (vedi Box 23/1 e 25/1). Il valore di α_2 calcolato con l'espressione di Goda può in tali casi risultare inadeguato e deve essere confrontato con quello che propone la relazione di Takahashi, indicato con α_1 (impulsive press.: max 2), che dipende dal rapporto d/h tra la profondità sulla berma dell'imbasamento (d) e la profondità nella sezione di impianto (h), dal rapporto B/L tra l'estensione della berma (B) e la lunghezza d'onda (L) e dal rapporto H/d tra l'altezza dell'onda locale H e il già citato valore delle profondità sulla berma (d). Il valore α_1 , da sostituire ad α_2 se maggiore di questo, può dedursi da quanto riportato nel Box 32/2.

Il dimensionamento "statico" in questi casi può talvolta condurre a conclusioni esagerate; il dimensionamento "dinamico" prevede calcoli complicati che non possono prescindere dalla conoscenza della variazione della forza nel tempo e della risposta del fusto. Nel box 32/3 è riportato il procedimento di Shimosako e Takahashi (2000) per il calcolo dello spostamento del fusto della diga, se ciò può accadere (oscillatore semplice ad un grado di libertà con pinnino ad attrito). Il procedimento, che prevede di fissare un valore del coefficiente di attrito μ , che peraltro condiziona in maniera sostanziale il risultato, è applicato da L. Rebaudengo Landò e S. Stura (2007) alla diga del porto di Genova Voltri (v. box 32/4) supposta investita da un'onda anomala di altezza $H_a = 2.5H_{1/3}$ con $T_f = 100$ anni. Si sono adottati diversi valori di periodo d'onda T e di coefficiente di attrito μ , assunti tra quelli determinati sperimentalmente e riportati nel Box 32/5, al fine di esaminare quantitativamente l'influenza sullo spostamento che può diventare tanto ampio da provocare il ribaltamento vero e proprio del fusto fuori dell'imbasamento se questo non è sufficientemente esteso.

Nel caso in cui si voglia eliminare l'effetto impulsivo si potrà esaminare l'alternativa di anteporre alla parete della diga un corpo costituito da massi, usualmente artificiali. Le dighe di questo tipo vengono denominate "composite orizzontalmente".

Il calcolo di proporzionamento della diga può essere condotto con lo schema del Box 33 in cui si vede che il termine contenente α_2 di Goda Takahashi è annullato e lo stesso termine relativo all'onda stazionaria può essere ridotto fino al 20% se il rapporto H/h tra l'altezza d'onda H e la profondità nella sezione di impianto h è maggiore di 0.6.

La soluzione è stata adottata per la riparazione della diga di Genova (figura 3.3) danneggiata dalla mareggiata del febbraio 1955.

Il dimensionamento dei massi potrà essere effettuato con le relazioni introdotte per le dighe a gettata (massi artificiali) se si prevede la costruzione con nucleo e strato filtro, ovvero con le relazioni del Box 34 per mucchio omogeneo.

Per fornire il richiesto effetto di attenuazione la sezione del corpo di massi deve presentare, sul livello di quiete, un'estensione almeno pari a $0.07 L$.

Molteplici sono le condizioni che si devono realizzare affinché il fenomeno si manifesti completamente. Il Box 35 elenca una serie di tali condizioni.

3.8 IL CASO PARTICOLARE DI

OPERE A PARETE VERTICALE SU BASSE PROFONDITÀ

In taluni casi strutture costiere a parete verticale possono trovarsi, in occasioni di mareggiate severe e per particolari condizioni del livello del mare, esposte all'azione di onde che frangono direttamente su di esse (onde frangenti o breaking waves) (v. figura 3.4) o che hanno franto un poco prima di aver raggiunto la parete stessa (onde frante o broken waves).

Le due condizioni differiscono di molto per ciò che riguarda le caratteristiche dell'azione; nel primo caso si hanno vere e proprie pressioni di shock molto intense e di brevissima durata seguite da pressioni secondarie di limitato valore ma di persistenza dell'ordine di mezzo periodo d'onda; nel secondo caso l'effetto è simile a quello di una corrente d'acqua che defluendo con velocità analoga alla celerità dell'onda, si addossa alla parete rigonfiandosi.

Si noti comunque che l'adozione di opere a parete in aree in cui le onde possono frangere per effetto di profondità è assolutamente sconsigliabile ("it would be rather foolish to design a vertical breakwater to be directly exposed to impulsive breaking wave pressure. A mound breakwater would be the natural choice" (Goda 2000).

3.8.1 Condizioni di frangimento sulle basse profondità (v. Box 36)

Nel Box è riportata una relazione che fornisce il rapporto H/h tra l'altezza dell'onda frangente H e la profondità di frangimento h , noto il periodo dell'onda T e la pendenza del fondo s (Scarsi e Stura, 1980). Una relazione dello S.P.M. del 1984 fornisce un'indicazione sulla distanza percorsa dal frangente prima di trasformarsi in onda di traslazione.

Dalla posizione della parete si può decidere in quale situazione (breaking o broken wave) ci si trovi dal punto di vista dell'azione.

3.8.2 Azione di onde frangenti (v. Box 37)

Nel Box è riportata un'ipotetica registrazione, indicativa, della pressione esercitata da un'onda che frange violentemente contro una parete con shock ventilato, il più severo per quanto riguarda il picco di pressione.

Mentre per la pressione secondaria è possibile stabilire una relazione deterministica tra il valore di p alle varie quote b della parete rispetto al fondo e l'altezza H dell'onda incidente, la pressione di shock, a causa dell'aleatorietà insita nel fenomeno del frangimento, deve essere considerata variabile stocastica e come tale trattata.

Essa infatti presenta, per ogni punto a quota b , valori p diversi da onda a onda pur in una successione di onde tutte della stessa altezza H . Un'indagine sperimentale ha messo in evidenza che i valori p presentano una distribuzione probabilistica (lognormale), cosa che rende possibile fare riferimento a valori caratteristici $p_{1/m}$ seguendo uno schema analogo a quello adottato per le altezze d'onda ($H_{1/m}$). La ricerca sperimentale ha anche consentito di fornire uno schema per l'andamento delle pressioni di shock sulla parete valido per una qualsiasi pressione caratteristica $p_{1/m}$ e precisabile a partire dalla conoscenza del valore caratteristico nel punto di massimo shock $(p_{1/m})_1$.

Nella presente trattazione sono riportati i risultati della sperimentazione condotta presso il Laboratorio dell'Istituto di Idraulica di Genova (ora DICAT) (Scarsi e Stura, 1977).

La quota b_1 alla quale tale shock massimo si realizza dipende solo dal parametro h/gT^2 .

La quota del punto in cui si annulla il diagramma delle pressioni è a $1.6 b_1$ dal fondo; per l'applicabilità del procedimento la parete deve raggiungere tale altezza.

I valori di $(p_{1/m})_1$ sono calcolabili con la relazione fornita in cui i coefficienti, riportati in tabella, dipendono dal valore caratteristico l/h a cui si vuole fare riferimento.

Evidentemente il calcolo di stabilità di un'opera sottoposta ad un'azione come quella presentata non potrà essere condotta in uno schema "pseudostatico" (come quello che usualmente si adotta con il modello di Goda) bensì in uno schema "dinamico" in cui si tiene conto del fatto che l'opera, immaginata appoggiata su suolo elastico, oscilla intorno alla posizione media, purché sia stabile allo scorrimento (v. diagram. ingrandito in Box 37/2).

Per procedere nel calcolo e impostare l'equazione dinamica è necessario conoscere anche la variazione nel tempo della forza risultante delle pressioni di shock. Nel Box è riportata la relazione per il calcolo del tempo di risalita t_r associato alla pressione p ; la variazione di p nel tempo si può ritenere lineare con andamento triangolare con base $2t_r$.

Si propone qui uno schema indicativo per la determinazione della variazione della forza risultante F nel tempo e dedurre cioè un diagramma $F(t)$ da utilizzare per il proporzionamento dinamico della stabilità del cassone insieme con l'andamento della sottospinta $U(t)$. Lo schema indicativo e le ipotesi assunte sono riportate nel Box 38.

Per la scelta delle condizioni di verifica, e cioè delle $(p_{1/m})_1$ a cui è associato uno specifico t_r e un corrispondente b_1 , è opportuno esplorare un vasto campo delle possibili p caratteristiche e individuare quelle più pericolose in relazione alla risposta dinamica della struttura.

Un esempio di calcolo di $F(t)$ è riportato nel Box 39 per due valori di pressione caratteristica.

Si osserva che i tempi di risalita della forza F , pur essendo più grandi del tempo di risalita della pressione massima, sono però molto più piccoli dei tempi associati all'oscillazione di un cassone reale ($T_h = 0.2/0.5s$), con ciò motivando il ricorso al procedimento dinamico in cui la forza efficace F_s al tempo t deve essere ridotta della corrispondente inerzia del fusto computata con l'accelerazione del baricentro allo stesso istante.

La valutazione della pressione secondaria può essere effettuata secondo uno schema analogo a quello di Sainflou (si rimanda al Box 21) condotto assumendo come profondità del livello di quiete una profondità fittizia pari a $h^* = 2H$. La costruzione è ancora nel Box 37.

3.8.3 Azione di onde frante (v. Box 40)

Come precedentemente detto, l'azione delle onde frante, che si realizza quando l'onda di traslazione raggiunge la parete oltre la "breaker travel distance" (v. Box 36), viene schematicamente interpretata come costituita da due componenti: una dovuta all'interferenza della corrente, solitamente assunta con velocità pari a quella dell'onda frangente sulla bassa profondità; una idrostatica corrispondente al livello raggiunto dall'acqua sulla parete.

Nel Box è riportato lo schema proposto dallo SPM 1984.

Un precedente procedimento, introdotto dalla scuola giapponese, è anch'esso riportato nello stesso Box (Homma e Orikawa). Quest'ultimo schema conduce, per le usuali onde, a valori dell'azione risultante molto più forti ($3 \div 4$ volte quelli ricavati con lo schema SPM.); se ne deduce che esso può interpretare la fase di passaggio tra onde breaking e onde broken, quando la parete si trova cioè poco oltre la sezione di frangimento, all'interno del tratto percorso dall'onda prima di trasformarsi in vera e propria onda di traslazione.

4. VERIFICHE DI COMPATIBILITA' DIGA TERRENO

La realizzazione di una diga marittima comporta l'applicazione di un carico rilevante sul terreno nella zona di impianto, la cui idoneità a sopportarlo, e i cedimenti relativi, devono essere verificati con opportune valutazioni geologiche e geotecniche. Le prime forniscono la caratterizzazione del suolo superficiale e in profondità dal punto di vista della genesi geologica, al fine di evitare eventuali "sorprese", ed esaminano l'aspetto morfologico per escludere ad esempio possibili frane sottomarine. Le seconde precisano i parametri del terreno necessari per le verifiche da condurre con gli usuali schemi dell'ingegneria geotecnica.

Problemi di instabilità geotecnica si presentano quando il terreno di appoggio, è costituito da materiali coesivi come argilla, limo o sabbie limose scadenti o caratterizzato da uno strato scadente compreso tra strati compatti può sfondarsi o presentare cedimenti inaccettabili.

Nel primo caso, più specifico per le dighe a gettata che gravano il terreno con un carico triangolare, si può temere uno scivolamento profondo del terreno con piano di rottura circolare; la verifica si conduce con gli usuali schemi della ricerca per tentativi del cerchio di scivolamento (Janbu, Bishop).

Nel secondo caso, più frequente per le dighe a parete, costituite da una struttura rigida che induce forti carichi concentrati, si può temere che lo strato argilloso compreso tra strati compatti possa rifluire; ciò accade quando la pressione (valore massimo e gradiente orizzontale) trasmesso dalla diga è tale da provocare il superamento della tensione tangenziale massima sopportabile dal terreno coesivo di dato spessore.

Le verifiche a cui si è fatto cenno, che in definitiva riguardano il calcolo della capacità portante del sottosuolo naturale e dei cedimenti, sono particolarmente importanti per le dighe a parete (v. ancora la figura 3.2) che non beneficiano di una costruzione progressiva che può mettere in evidenza il fenomeno nella fase di costruzione, quando è agevole intervenire con semplici provvedimenti.

5. I MATERIALI DA COSTRUZIONE

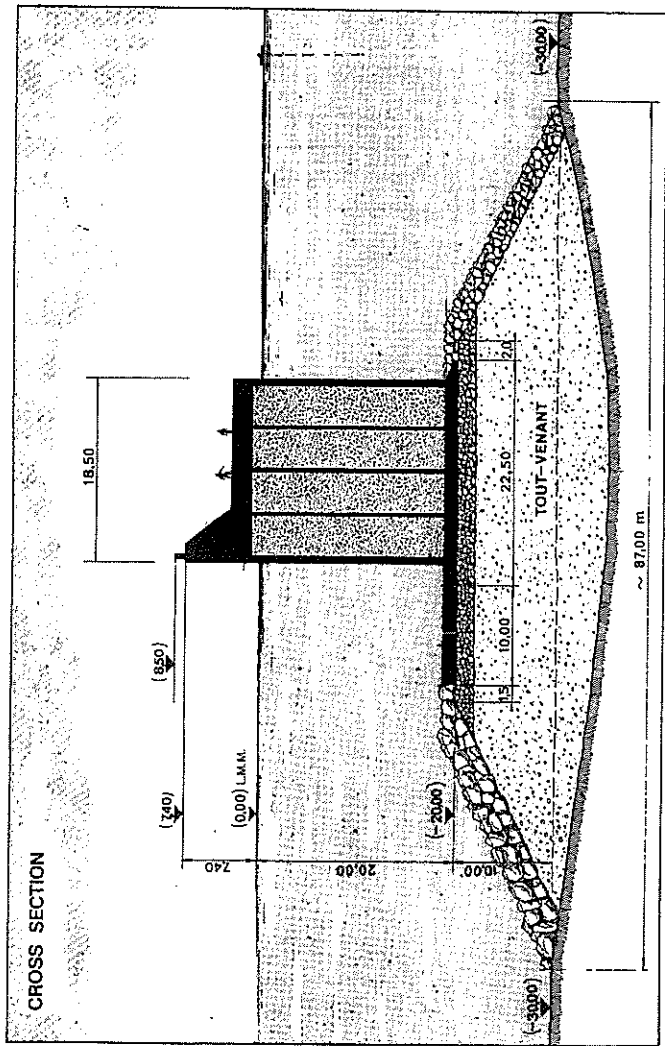
I materiali per la costruzione delle dighe marittime sono:

il tout venant di cava per la formazione del nucleo o dell'imbasamento; i massi naturali per la formazione del filtro, delle mantellate, del rivestimento delle scarpate; i calcestruzzi ordinari per il confezionamento dei massi artificiali e per i getti massicci delle sovrastrutture; i calcestruzzi con armatura metallica per la costruzione dei cassoni cellulari.

Numerose sono le norme che regolano il confezionamento dei calcestruzzi (meglio conglomerati cementizi) e il loro uso nelle strutture civili; ad esse si rimanda ricordando che esistono norme specifiche per quelli che sono destinati ad ambienti aggressivi come quello marino, in cui la durabilità è legata alla qualità del cemento, al dosaggio, al rapporto acqua/cemento e all'impasto (per i getti armati è molto importante l'impermeabilità, il copriferro e l'eventuale uso di idonei acciai inossidabili).

Anche il materiale lapideo richiede esami preventivi molto accurati; prima della progettazione si deve individuare la cava o le cave dalle quali approvvigionarsi del materiale, verificando che il procedimento di estrazione non comporti lesioni negli elementi più grossi e che si producano massi con spigoli vivi. Con test codificati si valuta l'idoneità della roccia per l'uso nelle opere marittime e si effettua il collaudo dei massi più grossi (v. figura 5.1 come esempio). Si esaminano le produzioni in termini di quantità e pezzatura per programmare il progetto in modo da evitare il più possibile scarti, rendendo cioè più economica la fornitura. Si controlla che il materiale prodotto presenti densità costante e garanzia, parametro molto importante nella progettazione della mantellata.

I massi artificiali vengono costruiti in grandi piazzali in prossimità della zona di cantiere, con tecniche specialistiche. Successivamente vengono collaudati a campione per verificarne l'idoneità a sopportare l'azione del mare e soprattutto il cemento della posa in opera. A tale proposito si ricorda che gravi danni a dighe marittime sono stati provocati dalla rottura dei massi artificiali; le norme inglesi suggeriscono di non superare determinate dimensioni per evitare la fragilità (dolos 15.000 kg; tetrapodi 30.000 kg, cubi 60.000 kg).



Diga Porto di Voltri

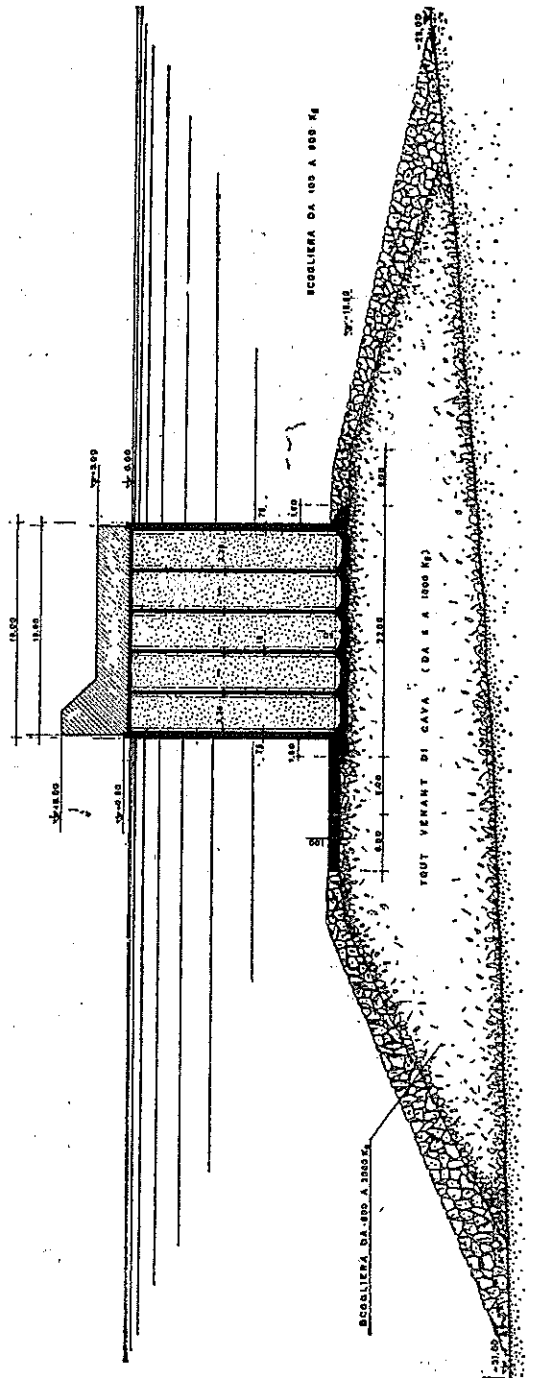


Fig. 21 — Sezione trasversale di una diga di tipo composto con infrastruttura formata con cassoni cellulari (Diga di Cornigliano nel Porto di Genova).

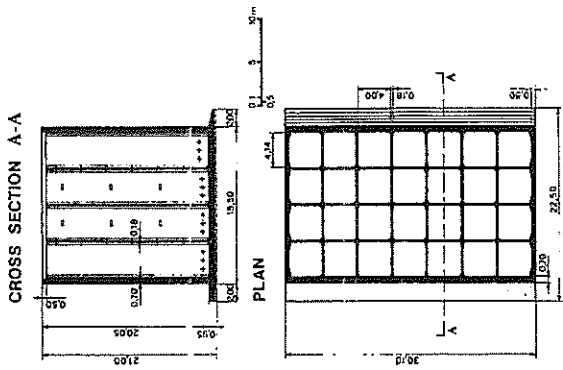


Fig. 2 — Breakwater of the Port of Genoa - Voltri (Italy) : cross-section and plan view of the cellular caissons
Brise-lames du Port de Gênes - Voltri (Italie) : section transversale et vue en plan des caissons cellulaires

fig. 3.1a Sezioni tipiche di dighe a parete modellate a cassoni cellulari

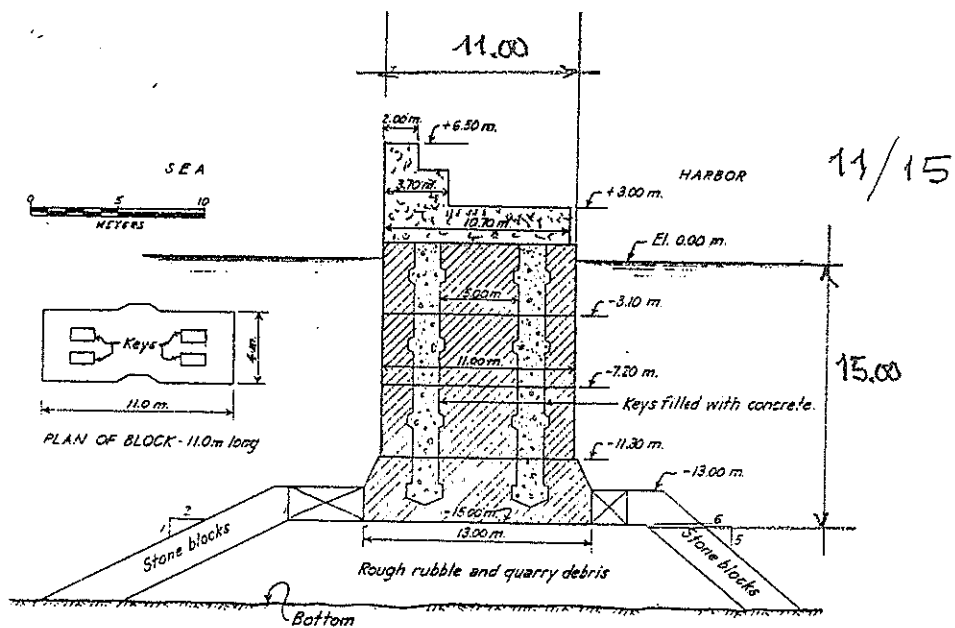


FIG. 40 - Esempio di applicazione di massi ciclopici (diga di Marocco ad Algeri)

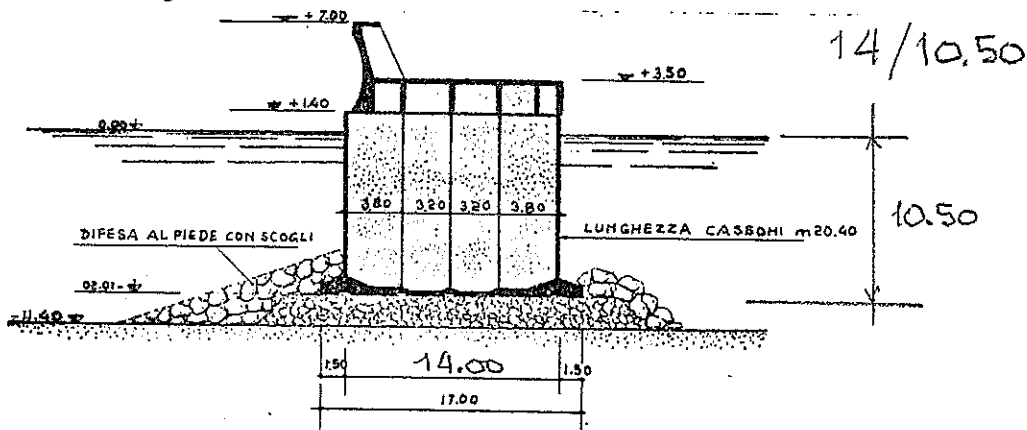
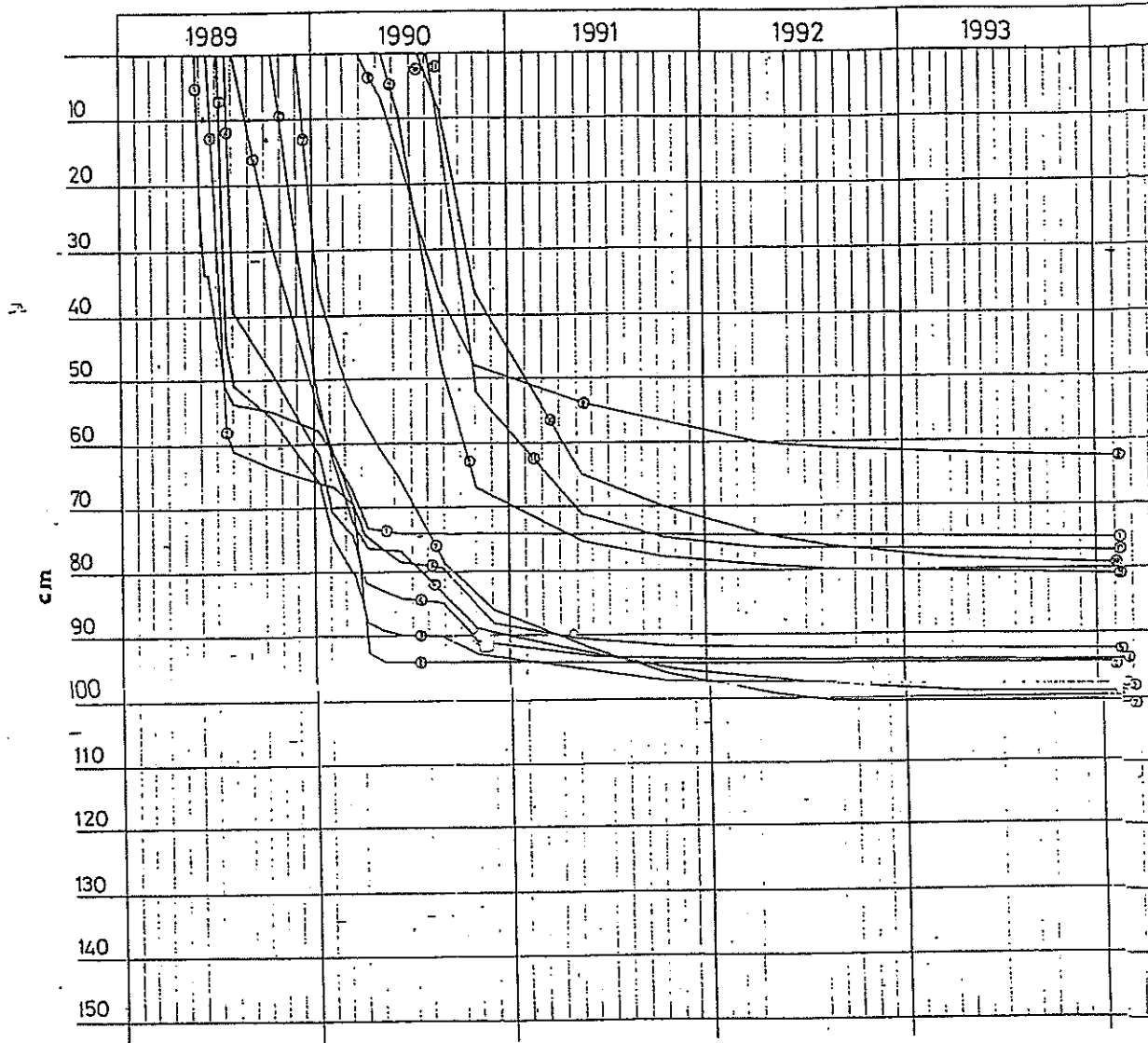


FIG. 41 - Sezione trasversale della diga del porto-isola di Gela, realizzata con l'impiego di cassoni

fig. 3.1b

DIAGRAMMA DEI CEDIMENTI



DATA LETTURA E Q. ISOMIETRI CASOVVE	1989						1990															
	23-5-89	24-5-89	31-5-89	5-6-89	16-6-89	5-7-89	18-7-89	3-8-89	18-10-89	7-12-89	11-1-90	6-2-90	15-3-90	30-3-90	7-5-90	14-5-90	11-6-90	15-7-90	3-8-90	30-8-90	5-11-90	
CASOVVE N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11											
23-5-89	1,002																					
24-5-89	1,594																					
31-5-89	1,47																					
5-6-89	1,35																					
16-6-89	1,34	1,525																				
5-7-89	1,24	1,167	1,97																			
18-7-89	1,17	1,255	1,275	1,95																		
3-8-89	1,15	1,205	1,41	1,525	1,615																	
18-10-89	1,135	1,429	1,26	1,431	1,59	2,36																
7-12-89							1,85															
11-1-90	1,102	1,285	1,26	1,30	1,34	1,75	1,65															
6-2-90	1,028	1,26	1,17	1,21	1,28	1,65	1,55															
15-3-90	1,00	1,43	1,12	1,17	1,19	1,55	1,61															
30-3-90	0,952	1,060	1,04	1,10	1,14	1,55	1,48	1,71														
7-5-90	0,95	1,055	1,03	1,12	1,14	1,53	1,39	1,63														
14-5-90									1,73													
11-6-90	0,93	1,058	1,02	1,07	1,08	1,50	1,34	1,55	1,66													
15-7-90										1,70												
3-8-90											1,73											
30-8-90	0,96	1,058	1,04	1,06	1,08	1,45	1,45	1,65	1,55	1,53	1,61	1,61										
5-11-90	0,94	1,055	1,05	1,05	1,05	1,37	1,32	1,55	1,06	1,25	1,21											

DATA LETTURA E Q. ISOMIETRI CASOVVE	CASOVVE N°	1	2	3	4	5	6
	13-5-91	0,94	1,052	1,05	1,05	1,05	1,3-1,1
	11-10-91			1,05	1,05	1,05	1,3-1,1
	7-4-92	0,93	1,05	1,05	1,05	1,05	1,3-1,1
	7-8-92						1,3-1,1
	15-3-93	0,935	1,05	1,05	1,05	1,05	1,3-1,1
	23-8-93						1,3-1,1
	21-1-94	0,915	1,05	1,05	1,05	1,05	1,3-1,1

fig. 3.2 Diga del Porto di Vol

Si può notare come la diga foranea del Porto di Genova (cfr. R. Tosti, *Considerazioni sulla stabilità delle opere portuali di difesa del tipo a parametro verticale* - Giornale Genio Civile, Roma, 1965) nella zona della maggiore breccia aperta dalla tempesta nel febbraio 1955 (quando aveva la sezione riprodotta in similitudine nei modelli) approssimativamente avanti ai Ponti Libia e Canepa, presentava al piede una berma, che, per accumulo di materiale di demolizione ed altro, in un tratto centrale si estendeva sino a 25/30 metri con fondale pressocchè costante ridotto a 10 metri circa.

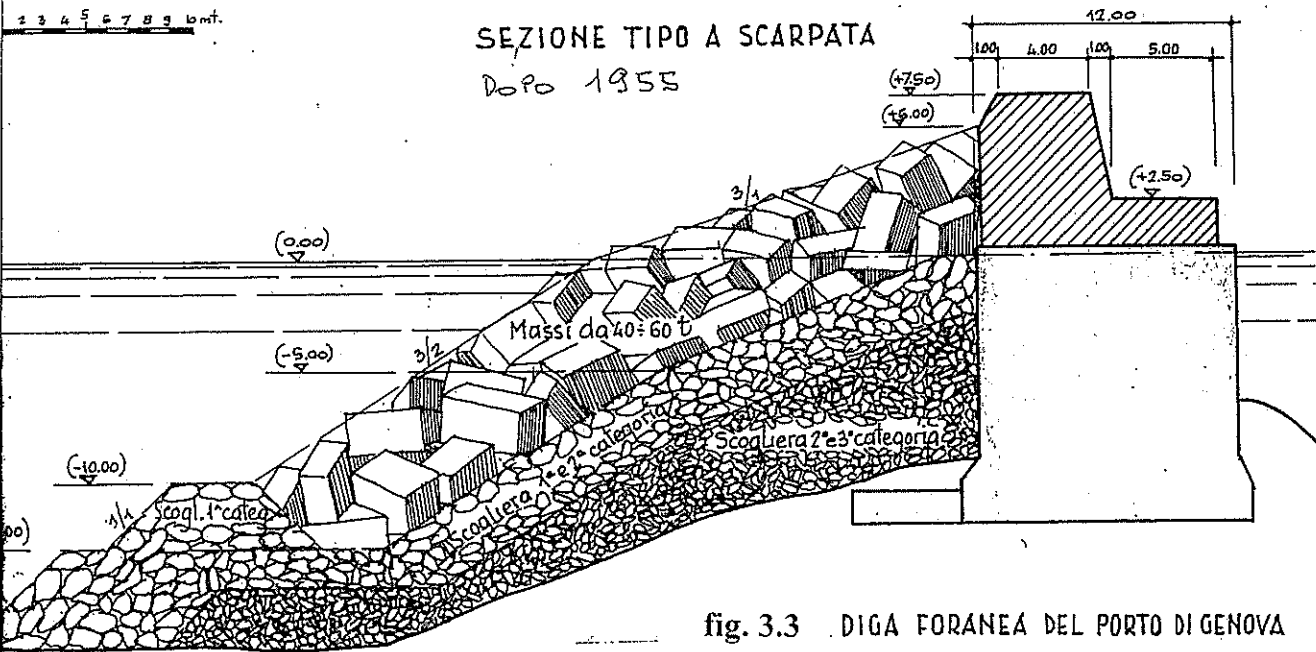
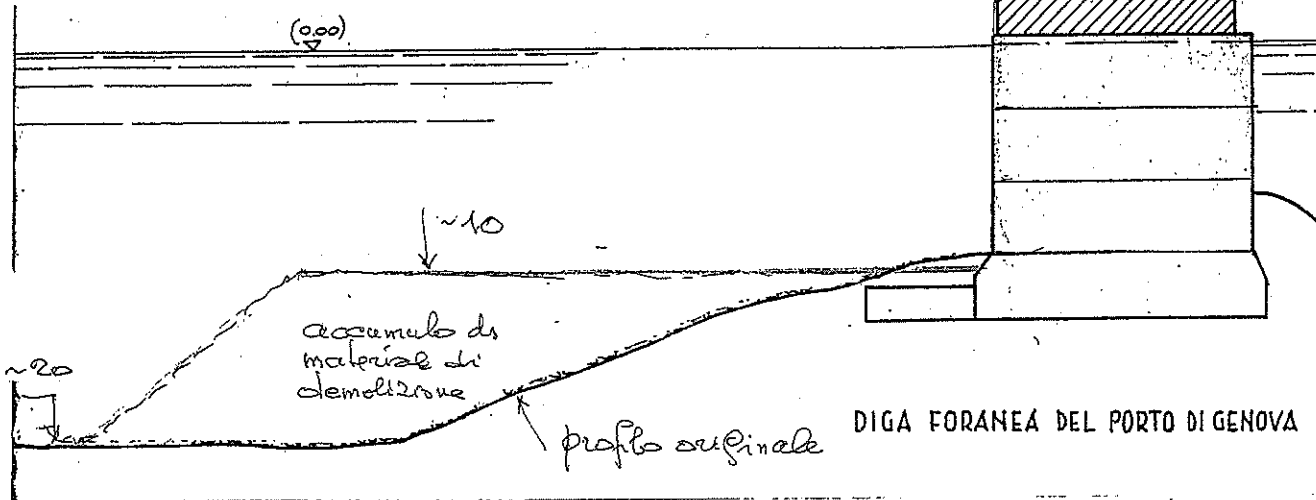


fig. 3.3 DIGA FORANEA DEL PORTO DI GENOVA (segue)

1955

IL SECOLO XIX

La Francia comincia a sganciarsi dal Vietnam del Sud, dove — a sostegno dell'esercito di Saigon — subentrano i «consiglieri» americani. E' in ascesa la mella di Diem, che in ottobre destituirà l'imperatore Bao Dai e si proclamerà presidente. A Parigi, caduto il governo di Mendès-France, si forma un ministero di centro destra, presieduto da Faure. La situazione nell'Africa settentrionale è tensissima: la Tunisia si avvia a divenire autonoma mentre l'opposizione interna giudica insufficienti le concessioni strapuntate alla Francia. L'Algeria è dilaniata da guerra e guerriglia, ma il nuovo

governatore Soustelle dichiara che i francesi considerano il territorio algerino parte integrante della loro patria. Esplose anche la Tunisia, dove l'insurrezione popolare costringe il sultano Ben Arafa, sostenuto dai francesi, ad abdicare in favore di Maometto V, mandato in esilio. Parigi non può far altro che liberare il nuovo sultano. E' sempre in stato di tensione la zona tra Egitto e Israele. Nasser che è subentrato a Neguib, stringe ancor più il boicottaggio alla navigazione verso Israele stabilendo limitazioni anche nello stretto di Tiran che dà accesso al golfo di Aqaba. Si concretizza la risposta dei paesi dell'Est alla nascita dell'UEO: nasce il «Patto di Varsavia», la cui durata viene stabilita in vent'anni. In Ungheria il partito comunista attacca ed espelle Imre Nagy. Anche in Gran Bretagna si conclude un'epoca storica: Churchill cede a Eden la carica di primo ministro. Per gli inglesi diventa incandescente l'area di Cipro, dilaniata dai contrasti tra greci e turchi. L'Inghilterra e l'Egitto lasciano il Sudan, dove è previsto un plebiscito per l'indipendenza, poi anticipato dalla proclamazione diretta dell'autonomia fatta

dal primo ministro El-Azhari con l'appoggio unanime del Parlamento.

Entrano in crisi i rapporti tra Stati Uniti e Giappone. Tokio resiste alle mire di Foster Dulles, che vuole la disponibilità dell'esercito nipponico per eventuali impieghi oltremare.

In Italia si registrano notevoli oscillazioni dell'asse politico, alla Fiat la Cgil perde la maggioranza assoluta nelle elezioni per la commissione interna. Giovanni Gronchi viene eletto presidente della Repubblica con i voti determinanti del PCI e del PSI. A capo del governo Segni succede a Scelba. La sinistra del PLI esce dal partito in seguito al successo della corrente di Malagodi. L'Italia viene ammessa alle Nazioni Unite.

E' un anno di libri importanti, in Italia e all'estero: il «best seller» è «Lolita» di Nabokov. In Italia escono «Metello» di Pratolini, «Ragazzi di vita» di Pasolini «Paolo il caldo», opera postuma di Vitaliano Brancati.

Esplode il fenomeno della televisione con «Lascia o raddoppia?». Muoiono Utrillo e Yves Tanguy. Il vaccino antipolio di Salk immunizza milioni di bambini.

Spinto dal vento il mare travolge la diga foranea ed entra nel porto facendo strage di moli e di navi

La furia dai marosi la diga foranea del porto di Genova investito dal mare — Fin dalle prime ore di mattina il maltempo si è scatenato su Genova e le due riviere con violenza inaudita. Tra salve di tuoni, la grandine si è abbattuta per un'ora sulla città. Il vento di sud-ovest, sollevandosi con furia eccezionale, ha alzato onde paurose. Il culmine della tempesta si è avuto tra le 15 e le 18. Dalla circonvallazione a mare si è assistito allo spettacolo impressionante offerto dai colpi di mare, che si accanivano lungo il molo, rovesciandosi sulle rocce della strada di levante e sollevando altissime colonne d'acqua polverizzata, portata dal vento alcune decine di metri verso l'interno. I danni più gravi sono stati registrati in porto, dove le raffiche di vento sono andate via via aumentando sino a raggiungere vere e proprie dieci del mattino i cento chilometri orari. Onde di trenta, quaranta metri, hanno flagellato l'intera diga foranea posta a protezione del porto; alle 15, non restando a quell'incessante e terribile martellare, essa è crollata sotto i colpi di un maglio. Lo squarcio di circa duecento metri si è aperto nella parte di ponente e le onde, trovando via via sbocchi, hanno cominciato a spazzare il porto. Si sono iniziate le ore terribili che hanno tenuto impegnati centinaia di uomini, le forze di polizia, i vigili del fuoco, i piloti, i rimorchiatori e gli ormeggiatori. Nessuno ricordava un disastro simile. Tutto è avvenuto sotto un cielo limpidissimo, pulito dal vento che soffiava rabbioso. Quando la diga è crollata, tonnellate di pietra si sono rovesciate nello specchio d'acqua compreso tra il ponte Canepa e Molo Nino Rocco e le onde hanno raggiunto



Genova 19 febbraio 1955. Le onde assalgono la diga foranea. Superano del doppio il fanale del molo duca di Galliera, alto 22 metri

calata Derna, distruggendo in un attimo circa duecento imbarcazioni dei pescatori di Sampierdarena. La Darsena petroli è stata quasi completamente distrutta. L'onda che si è abbattuta sul molo Nino Rocco ha infatti portato via di colpo parte dei due moli tra i quali le petroliere andavano ad attraccare per effettuare le operazioni di scarico della nafta. Il molo ha ceduto dinanzi a ponte Canepa e le onde sono andate ad infrangersi sul piano di calata.

La pirocisterna «Camas Meadows», rotti gli ormeggi e allentatisi i cavi delle ancore, è stata buttata dal mare contro la radice di ponte Canepa. E' stato uno spettacolo impressionante. I colpi sordi dello scafo contro la banchina hanno allarmato notevolmente tutti gli abitanti della zona, che si sono riversati sul lungomare Canepa. La nave ha continuato sem-

pre più ad inclinarsi e alle 18,42 si è capovolta completamente, la chiglia in aria e il fumaio in acqua. Lo scafo, in queste condizioni, ha continuato a sbattere contro la banchina. Operai e guardiani, che si trovavano a bordo, hanno potuto con grandi difficoltà scendere a terra, al primo annuncio della tempesta.

Mentre la «Camas» andava contro la banchina, la petroliera «Atlantic Lord» è stata spinta con la poppa in un primo tempo contro la calata, in seguito è finita contro la prora della nave precedente. La «Atlantic Lord» ha avuto una falla a poppa e il carburante nelle tanks ha cominciato a defluire in mare.

La pirocisterna «Giovi», di 5.177 tonnellate, in disarmo, ormeggiata a fianco della «Camas Meadows», ha rotto i cavi d'ormeggio, ma è riuscita a sostituirli.

Il guardiano è rimasto prigioniero a bordo della nave.

L'acqua, con inaudita violenza, ha invaso per un'altezza di circa ottanta centimetri le abitazioni di Ponte Chiappa. Parecchie famiglie hanno dovuto trasferirsi dal piano terreno a quelli superiori.

Ore drammatiche hanno vissuto gli uomini dei rimorchiatori «Norvegia» e «Genova» che si sono trovati chiusi nello specchio d'acqua compreso tra ponte Canepa ed il molo Nino Rocco. I due rimorchiatori comandati rispettivamente dai capitani Albino Fagiolo e Giuseppe Filippini erano accorsi a prestare aiuto all'«Atlantic Lord». Quando la diga è crollata la nave è rimasta senza controllo ed è stata presa a rimorchio dai due rimorchiatori che hanno tentato di mantenerla al centro dello specchio d'acqua. Ma i cavi si sono spezzati e la petroliera è finita contro ponte Canepa.

La furia del mare ha investito tutta la parte di ponente del porto: l'«Antonio Zotti», spezzati gli ormeggi, è stato riassicurato al molo dopo ore di infruttuosi tentativi; il «President Mac Kinley», per i ripetuti urti contro la banchina, ha riportato due falle nello scafo ed ha cominciato ad imbarcare acqua: è stata poi presa a traino da ben sette rimorchiatori che l'hanno mantenuta scostata da ponte Etiofia. Il piroscafo svedese «Nordland» di 4.147 tonnellate ha riportato due falle sulla fiancata sinistra ed ha imbarcato una notevole quantità d'acqua cominciando ad inclinarsi su un fianco. Alle 17,30, il comandante Johns Winquist ha dato l'ordine di abbandono della nave anche in considerazione del fatto che la «Nordland» aveva a bordo una notevole quantità di carburante, con pericolo di scoppio. (20 febbraio)

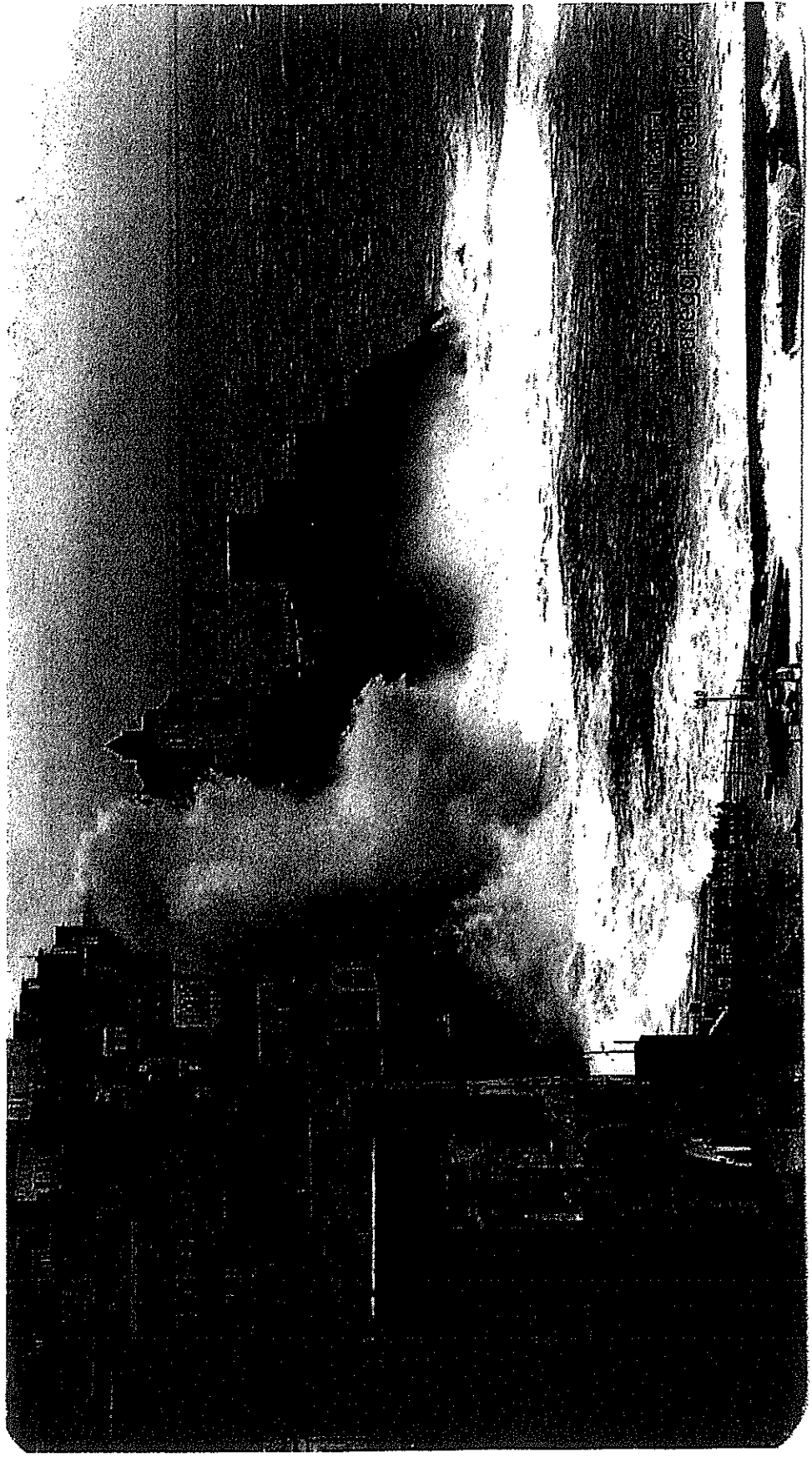


fig. 3.4 Onde frangenti contro un muro

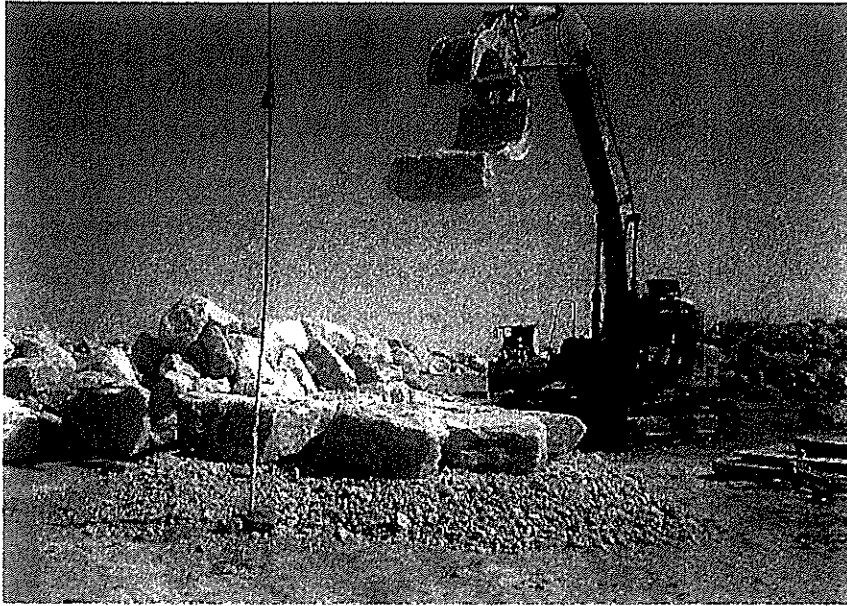
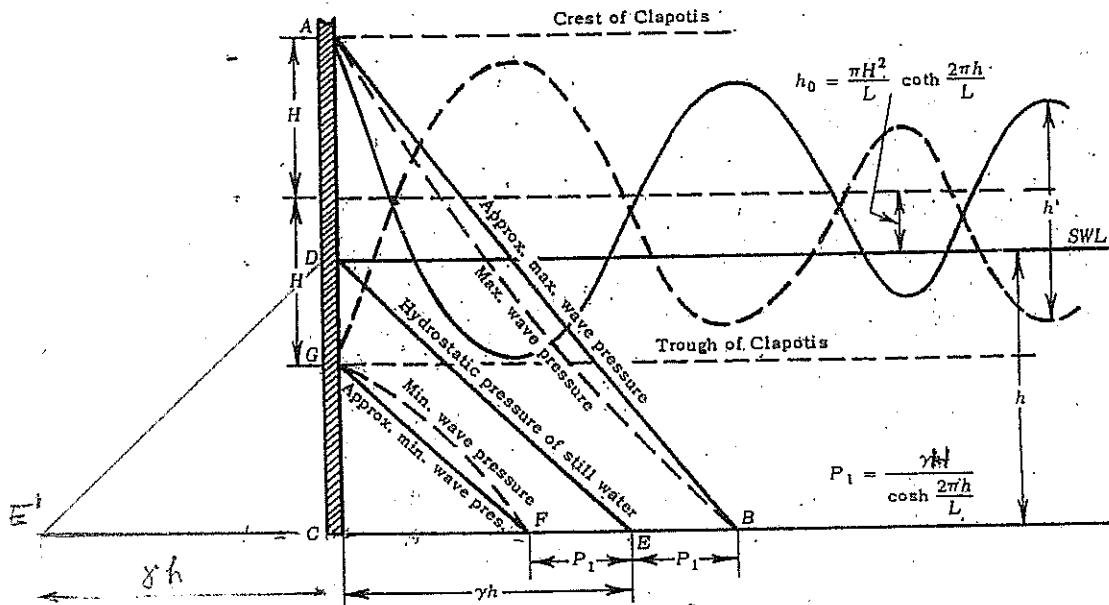


Figure 11. The availability of rock armour of sufficient quality and quantity was a main concern of the Client. Shown here, a rock drop test on large armourstone at the quarry at Nuariyah.

fig. 5.1

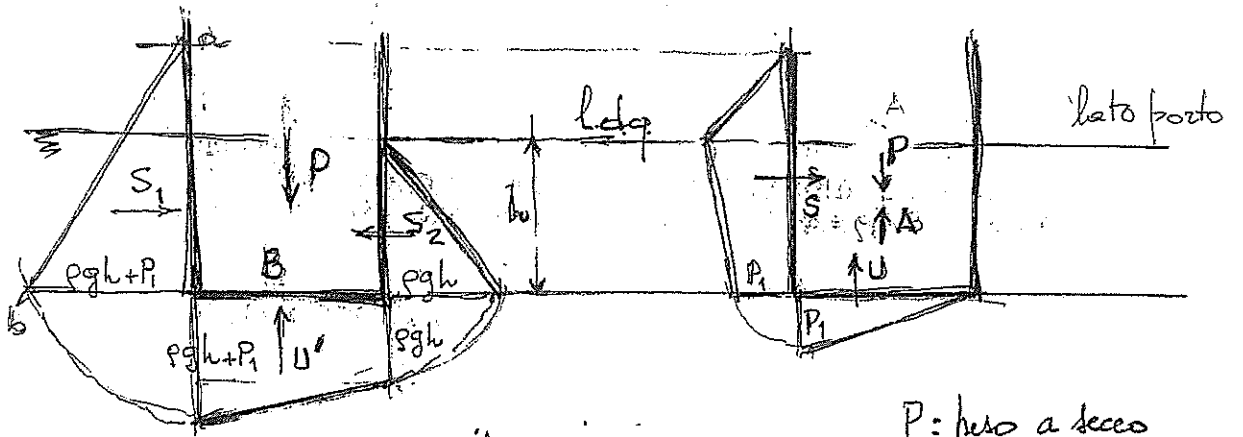
Schema di Sainflou (1928)



ONDA STAZIONARIA AL SECONDO ORDINE
 2^a APPROSSIMAZIONE

H altezza dell'onda incidente progressiva
 h0 sovraccelevazione

- ABC diagramma pressioni in condit. di cresta
- GFC diagramma pressioni in condit. di cavo
- DCE' diagramma pressioni idrostatiche lato fofo



alzo da Scaiflor

P: peso a secco

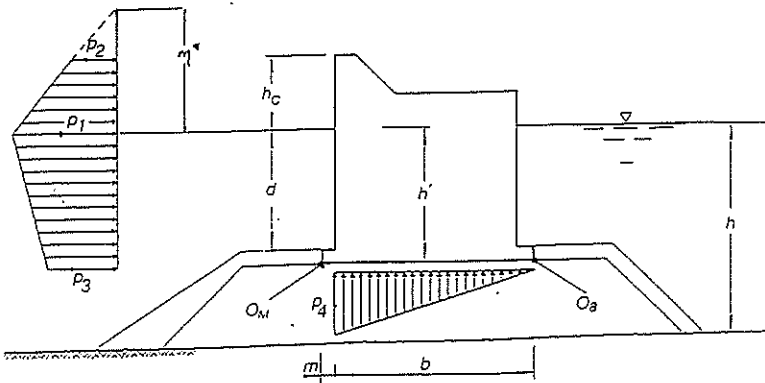
A: Spinta Arch. (pgh'B) al l. di q.

S: Spinta idrostatica

U = U' - A = "Saltorp."

Diagr Scaiflor "adattato" a diga composita

ISTRUZIONI TECNICHE (1996) CSLP



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

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

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

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

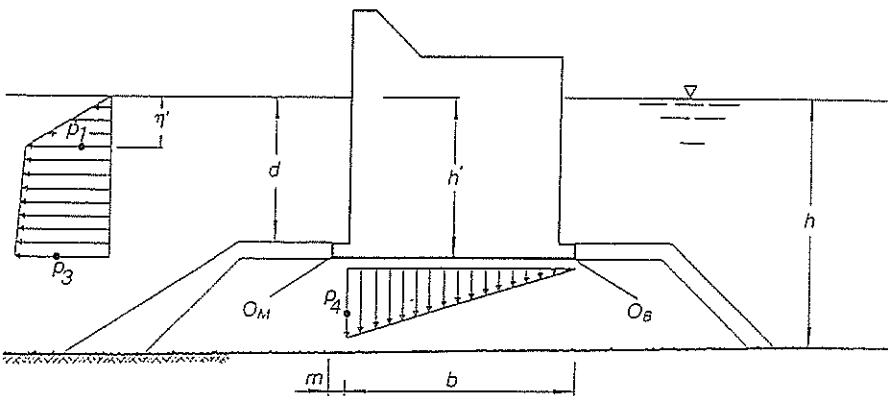
$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L \tan hkd}$$

$$p_1 = \gamma \eta'$$

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

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

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



cavo H = H/100

Modello di
Gosta (cresta)
1974

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

$$p_1 = \alpha_1 \rho g H + \alpha_2 \rho g H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_3 = \alpha_3 (\alpha_1 \rho g H + \alpha_2 \rho g H)$$

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

$$p^* = \text{iel}$$

$$p_{3w} = 0.5(1 + \cos\beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H$$

$$p_u = \alpha_3 (\alpha_1 \rho g H)$$

$$\text{se } \alpha_2 = 0 \text{ } p_u = p_3$$

where:

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

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

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

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

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

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

procedimento semplificato
a favore della sicurezza

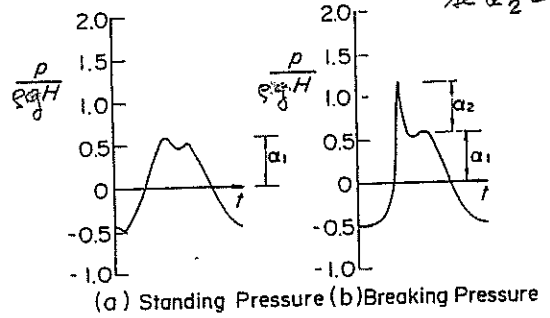


Fig. 4.22 Transition of wave pressure

$$T = T_{max} = T_{1/3} (\approx 0.9 T_p)$$

$$K = 2\pi / L$$

$$L_1 = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}$$

and min (.) indicates the lowest value, h_b is the seabed depth at a distance of $5H_{1/3}$ from the wall, β is the angle of incidence of the wave front with respect to the wall, reduced by a "safety angle" of 15° , ϑ the angle formed by the bed plane with the horizontal.

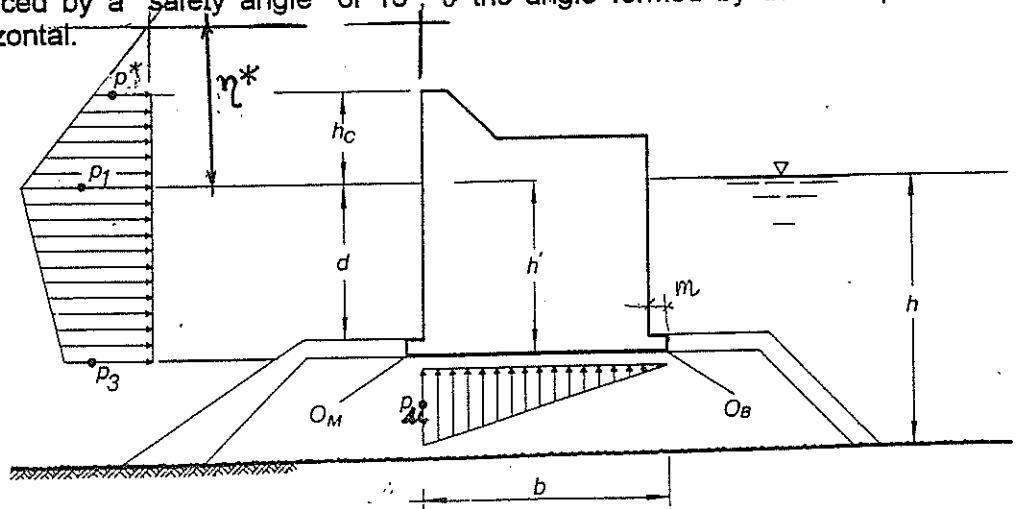


Fig. 10

funzione della prof. relativa $h/L \rightarrow \alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{2Kh}{\text{senh } 2Kh} \right)^2$

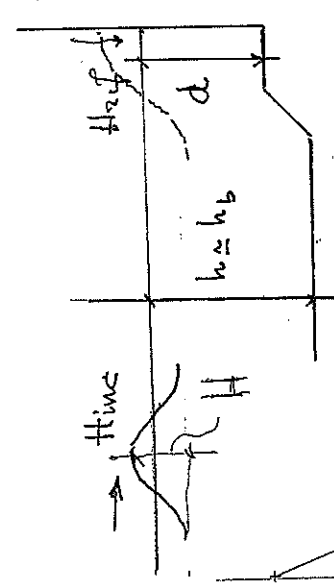
alle prof: $\frac{2KL}{\text{senh } 2Kh} \approx 0, \alpha_1 \approx 0.6$

come prof: $\frac{2Kh}{\text{senh } 2Kh} \approx 0.9, \alpha_1 \approx 1$
(per una diga a parete)

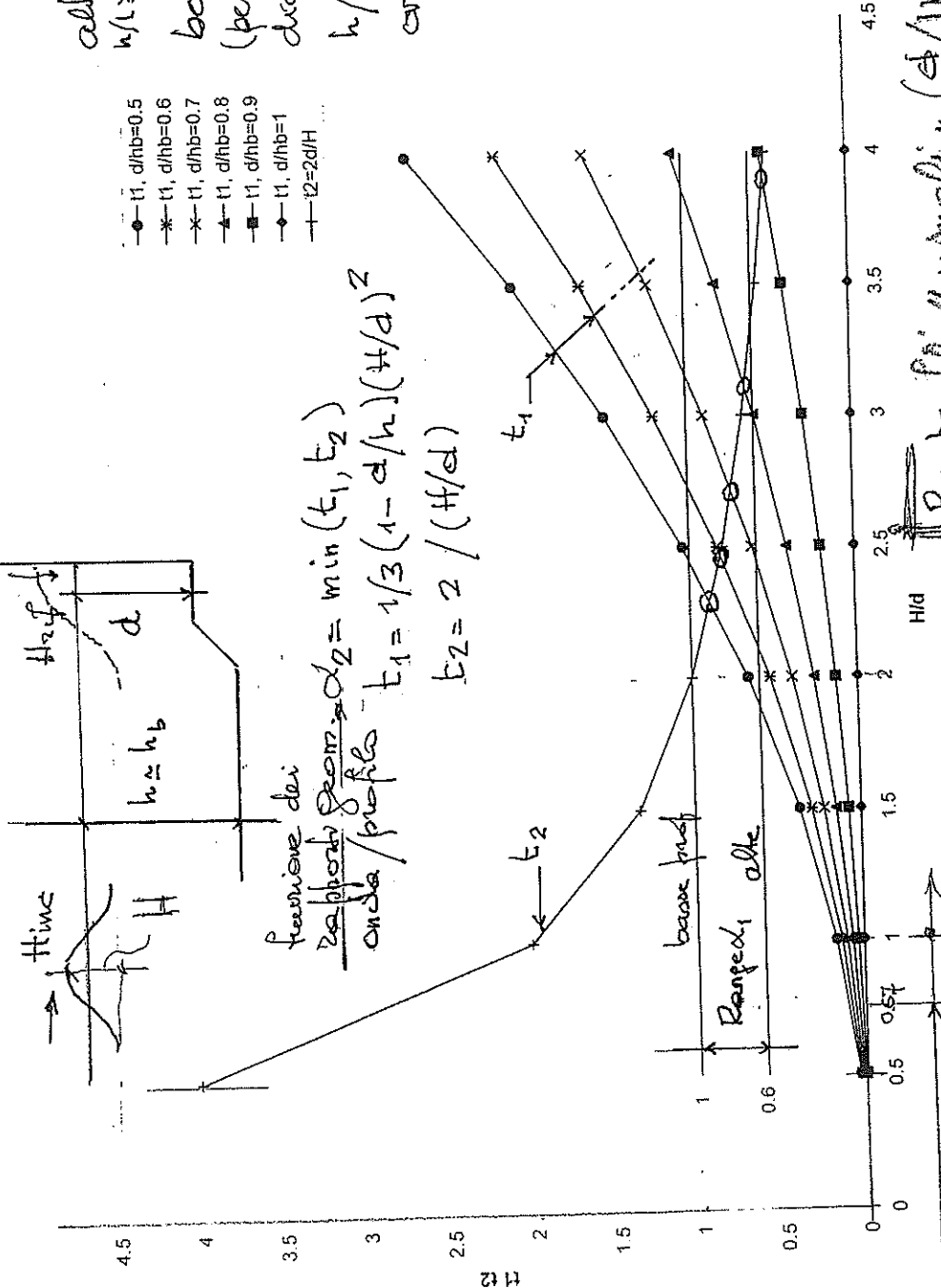
$h/L \approx 0.065$
cavità onde lunghe

Range di α_1

- t1, d/hb=0.5
- *-* t1, d/hb=0.6
- x-x t1, d/hb=0.7
- ▲-▲ t1, d/hb=0.8
- t1, d/hb=0.9
- t1, d/hb=1
- +--+ t2=2d/H



funzione dei rapporti geom. $\alpha_2 = \min(t_1, t_2)$
onda/profilo $t_1 = 1/3(1-d/h)(H/d)^2$
 $t_2 = 2/(H/d)$



Per profili "usuali" ($d/H \geq 1.5$) $\alpha_2 \approx 0.2$
Per profili "inusuali" ($d/H < 0.5$) $\alpha_2 \rightarrow 1$

profili inusuali

$d/H = 1.5$
PIANC 1935

(CAND)

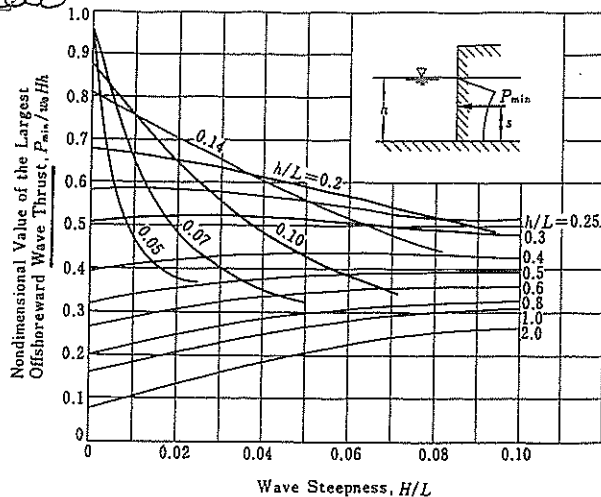


Fig. 4.9. Calculation diagram for the total pressure of standing waves under a wave trough.¹³

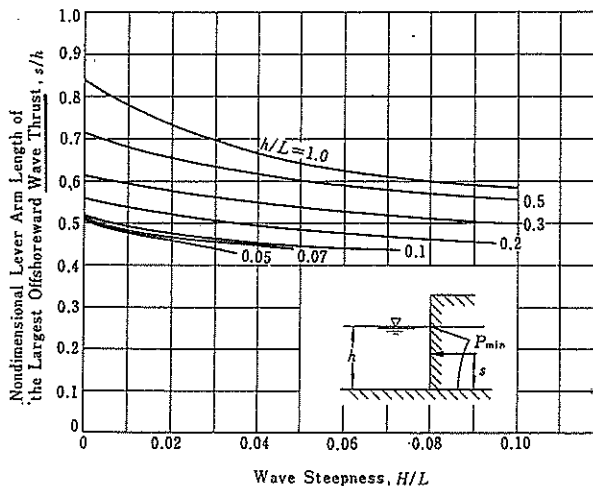
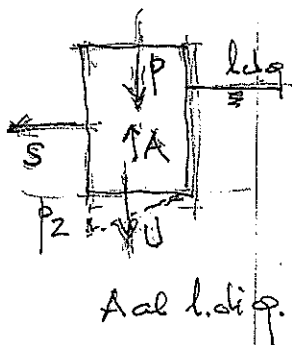


Fig. 4.10. Calculation diagram for the lever arm length of the total standing wave pressure under a wave trough.¹³

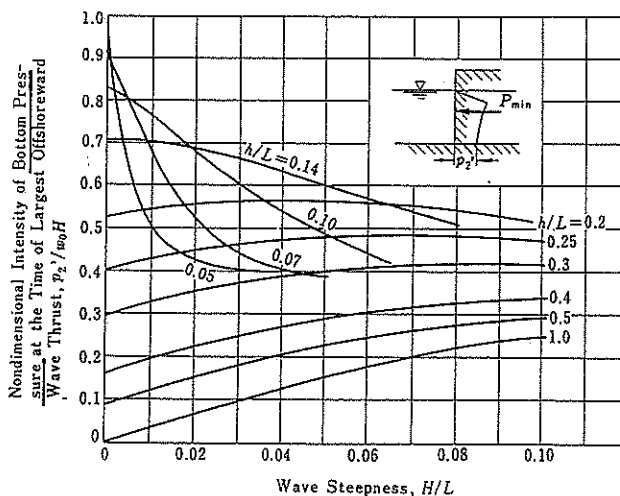


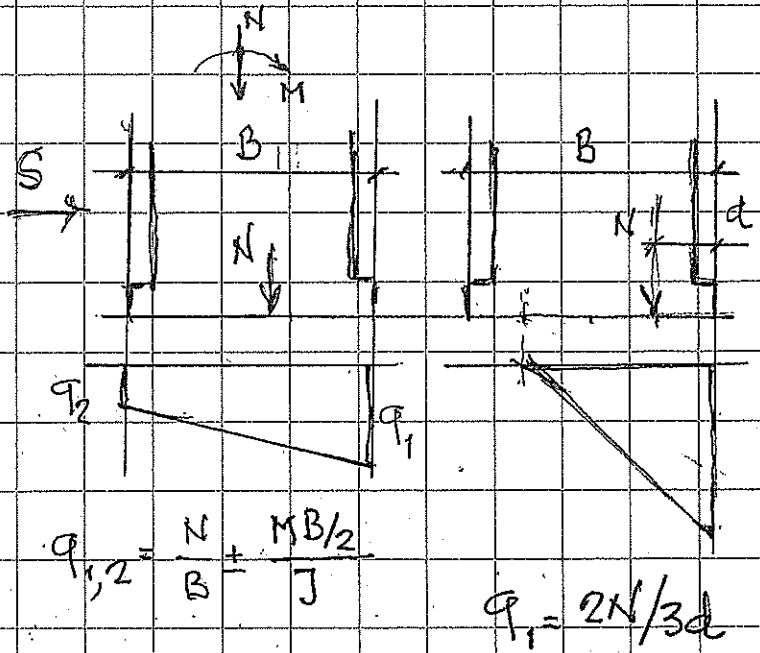
Fig. 4.11. Calculation diagram for the bottom pressure at the time of the largest offshoreward wave thrust during wave trough.¹³

total pressure = wave thrust = spinta

IMBASAMENTO
(ELASTICO)

N (KN/m)

$J = \frac{1}{12} B^3$ (m⁴/m)



TERRENO

Hansen - Vesic

per $c=0$; $q_0=0$

Capacità portante:

$q_{ult} = 0.5 \gamma B N_q i_r$

$\gamma = \gamma'$ (terreno immenso)

$N_q = 2(N_q + 1) \tan \phi$

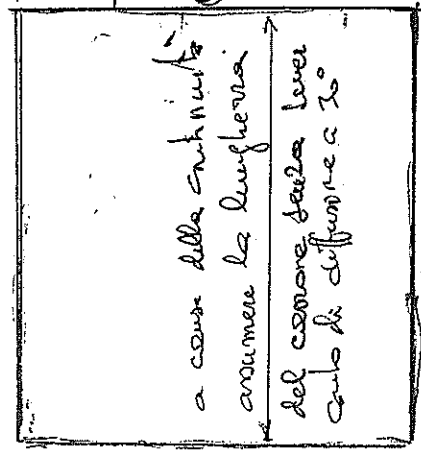
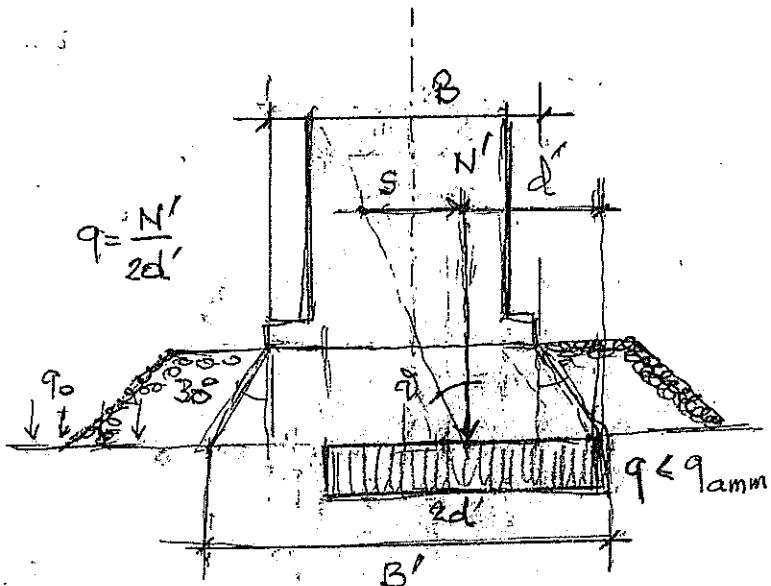
$N_q = \exp(\pi \tan \phi) K_p$

$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

$i_r = (1 - \tan \phi)^{m+1}$

$q_{amm} = q_{ult} / 1.5$

$m = \frac{2 + B'/L}{1 + B'/L}$



Fondati continua $m=2$

$i_r = (1 - \tan \phi)^3$, calcolo

prudenziale in quanto la
crista dell'ansa eccentrica
è poco più lunga del coronamento,
solitamente =

allacci normale $\beta = 0^\circ$

$$p_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) \rho g H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_2^* = p_1 \cdot [(\eta^* - h_2) / \eta^*]$$

$$p_w = \alpha_1 \alpha_3 \rho g H$$

$$\eta^* = 1.5 H$$

$$h_6 = h + 5 H_s \cdot 1$$

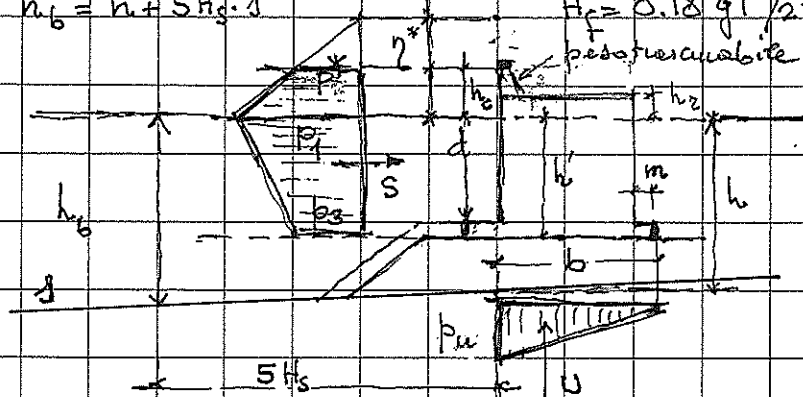
$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 (2kh / Sh + 2kh)^2$$

$$\alpha_2 = (h_6 - d) / 3 h_6 \cdot (h/d)^2 (\leq 2d/H)$$

$$\alpha_3 = 1 - h'/h_i (1 - 1/Chkh)$$

$$H = 1.8 H_s (\leq H_f)$$

$$H_f = 0.18 g T^2 / 2\pi \cdot \{1 - \exp[-\frac{3\pi^2 h_b}{g T^2} (1 + 15.1^{4/3})]\}$$



ESEMPIO

$$\rho_{canna} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{acqua} = 1030 \text{ "}$$

$$h_c = 5 \text{ m} \quad d = 12 \text{ m} \quad h' = 13 \text{ m}$$

$$h_2 = 2 \text{ m} \quad \delta = 0.02$$

$$r = 16 \text{ m} \quad h_b = 16.40 \text{ m}$$

$$H_s = 4 \text{ m} \quad H = 7.2 \text{ m} (\leq H_f = 11.0 \text{ m})$$

$$T = 9 \text{ m} \quad \eta^* = 10.8 \text{ m}$$

$$Lh = 97.8 \text{ m}$$

$$Ch = 1.028$$

$$Ch(\cdot) = 1.577$$

$$2kh = 2.086$$

$$Sh(\cdot) = 3.843$$

$$\alpha_1 = 0.743$$

$$\alpha_2 = 0.032 \ll \alpha_1$$

$$\alpha_3 = 0.103$$

$$p_1 = 56382 \text{ N/m}^2$$

$$p_3 = 39637 \text{ "}$$

$$p_2^* = 30279 \text{ "}$$

$$S = 803346 \text{ N/m}$$

$$p_w = 38000 \text{ " } \left. \right\} U = 38000 \cdot b/2 \text{ N/m}$$

Determinare b con riferimento all'equil. scorrimento

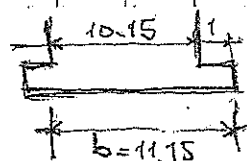
$$Peso = 15(b-m) \cdot 2200 \cdot 9.81 = 323720(b-m) \text{ N/m}$$

$$SAECH = 13(b-m) \cdot 1030 \cdot 9.81 = 131356(b-m) \text{ N/m}$$

poniamo $m = 1 \text{ m}$

$$Eq. \text{ scorr. } SF_{sl} = \frac{U}{S} = \frac{0.4 [323720(b-1) - 131356(b-1) - 38000 \cdot b/2]}{803346} = \frac{104018b - 315}{803346}$$

$$Se \text{ poniamo } SF_{sl} = 1.3 \rightarrow b = 11.15 \text{ m}$$



Verifica al ribaltamento della trave sovrastante

per l'equilibrio allo scivimento

SCHEMA CONVENZIONALE
di doppio significato fisico

$$M_{rib} = (p_1 - p^*)/2 \times h_c \times (h_c/3 + h')$$

(957'110)

$$+ p^* \times h_c \times (h_c/2 + h')$$

(2'346'622)

$$+ (p_1 - p_3)/2 \times h' \times 2/3 h'$$

(943'301)

$$+ p_3 \times h' \times h'/2$$

(3'349'326)

$$+ p_u/2 \times b \times 2/3 b$$

(1'574'352)

$$M_R = 9'171'112 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{m}$$

$$M_{stab} = p_c g (b-m) (h' + h_c) \left(\frac{b-m}{2} + m \right)$$

(19'961'596)

$$- p_a g (b-m) h' \left(\frac{b-m}{2} + m \right)$$

(- 8'099'569)

$$M_S = 11'862'027 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{m}$$

$$SF_{ov} = M_S / M_R = 1,29 \text{ (va bene)}$$

Verifica previene su ribaltamento

$$P = p_c g (h' + h_c) (b-m) = 3'285'859 \text{ N}/\text{m}$$

$$A = p_a g h' (b-m) = 1'333'263 \text{ "}$$

$$U = p_u \cdot b/2 = 211'850 \text{ "}$$

$$N = P - A - U = 1'740'746 \text{ "}$$

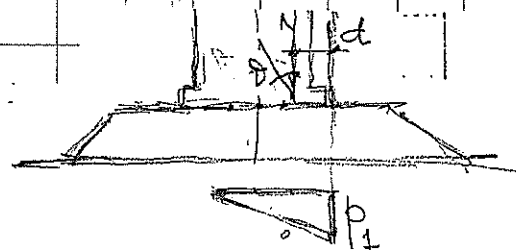
$$M_S - M_R = 2'690'915 \text{ N} \cdot \text{m}/\text{m}$$

$$d = (M_S - M_R) / N = 1,55 \text{ m (fuori dal nocciolo)}$$

$$p_f = 2N / 3d = 749'000 \text{ N}/\text{m}^2 \text{ (750 kN}/\text{m}^2)$$

valore in generale eccessivo per nuclei imbarramenti.

Nel caso in esame è necessario aumentare la base (o la profondità della diga) e verificare con le verifiche. Si tenga comunque in conto: descrivere le "severità" dell'uso di profilo assunto anche per le verifiche post.
 L qui



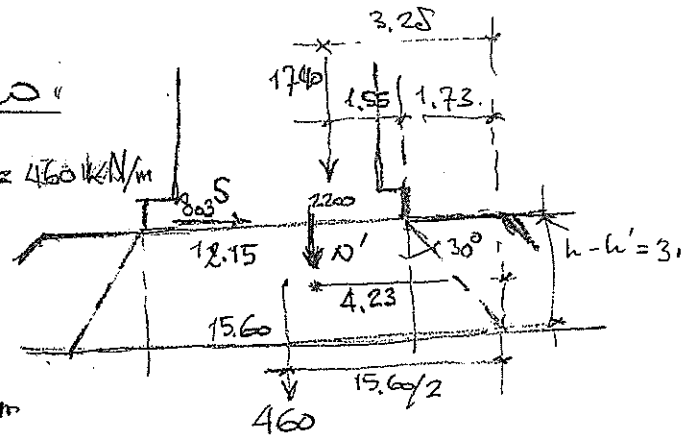
Verifica premiosa sul terreno

Pero imbarcameto $\frac{12.15 + 15.60}{2} \times 3 \times 11 = 4740 \text{ kN/m}$

$N' = 1740 + 460 = 2200 \text{ kN/m}$

$d' = \frac{(4740 \times 3.28 + 460 \times 7.80)}{2200} = 4.23 \text{ m}$

$q = \frac{2200}{2 \times 4.23} = 260 \text{ kN/m}^2$



$q_{ult} = 0.5 \times \gamma \times B \times N_q + i \times q$

$\gamma = 11 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$; $B \approx L$; $S = 803 \text{ kN/m}$; $\tan \delta = \frac{803}{2200} = 0.37$

$K_p = \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) = 3$

$m = \frac{3}{2} = 1.5$

$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) K_p = 18.40$

$m+1 = 2.5$

$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi = 22.40$

$i = (1 - \tan \delta)^{m+1} = 0.32$

$q_{ult} = 0.5 \times 11 \times 15.60 \times 18.40 + 22.40 \times 0.32 = 615 \text{ kN/m}^2$

$q_{amm} = q_{ult} / 1.5 = 410 \text{ kN/m}^2 > q (= 260 \text{ kN/m}^2)$

assumendo $m = 2$ $i = (1 - \tan \delta)^3 = 0.25$

$q_{ult} = 480 \text{ kN/m}^2$

$q_{amm} = 320 \text{ kN/m}^2$ ancora $> 260 \text{ kN/m}^2$

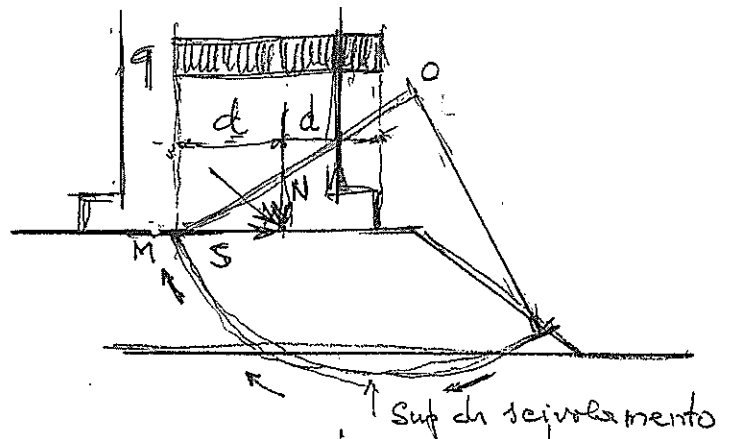
capacità portante

STABILITA' GLOBALE

norme giapponesi

$$q = N/2cb \quad SF = 1.3$$

$C = 20 \text{ kN/m}^2$ $\phi = 35^\circ$ per gli usuali tubi da ancoraggio
 (TECHNICAL STANDARDS, JAPAN OCDI 1991)



Butcherth 2001

PIANE PTC II
 W.g. 28

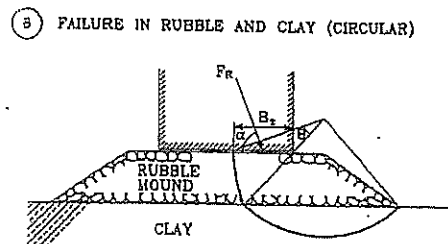
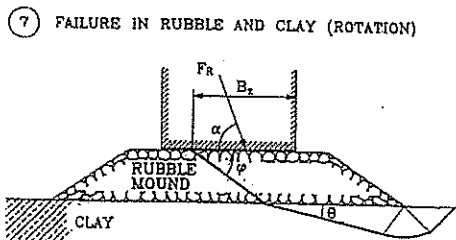
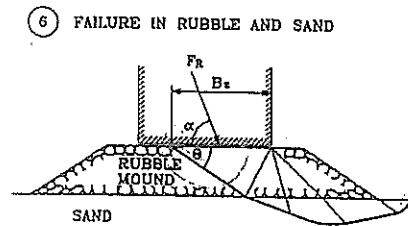
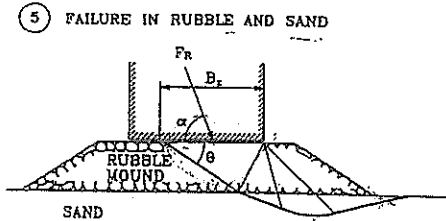
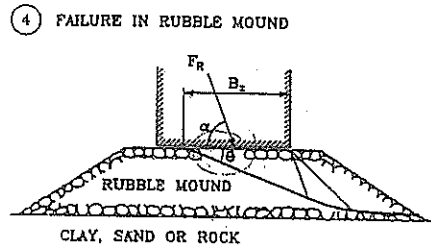
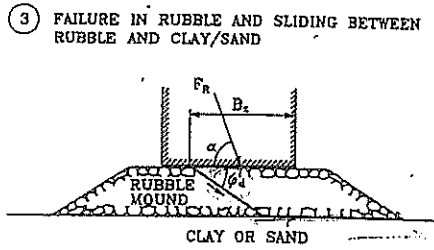
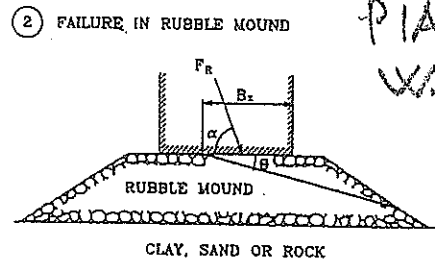
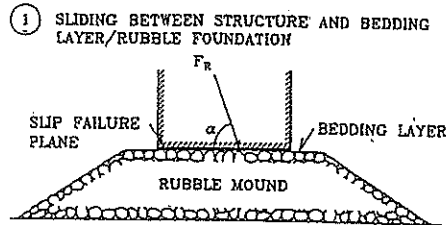


Figure 1. Various kinematically admissible foundation failure modes.

Stable foot protection blocks prevent erosion at the toe of the structure. According to Japanese practise the blocks are rectangular concrete blocks with holes (app. 10% opening ratio) in order to reduce the antistabilizing pressure difference between top and bottom of the blocks. Without holes the stability will be reduced significantly.

Fig. 4.7 shows a typical 25 t block.

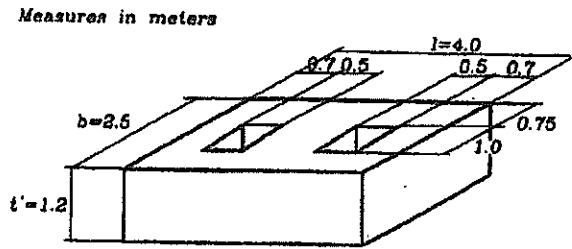


Figure 4.7: Example of Japanese foot protection block.

Fig. 4.8 shows a diagram taken from Takahashi (1996) for the determination of the block thickness t' as functions of wave height H and the ratio of water depths d/h at the berm and in front of the structure, cf. Fig. 4.5.

Stable foot protection blocks do reduce the pressure induced current in the mound, even when there are 10% openings in the blocks. Thus the risk of erosion of a sandy sea bed underneath a thin rubble mound bedding layer is reduced too.

Rubble mound is also used as foot protection.

Any foot protection should be designed such that the block are not impacting the caisson structure.

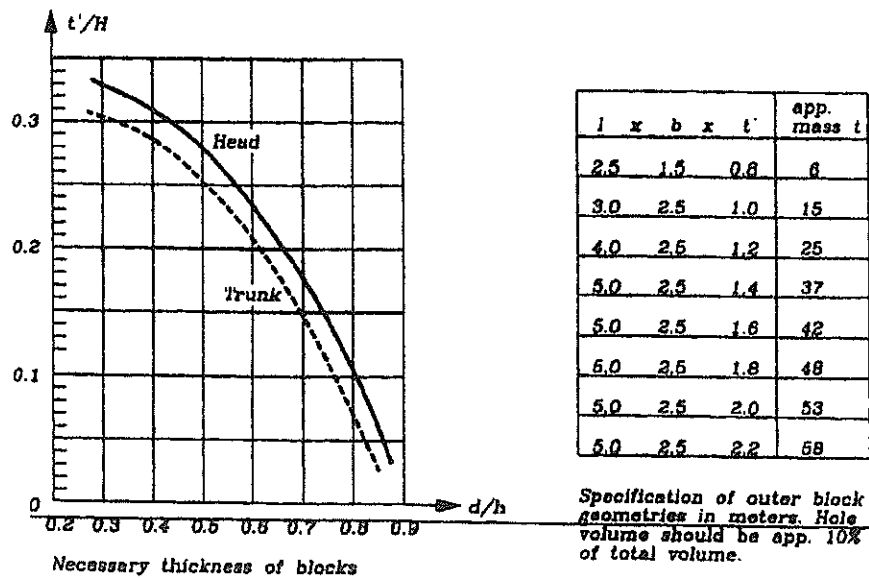


Figure 4.8: Design of foot protection blocks according to Japanese practise.

Model tests with irregular waves indicate that the most unstable location is at the shoulder between the slope and the horizontal section of the berm. Based on model tests in head-on waves the following stability formula for a two layer quarry rock armour along a trunk section is proposed by Madrigal et al. (1995):

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (5.8 \frac{h'}{h} - 0.60) N_o^{0.19} \tag{4.11}$$

where

- H_s significant wave height
- Δ $(\rho_{armour}/\rho_{water}) - 1$, ρ is mass density
- D_{n50} length of cube with the same volume as the median size rock
- h' water depth to caisson bottom, see Fig. 4.5
- h water depth in front of toe, see Fig. 4.5
- N_o damage parameter

$$N_o = \begin{cases} 0.5 & \text{start of damage} \\ 2.0 & \text{admissible damage} \\ 5.0 & \text{unacceptable damage (exposure of filter layer)} \end{cases}$$

$$N_o = \begin{cases} 0.5 & \text{corresponds to 1-3\% of units displaced} \\ 2.0 & \text{corresponds to 5-10\% of units displaced} \\ 5.0 & \text{corresponds to 20-30\% of units displaced} \end{cases}$$

The validity ranges of eq (4.21) are:

$$\begin{aligned} \Delta &= 1.65 \\ 0.5 &< h'/h < 0.8 \\ 7.5 &< N/D_{n50} < 17.5 \\ 0.30 &< B_m/h < 0.55, B_m \text{ is berm width.} \end{aligned}$$

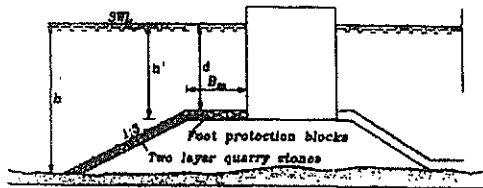


Figure 4.5: Definition sketch

The uncertainty of eq (4.11) is illustrated in Fig. 4.6.

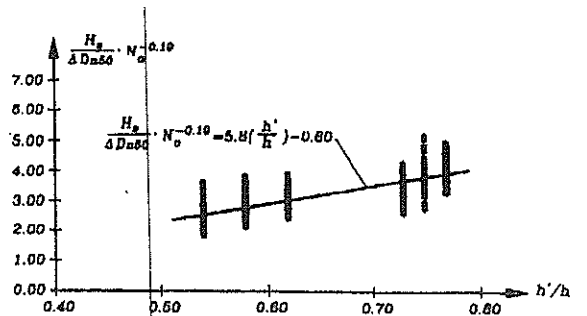


Figure 4.6: Scatter of the test results relative to eq (4.11).

Goda W.S. 2000

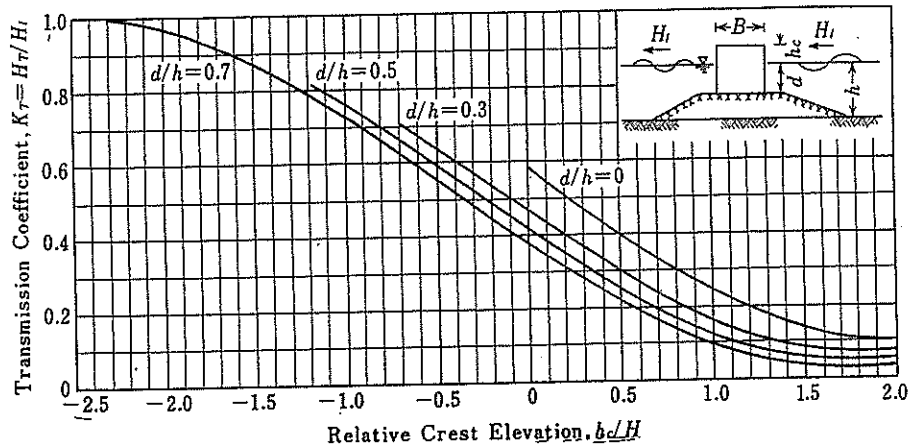


Fig. 3.48. Wave transmission coefficient for a vertical breakwater.⁴⁸

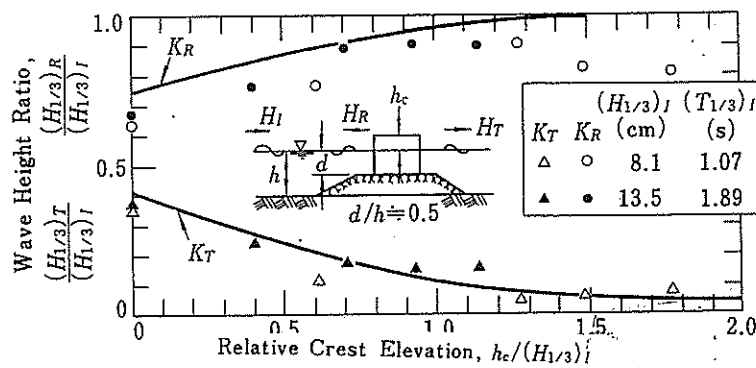


Fig. 3.49. Example from irregular wave tests on wave transmission and reflection coefficients for a vertical breakwater.⁴⁹

Waves transmitted by overtopping tend to have shorter periods, because the impact of the falling water mass often generates harmonic waves with periods of one-half and one-third the incident wave period.

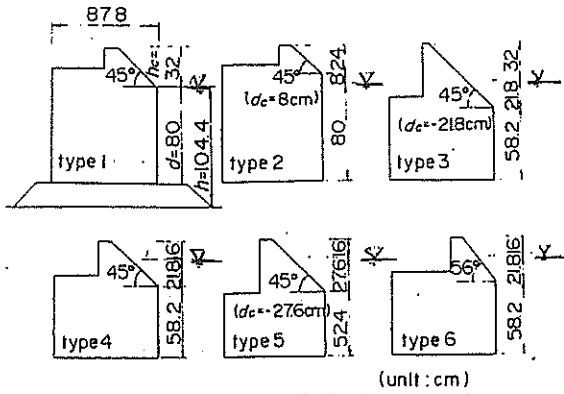


Fig. 5.15 Cross sections of sloping top caissons

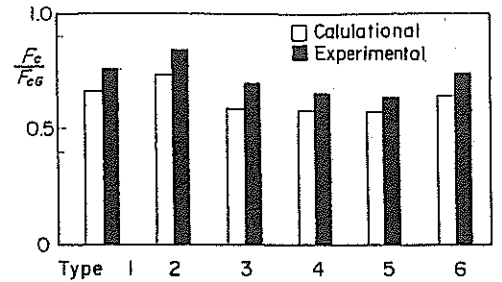
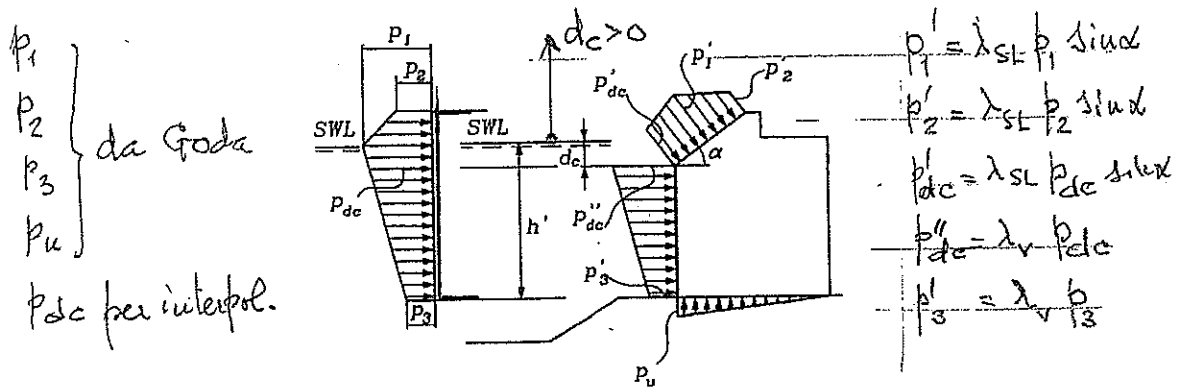


Fig. 5.18 Necessary weight of sloping top caissons compared with that of a conventional upright caisson (Takahashi et al., 1994)



$$\lambda_{SL} = \frac{1}{\sin^2 \alpha} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sin^2 \alpha \\ 1 + 0.46 \cos^2 \alpha - 23 \cos^2 \alpha \cdot H/L \end{array} \right\} \end{array} \right.$$

$$\lambda_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 1.1 - 5H/L \\ (1.1 + 11 d_c/L) - 5H/L \end{array} \right\} \end{array} \right.$$

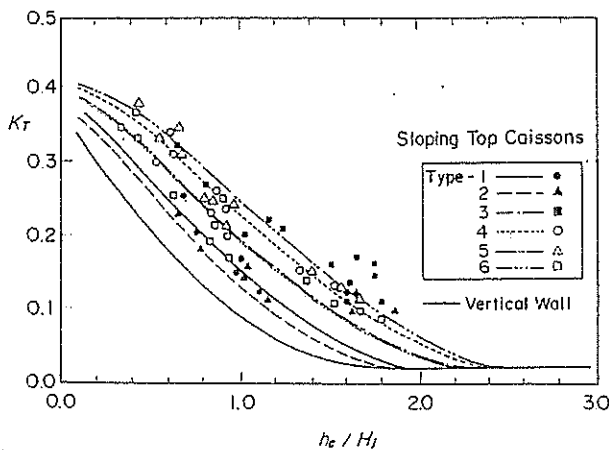


Fig. 5.14 Transmission coefficient for sloping top caissons

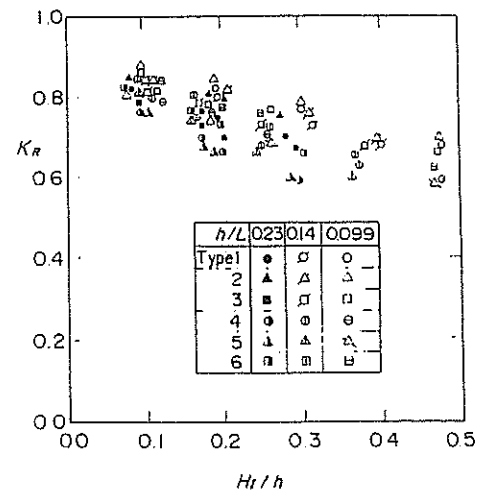


Fig. 5.16 Reflection coefficient for sloping top caissons (Takahashi et al., 1994)

segue

Exercício:

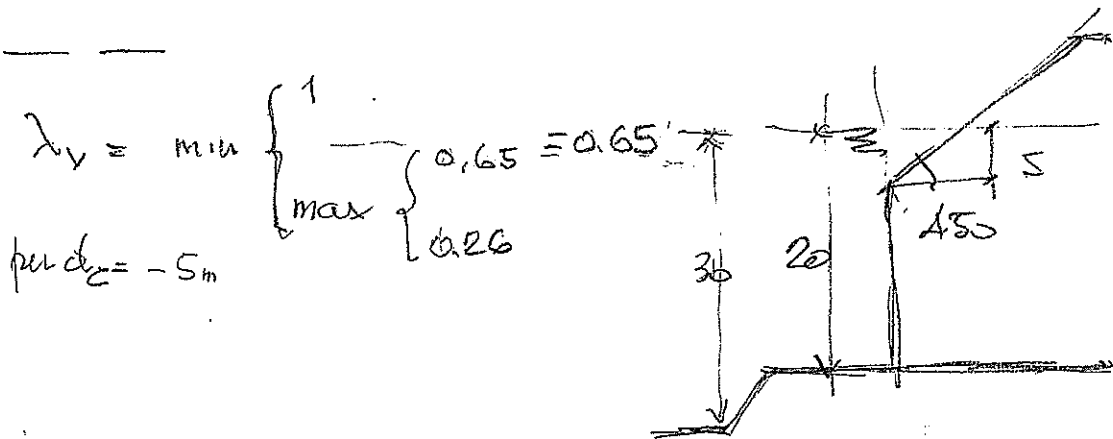
$$H = 1.8 \times 7 = 12.6 \text{ m}$$

$$T = 0.9 \times 8.5 \pi \sqrt{\frac{7}{4g}} = 10.15 \text{ s} \quad L = 0.87 \times 16t = 126 \text{ m.} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} T \\ L \end{matrix}} \right\} H/L = 0.09$$

$$h' = 20 \text{ m}$$

$$\alpha = 45^\circ \quad \sin \alpha = \cos \alpha = 0.707 \quad \sin^2 \alpha = \cos^2 \alpha = 0.5$$

$$\lambda_{SL} = \frac{1}{0.5} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \\ 0.2 \end{array} \right\} \end{array} \right\} = 1$$



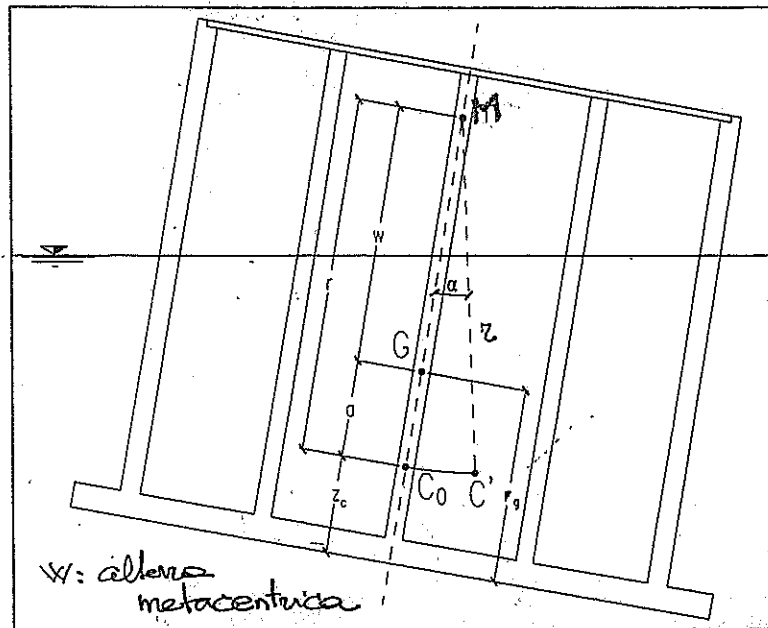


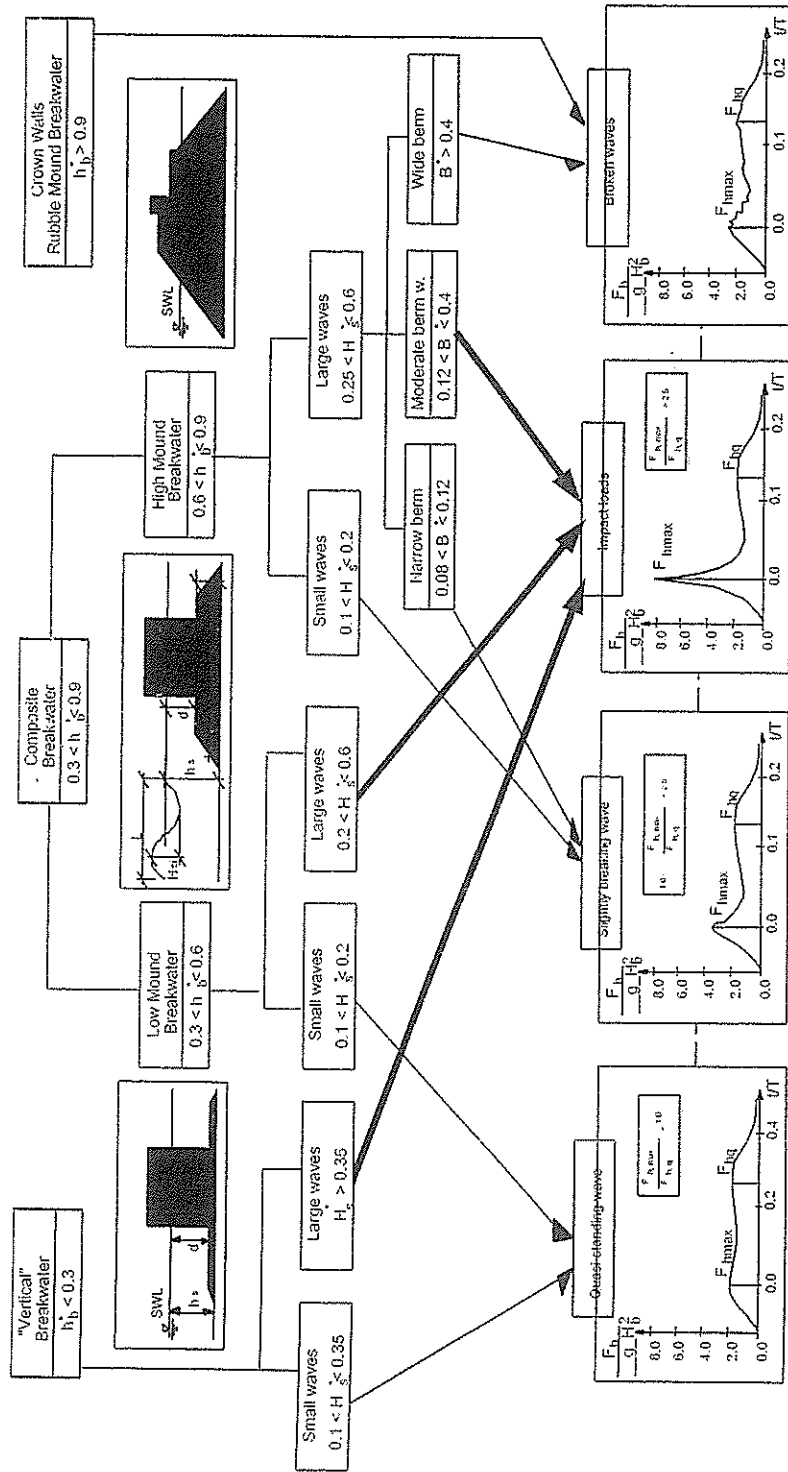
FIGURA 9-1, CENTRO DI MASSA (G), DI CARENA (C₀) E METACENTRO (M)

Stabilità del galleggiamento
 Jager ("verifica navale") $W > 0$

Nel caso di
 canoni e pianta rettang.
 riferendo si a un tratto di dm

$A = \rho g D \times B$ (N/m) archimede
 P = peso a secco
 $A = P$ determina D e $V = D \times B$
 $J = 1/12 B^3$ (m⁴/m) minimo
 "piccola rotazione" $W = J/v - a$
 Se sono presenti spicchi la formula
 $J' = 1/12 b^3$ $W = (J - \Sigma J')/v - a$

e cioè $W > 0$ diventa
 $\frac{J - \Sigma J'}{v} > a$



where $h_b^* = h_b/h_s, H_s^* = H_s/h_s, B^* = B_{eq}/L_{pi}; h_b = h_s \cos d$

Figure 4: Parameter map developed to predict occurrence of wave impact loads

pag 597 di Coastal Structures 99

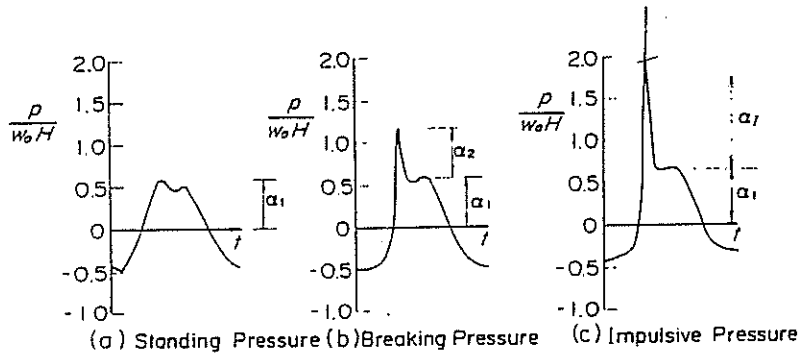
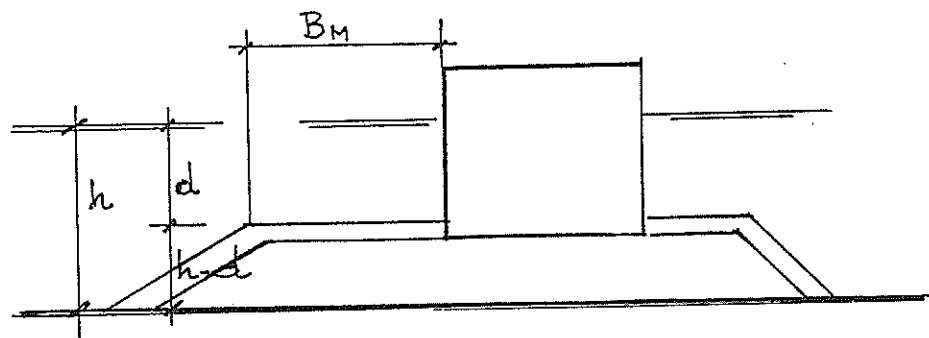


Fig. 4.22 Transition of wave pressure

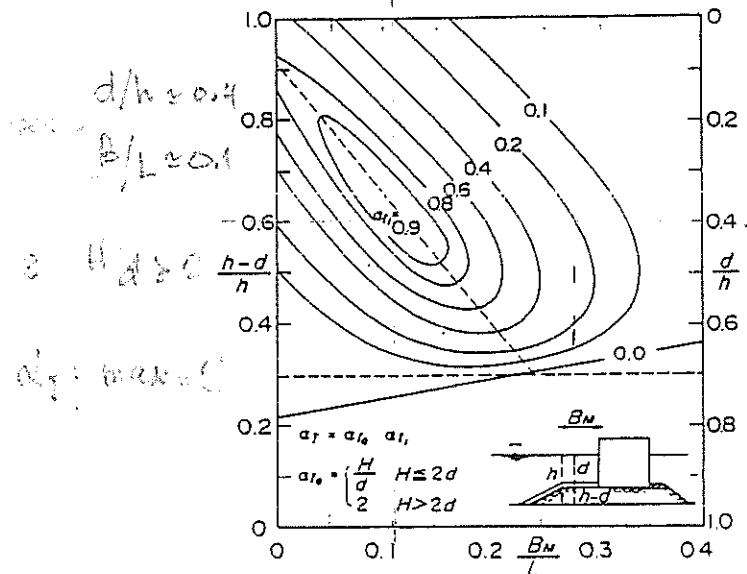


Fig. 4.23 Calculation diagram of impulsive pressure coefficient (Takahashi et al., 1994)

Vedi Box 32/2 seguito

Modification of Goda's formulae, considering impulsive breaking wave forces

Goda's formulae do not consider frequent wave breaking close to and at the vertical breakwater. Therefore the extra effect of larger impulsive forces from breaking waves has been investigated and incorporated in Goda's formulae by Takahashi et al. [17]. The modification of Goda's formula concerns the formula for the pressure p_1 at the water surface, eq (5.7) and is a replacement of α_2 coefficient with a impulsive pressure coefficient α_* .

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_* \cos^2\beta) \rho_w g H_{design} \quad (5.14)$$

where α_* can be expressed as follows

$$\alpha_* = \max\{\alpha_2, \alpha_I\} \quad (5.15)$$

where α_2 is derived from Goda's formulae, eq (5.11), and α_I is a non-dimensional impulsive pressure coefficient being the product of α_{I0} and α_{I1} , where α_{I0} represents the effect on the design wave height and α_{I1} represents the shape of the rubble mound.

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H_{design}/1.8d & H_{design}/1.8d \leq 2 \\ 2.0 & H_{design}/1.8d > 2 \end{cases} \quad (5.16)$$

where d is the water depth at the crest of the rubble mound berm in front of the caisson.

$$\alpha_{I1} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot (\cosh \delta_2)^{\frac{1}{2}}} & \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (5.17)$$

where δ_1 and δ_2 are coefficients which depend on the structural dimensions of the rubble mound in front of the caisson, cf. fig. 2, on the incident wave.

$$\delta_1 = \begin{cases} 20 \cdot \delta_{11} & \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \cdot \delta_{11} & \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (5.18)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (5.19)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9 \cdot \delta_{22} & \delta_{22} \leq 0 \\ 3 \cdot \delta_{22} & \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (5.20)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (5.21)$$

where

B_m berm width of the rubble mound foundation in front of the caisson breakwater

L wave length corresponding to that of the significant wave period $T_s \simeq 1.1T_m$, where T_m is the average period.

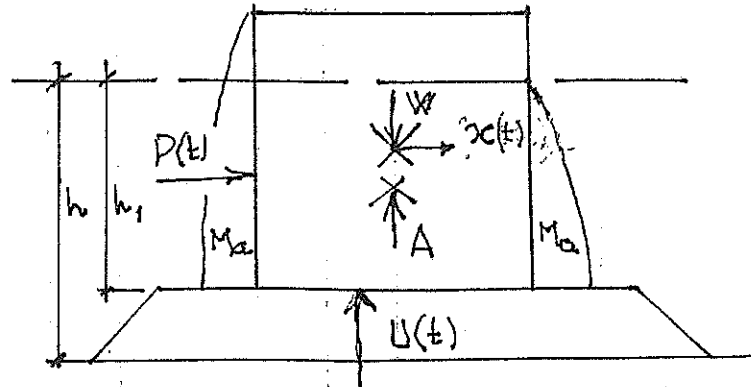
The term α_I reaches a maximum value of 2, when $B_m/L = 0.12$, $d/h_s = 0.4$ and $H_{design}/1.8d \geq 2$. When the term $d/h_s > 0.7$, then impulsive pressures rarely occur and α_I is close to zero and smaller than α_2 .

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ da Goda o Tak.

P_{1max} " cu solo α_1

P_{2max} " cu α_1 e α_2 o α_1

U_{max} " cu α_1 e α_3



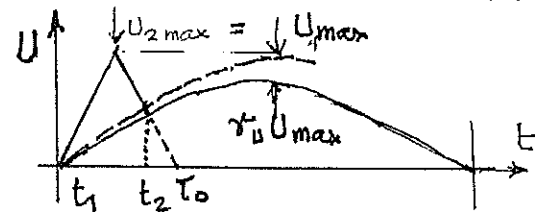
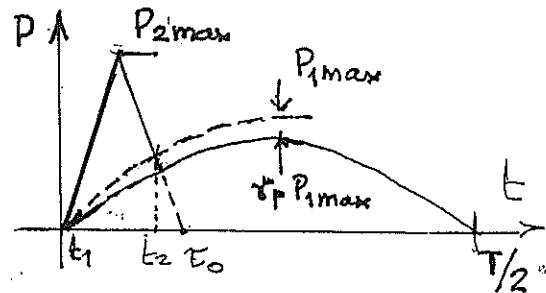
$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \ddot{x}(t) = [P(t) + \gamma_U U(t)] - \gamma_P (W - A) \left\{ \begin{array}{l} \text{oscillazione semplice} \\ \text{ad un grado di liberta} \\ \text{su pattino col attrito} \end{array} \right.$$

$$M_a \approx 1,0855 h_1^2 \quad (\text{Sh., Tak., 2000})$$

$$\tau_0 = K \tau_{0F}$$

$$K = \left[1 / (\alpha_2^{0.3} + 1) \right]^2$$

$$\tau_{0F} = \begin{cases} (0.5 - H/8h)T & : 0 \leq H/h \leq 0.8 \\ 0.4T & : 0.8 \leq H/h \end{cases}$$



$$P(t) = \max [P_1(t); P_2(t)]$$

$$U(t) = \max [U_1(t); U_2(t)]$$

$$P_1(t) = \gamma_P P_{1max} \sin 2\pi t/T$$

$$U_1(t) = \gamma_U U_{max} \sin 2\pi t/T$$

$$P_2(t) = \begin{cases} 2t/\tau_0 & : 0 \leq t \leq \tau_0/2 \\ 2(1-t/\tau_0) & : \tau_0/2 \leq t \leq \tau_0 \\ 0 & : t \geq \tau_0 \end{cases}$$

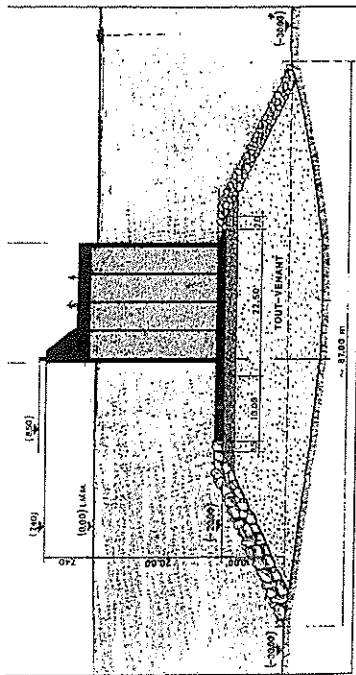
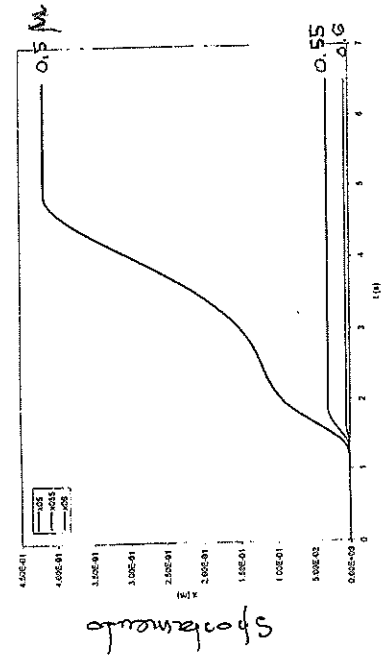
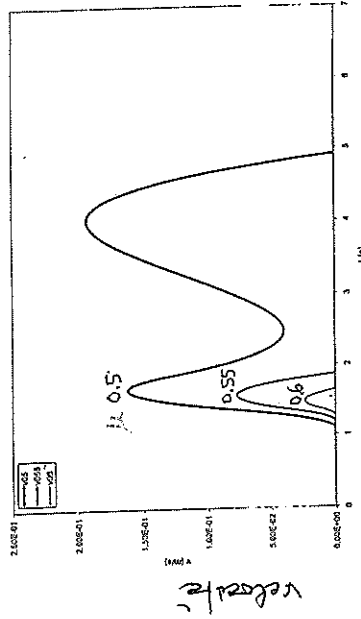
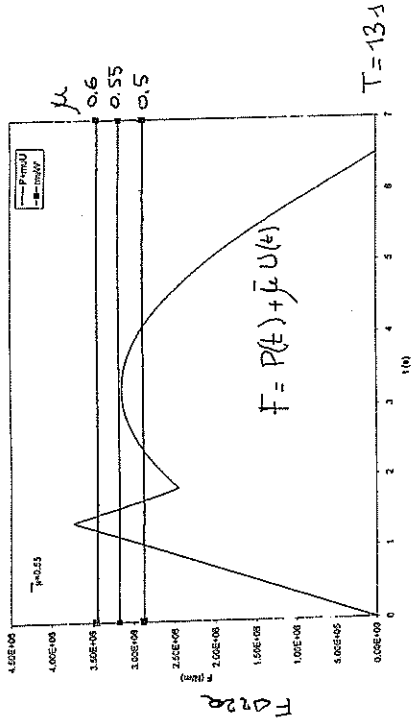
$$U_2(t) = \begin{cases} 2t/\tau_0 U_{max} & : 0 \leq t \leq \tau_0/2 \\ 2(1-t/\tau_0) U_{max} & : \tau_0/2 \leq t \leq \tau_0 \\ 0 & : t \geq \tau_0 \end{cases}$$

$$\gamma_P = 1 - \frac{\pi}{P_{1max} T} \int_{t_1}^{t_2} [P_2(t) - P_{1max} \sin \frac{2\pi t}{T}] dt$$

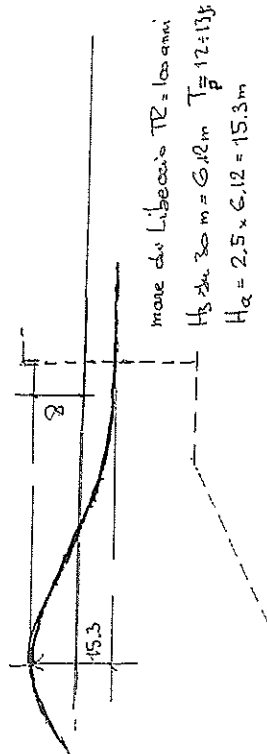
$$: [P_2(t) - P_{1max} \sin \frac{2\pi t}{T}] \geq 0$$

$$\gamma_U = 1 - \frac{\pi}{U_{max} T} \int_{t_1}^{t_2} [U_2(t) - U_{max} \sin \frac{2\pi t}{T}] dt$$

$$: [U_2(t) - U_{max} \sin \frac{2\pi t}{T}] \geq 0$$



diga di Valtina



T (s)	x (m) (\mu=0.6)	x (m) (\mu=0.55)	x (m) (\mu=0.5)
12	1×10^{-3}	6×10^{-3}	3.7×10^{-2}
13	5×10^{-3}	3.1×10^{-2}	41.7×10^{-2}

T (s)	SFSI (\mu=0.6)	SFSI (\mu=0.55)	SFSI (\mu=0.5)
12	0.97	0.89	0.81
13	0.90	0.83	0.75

TABLE 4
COMPARISON OF DESIGN VALUES FOR
COEFFICIENT OF FRICTION

Condition	Coefficient of Friction μ			
	Japan (Technical Standards for Port and Harbour Facilities)	Spain (ROM 0.5-94)	UK and Germany (BS6349 BS8002 EAU 90)	France (Fasci- cule No .62, titre V)
Precast concrete against bedrock or concrete	0.5	-		
Precast concrete against precast concrete	-	0.7		
Precast concrete against rubble	0.6	0.7	$\delta = 2/3 \phi_r$	$\tan \phi'$ (often 0.58)
Precast corruga- ted or sloping base against rubble	-	-	$\delta = \phi_r$	
Precast concrete on a rubber mat or asphalt mat against rubble	0.7	-		
In-situ concrete against rubble	-	1.0		

Recommendations

for the

Construction

of

Breakwaters

with

Vertical and Inclined Concrete Walls

Report of Sub-Group C

Final Report . . . July 1997

Issued by the Sub-Group Chairman
to the Main Working Group Chairman, July 1997

These results were considered to be lower than used in practice, and were accompanied by significant displacement, up to 180 mm, before maximum mobilisation.

TABLE 5
EXPERIMENTAL TEST RESULTS ON FRICTION COEFFICIENT (JAPAN)
Precast concrete against stone

No.	Kind of Stone	μ	Average of μ	Dimension of stone, mm	Condition of mound
1	crushed stone	0.460 - 0.801	-	30	screeded surface
	rubble stone	0.564 - 0.679	0.624	120	not screeded
2	rubble stone	0.45 - 0.69	-	50	Surface "blinded" (i.e. smoothed) with smaller stone
3	crushed stone	0.77 - 0.89	0.82	30 - 80	screeded
	cobble stone	0.69 - 0.75	0.70	30 - 50	not screeded
4	crushed stone	0.607 - 0.790	0.725	20 - 30	not screeded
5	crushed stone	0.486 - 0.591	0.540	10 - 50	"
6	crushed stone	0.41 - 0.56	-	13 - 30	not uniform

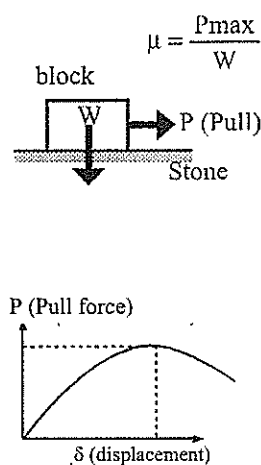
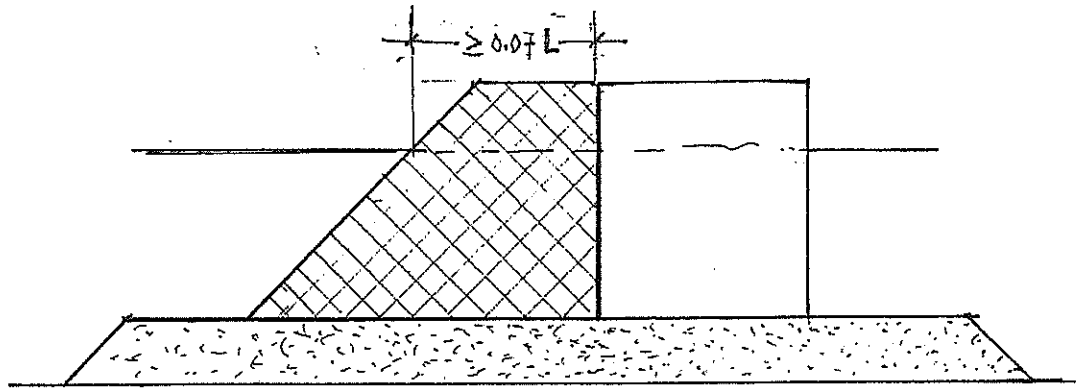


TABLE 6
FRENCH RESULTS FOR FRICTION COEFFICIENT

Vertical load, TON	Normal Stress T/m ²	Horizontal Force, TON		Friction Coefficient μ	
		Smooth	Corrugated	Smooth	Corrugated
Natural Sea Gravel 20-80 mm					
24.1	10.5	12.6	13.7	0.53	0.58
18.4	8	10.3	11.3	0.56	0.62
Crushed gravels 0-80 mm					
24.1	10.5	-	10.4	-	0.43
18.4	8	-	8.6	-	0.47



$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) \lambda_1 H$$

$$p_1 = 0.5 (1 + \cos \beta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho g H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p^* = p_1 [(\eta^* - h_c) / \eta^*]$$

$$p_u = 0.5 (1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho g H$$

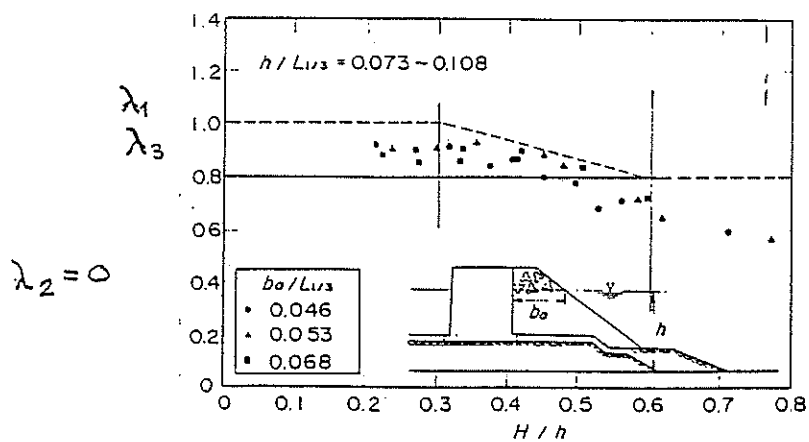
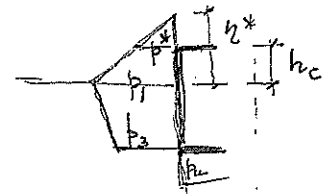


Fig. 6.5 Reduction of wave force on the vertical wall due to wave-dissipating blocks (Takahashi et al., 1990)

Tetrapod stability. Homogeneous mound. Hanzawa et al. (1996):

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.32 (N_{od}/N_z^{0.5})^{0.2} + 1.33 \quad (4.17)$$

where

- H_s significant wave height in front of breakwater
- ρ_o mass density of concrete
- ρ_w mass density of water
- Δ $(\rho_o/\rho_w) - 1$
- D_n equivalent cube length, i.e. length of cube with the same volume as Tetrapods.
- N_{od} number of units displaced out of the armour layer within a strip width of one cube length D_n
- N_z number of waves

Test range:

The formula is obtained by the fitting of the model test results of Tanimoto et al. (1985) and five model tests for real projects performed with

Irregular head-on waves
 Water depth. 0.25-0.50 m
 Slope: 1:1.5

Foreshore: 1:15-1:100 Mass of Tetrapods: 90-700g
 H_o : 8-25.9 cm; T_o : 1.74-2.5 s; s_{om} : 0.013-0.04

Uncertainty of the formula:

Not given. Tanimoto et al. (1985) gives the standard deviation of N_{od} equal to $0.36N_{od}^{0.5}$

Es. $N_{od} = 1.5$; $N_z = 3000$; $N_s = 2.46$

$\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$; $\rho_w = 1030 \text{ kg/m}^3$

$\Delta = 1.33$

$H_s/D_n = 1.33 \times 2.46 = 3.26$

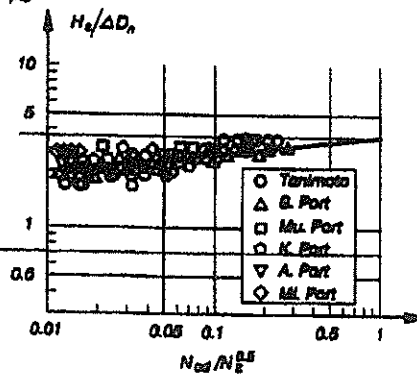
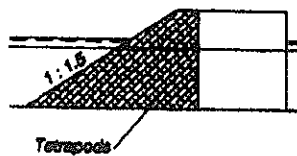
H_s	V^o	V
m	m ²	m ³

3 0.28 1

4 1.85 2

5 3.61 4

6 6.23 8



Figur 4.9: Tetrapod stability. Homogeneous mound. Hanzawa et al. (1996).

Gode W.S. 2000

3.1

Table 4.2. Questionnaire for judging the danger of impulsive breaking wave pressure.

pabele vutracag
 an basso imbetment

 difa an dubas. als

- A-1 Is the angle between the wave direction and the line normal to the breakwater less than 20°? No → Little Danger
- ↓ Yes
- A-2 Is the rubble mound sufficiently small to be considered negligible? No → **Go to B-1**
- ↓ Yes
- A-3 Is the sea bottom slope steeper than 1/50? No → Little Danger
- ↓ Yes
- A-4 Is the steepness of the equivalent deepwater wave less than about 0.03? No → Little Danger
- ↓ Yes
- A-5 Is the breaking point of a progressive wave (in the absence of a structure) located only slightly in front of the breakwater? No → Little Danger
- ↓ Yes
- A-6 Is the crest elevation so high as not to allow much overtopping? No → Little Danger

Danger of Impulsive Pressure Exists

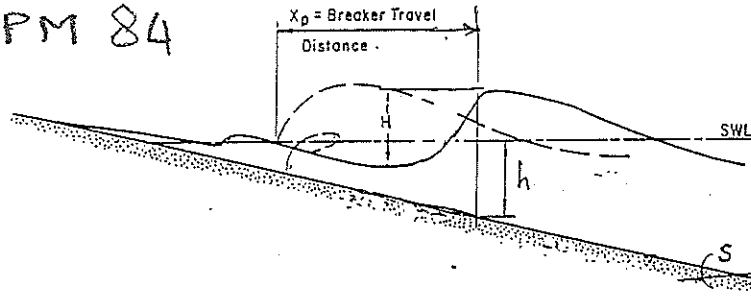
(Continued from Question A-2)

- B-1** Is the combined sloping section and top berm of the rubble mound broad enough (refer to Fig. 4.20)? No → Little Danger
- ↓ Yes
- B-2 Is the mound so high that the wave height becomes nearly equal to or greater than the water depth above the mound (refer to Fig. 4.21)? No → Little Danger
- ↓ Yes
- B-3 Is the crest elevation so high as not to cause much overtopping? No → Little Danger

Danger of Impulsive Pressure Exists

$$x_p = (4.0 - 9.25s) H$$

SPM 84



SCARSI STURA 1980

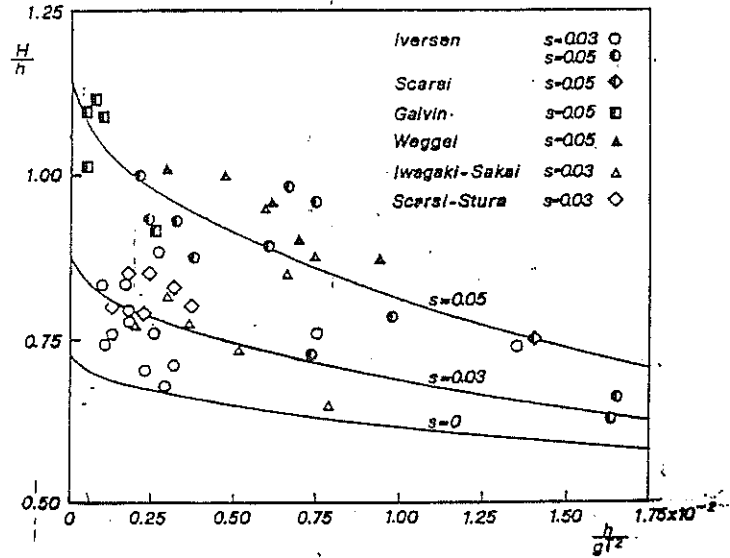
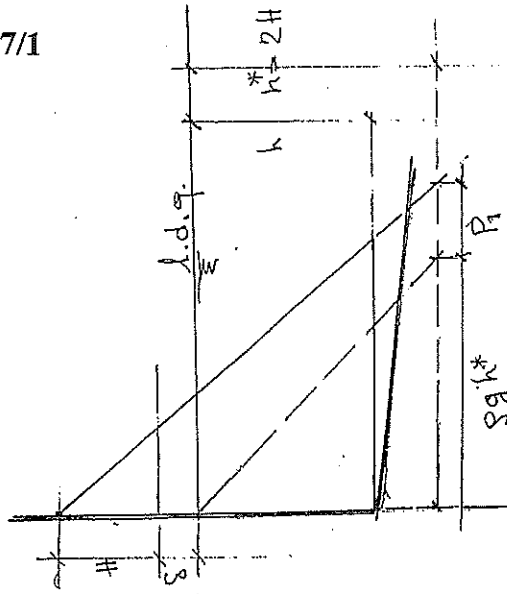


Fig. 2. — Punti sperimentali e curve dedotte dalla eq.ne (13).

$$\frac{H}{h} = \left[0.727 + (13s)^2 \right] - \left[1.12 + (30s)^2 \right] \sqrt{\frac{h}{gT^2}} + 1$$

Pressione Secondaria



$$S = \frac{\pi h^2}{L^*} \cosh \frac{2\pi h}{L^*}$$

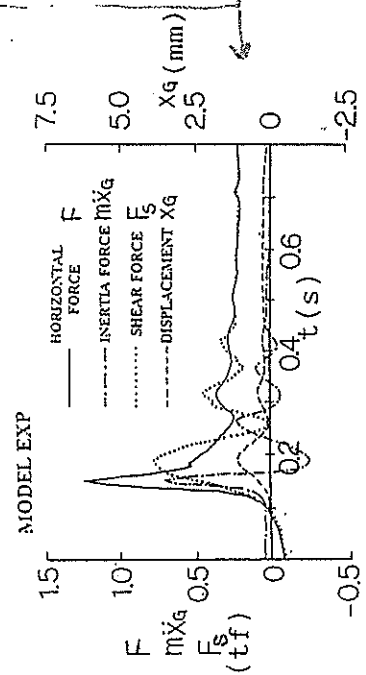
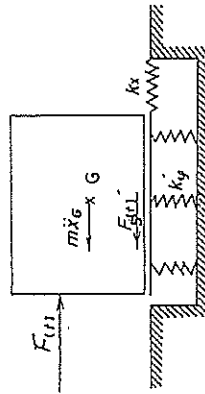
$$P_1 = \rho g h^3 / \cosh \frac{2\pi h}{L^*}$$

$$L^* = \frac{g T^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L^*}$$

Port harbor Japan 94

1/h	K ₀ x 10 ²	K ₁ x 10 ⁻¹	K ₂ x 10 ⁻³
1/1	-0.74	2.28	1.64
1/2	0.22	1.99	5.24
1/3	1.50	1.30	9.00
1/10	4.16	-0.45	17.03
1/20	6.38	-1.99	23.17
1/50	9.68	-4.35	31.78
1/100	12.00	-6.14	40.00

$$b_2/T = \frac{0.6}{p/\rho g T^2} \left\{ 1.82 \left(\frac{1}{g T^2} \right)^{3/2} - 1.39 \left(\frac{1}{g T^2} \right)^{1/2} \right\}$$



$$F_s(t) = \bar{F}(t) - m \ddot{x}(t)$$

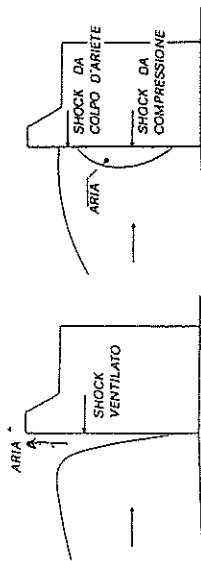


Fig. 1. - Tipi di shock secondo lo schema di Lundgren.

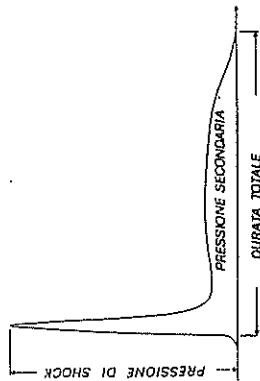
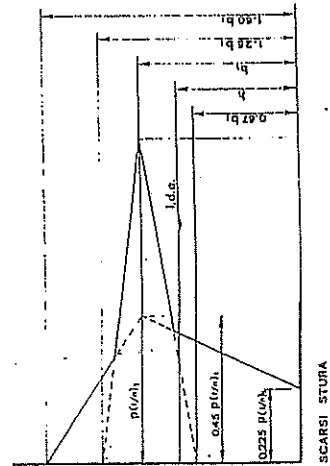


Fig. 2. - Pressione di shock e pressione secondaria dell'onda frangente.



$$1) b_1/h = 1.05 + 1.13 (h/g T^2)$$

$$2) p(x)/\rho g T^2 = K_0 + K_1 (h/g T^2) + K_2 (h/g T^2)^2$$

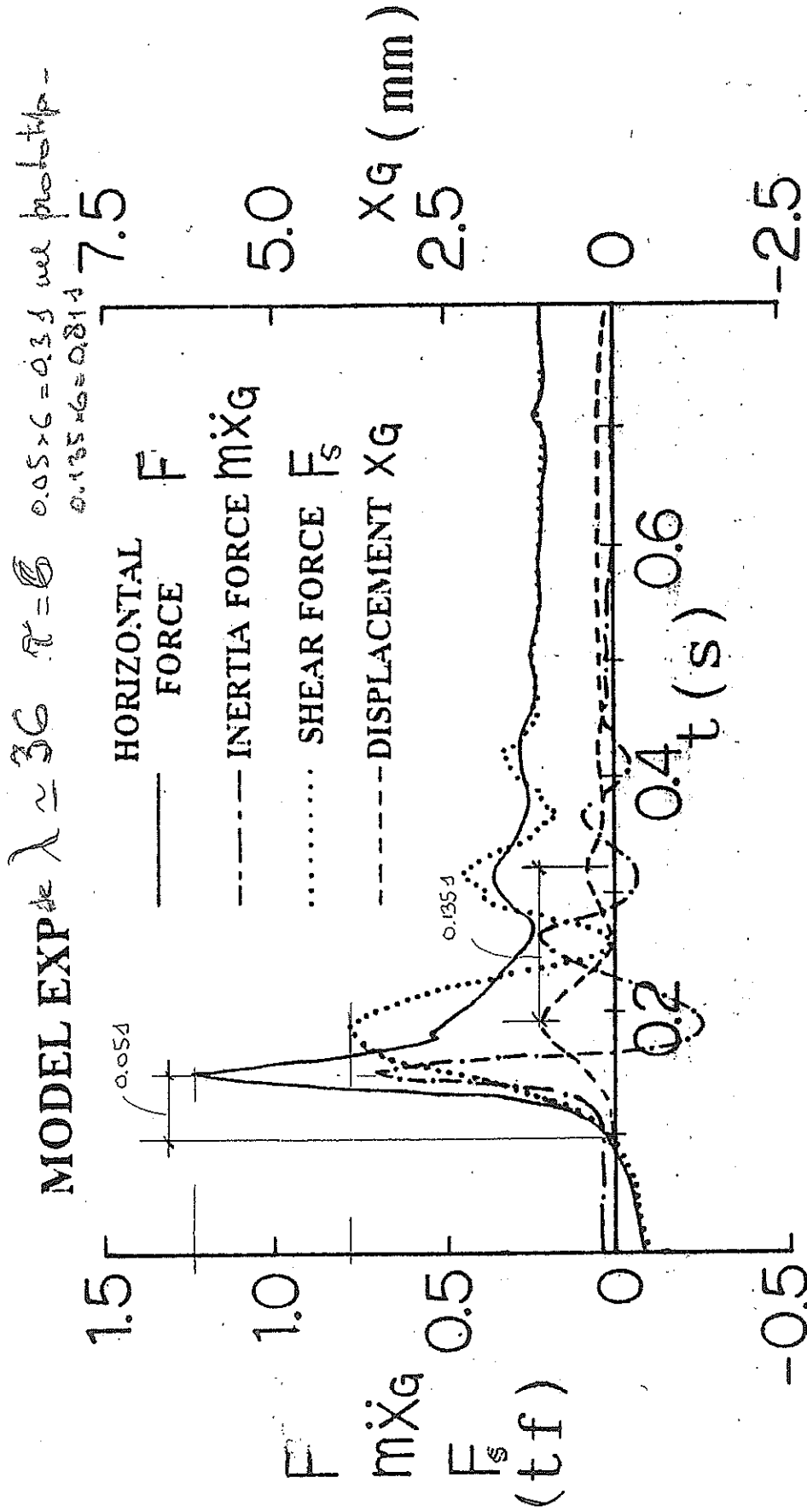


Figure 18 Typical analogue data (enlarged picture)

La figura è indicativa ma non rappresenta una vera e propria azione di shock
 correlata da t_2 più piccoli -

Proposta di uno

Schema di "tentativo" per il calcolo

di $F_{(1/n)}(t)$ e $U_{(1/n)}(t)$

(nel seguito $1/n$ si omette per F e U)

Ipotesi di lavoro:

1. la parete è fissa alla da ricevere

il contributo di tutto il drag delle $p_{(1/n)}$

2. F riceve il contributo di tutte le $\delta F (= p \delta z)$

al tempo in cui $p_{(1/n)}$ è massimo con il valore da 2). ($F = F_{max}$)

3. la sottopressione è uniforme, al tempo,

su tutta la base e cioè U è costante;

4. Durata tot = $2 t_{zF}$ (camb. triang. di F ; t_{zF} = tempo usata t_z di F)

Dati h e T di calcolo: $p_{(1/n)}$ (con la 2); b (con la 4) e il tempo di risalita t_z di $p_{(1/n)}$, diametro t_z^* (che serve per adimensionalizzare il tempo nel riferimento operativo t'/t_z^* , che ha origine per $F/F_{max}=1$).

Dall'ipotesi 2, si trae l'ip. 1, $\text{assolutamente (r. prim. alle base.)}$

$\rightarrow F_{max} \approx 0.6 p_{(1/n)} b_1$ (sub. del drag) $\Rightarrow U_{max} = 0.225 p_{(1/n)} B$

Suddividendo in strisce δz e δF e dalle notazioni $t_z \rightarrow p$ della 3

valutando $p \delta z (= \delta F)$ a partire $\rightarrow t_{zu} = t_z^* / 0.225 = 4.5 t_z^*$

al momento in cui $F = F_{max}$ ($t'/t_z^* = 0$, riferimento operativo)

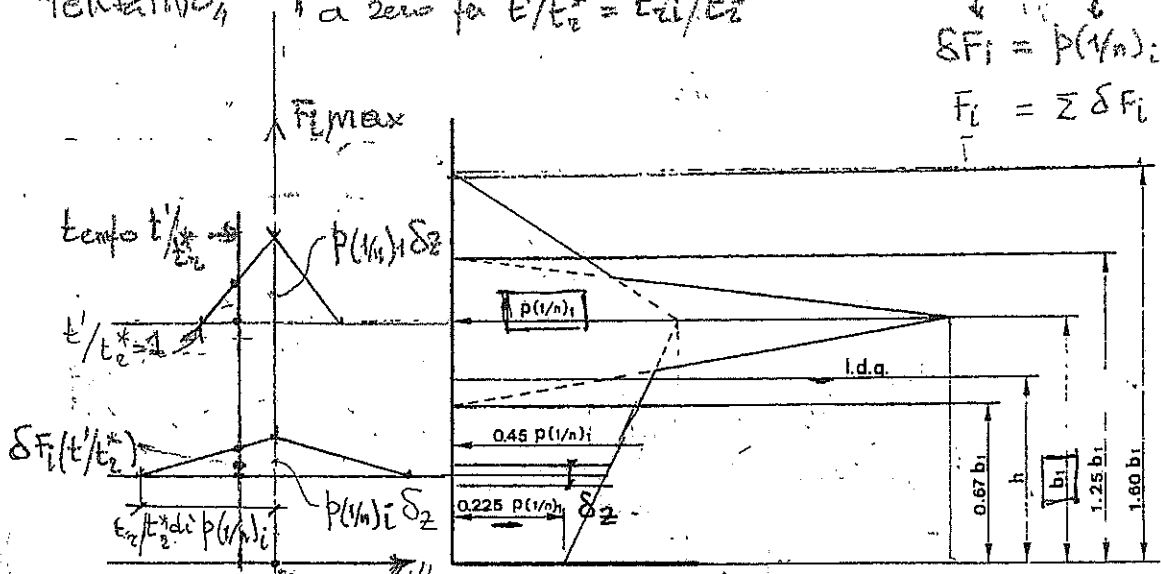
$\rightarrow F_{max}$ si ha per $t = 3.5 t_z^*$ (nel grafico lineare in cui t ha individuato l'origine dei tempi) e cioè, con andamento lineare:

$t/t_{zF} (= 3.5 t_z^*)$	$F(t)/F_{max}$	$t/t_{zu} (= 4.5 t_z^*)$	$U(t)/U_{max}$
$0 \rightarrow 1$	$0 \rightarrow 1$	$0 \rightarrow 1$	$0 \rightarrow 1$
$1 \rightarrow 2$ (ip. 4)	$1 \rightarrow 0$	$1 \rightarrow 2$	$1 \rightarrow 0$
con $F_{max} = 0.6 p_{(1/n)} b_1$		con $U_{max} = 0.225 p_{(1/n)} B$	

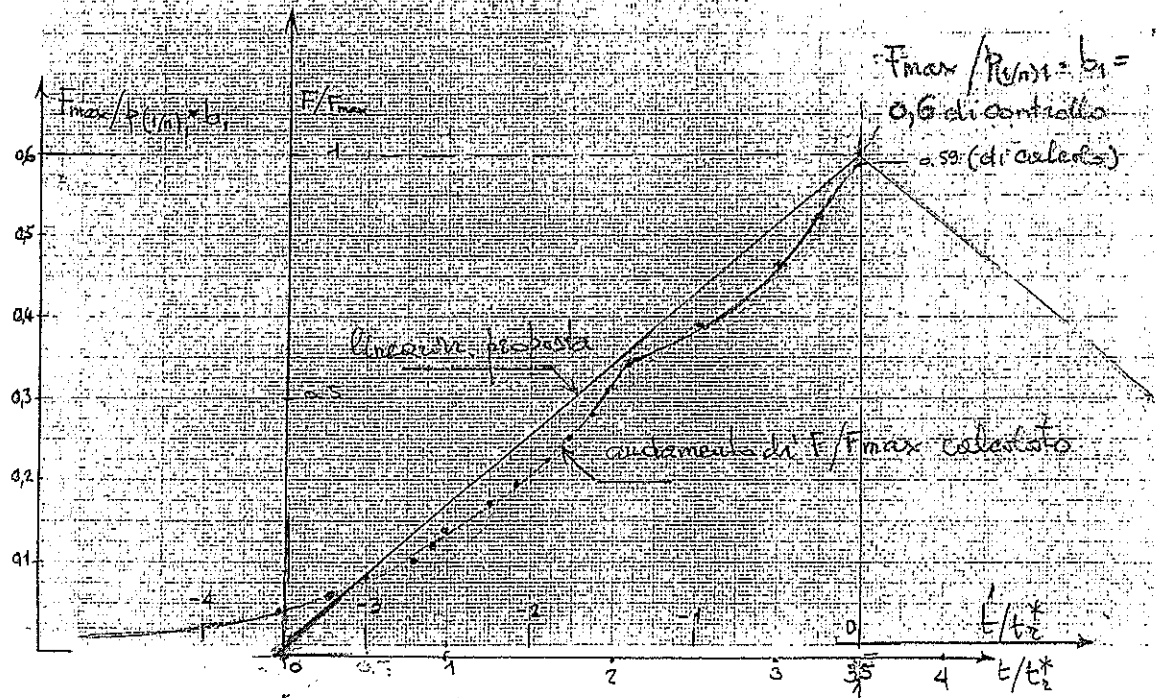
Sviluppo dello schema di "tentativo"

I tempi t_i della $p(t/n)_i$ sono calcolati con la 3) del Box 38
 La variazione delle p si assume lineare dal massimo fornito dalla geometria del diagramma al tempo $t'/t_2^* = 0$ a zero per $t'/t_2^* = t_i/t_2^*$

al tempo t'/t_2^*
 $\delta F_i = p(t/n)_i \delta z$
 $F_i = \sum \delta F_i = \max p(t/n)_i \delta z$



SCARSI STURA
 $t_i^* = T \cdot 0.61 \left[\frac{p(t/n)_i}{\rho g^2 T^2} \right]^{1/2} \left\{ 1.82 \left(\frac{h}{g T^2} \right) - 1.39 \left(\frac{h}{g T^2} \right)^{1/2} \right\}^{1/2}$
 DATI: $p(t/n)_i$ da 2) b_1 da 1) t_2 di $p(t/n)_i$ da 3) Box 38



↑ istante zero individuato dalla linea intersezione.

ESEMPIO

Calcolo della $F(t)$

comp. op. cum

$$T = 10.1 \quad h = 2.55 \text{ m} \quad h/gT^2 = 0.25 \times 10^{-2} \quad (\text{intermedio } 0.13 - 0.37 \times 10^{-2})$$

$$b_1 = 2.5 \times (1.05 + 113 \times 0.25 \times 10^{-2}) = 3.50 \text{ m}$$

1.60 $b_1 = 5.60 \text{ m}$; altezza minima della parete $\approx 6 \text{ m}$

Riferimento $p_{1/1}$ α $p_{1/3}$

$$\begin{aligned} (p_{1/1})_1 / \rho g T^2 &= -0.74 \times 10^{-2} + \\ &+ 2.28 \times 0.25 \times 10^{-2} + \\ &+ 16.40 \times (0.25 \times 10^{-2})^2 = \\ &= 0.063 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (p_{1/3})_1 / \rho g T^2 &= -1.50 \times 10^{-2} + \\ &+ 13 \times (0.25 \times 10^{-2}) + \\ &+ 9000 \times (0.25 \times 10^{-2})^2 = \\ &= 0.110 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (p_{1/1})_1 &= 1030 \times (9.81 \times 10)^2 \times 0.063 = \\ &= 0.62 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (p_{1/3})_1 &= 1030 \times (9.81 \times 10)^2 \times 0.110 = \\ &= 1.09 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

$$\frac{t_2^*}{T} = \frac{0.6}{0.063} \cdot \left\{ 1.82 \cdot (0.25 \times 10^{-2})^{3/2} + 1.39 \cdot (0.25 \times 10^{-2})^2 \right\} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\frac{t_2^*}{T} = \frac{0.6}{0.109} \cdot \{id.\} = 1.26 \times 10^{-3}$$

$$t_2^* = 10 \cdot 2 \times 10^{-3} = 2 \times 10^{-2} \text{ s}$$

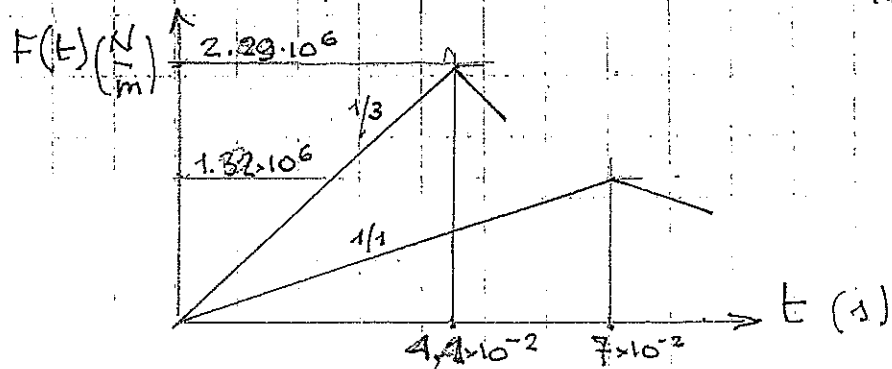
$$t_2^* = 10 \cdot 1.26 \times 10^{-3} = 1.26 \times 10^{-2} \text{ s}$$

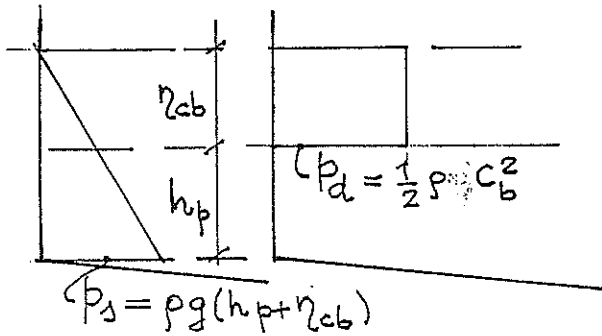
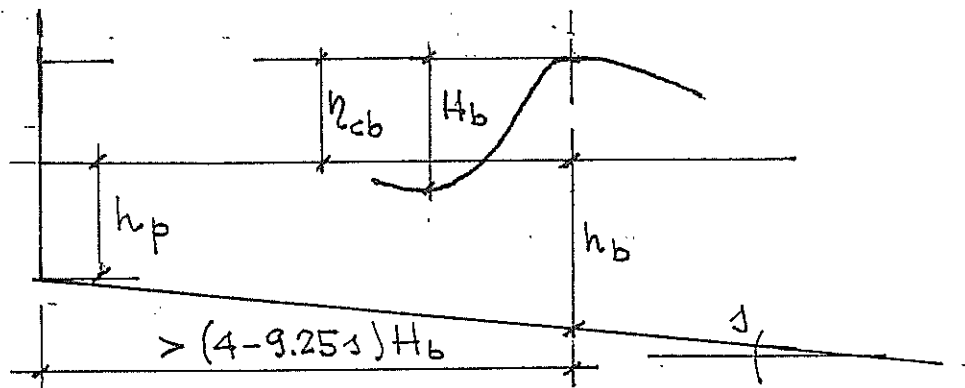
$$\left\{ \begin{aligned} 3.5 t_2^* &= 7 \times 10^{-2} \text{ s} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} 3.5 t_2^* &= 4.4 \times 10^{-2} \text{ s} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} F_{\text{max}} &= 0.6 \times 0.62 \times 10^6 \times 3.50 = 1.32 \times 10^6 \text{ N/m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} F_{\text{max}} &= 0.6 \times 1.09 \times 10^6 \times 3.50 = 2.29 \times 10^6 \text{ N/m} \end{aligned} \right.$$



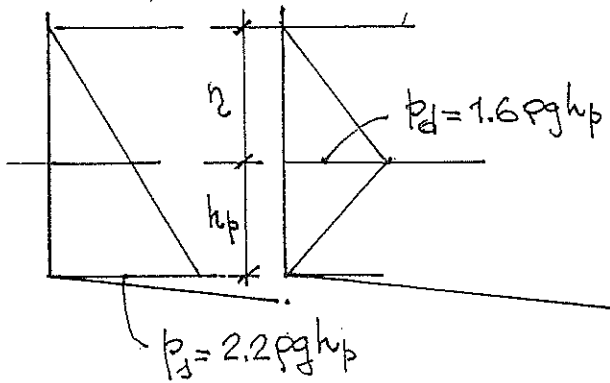


$H_b/h_b = v. \text{rel. prec.}$

$\eta_{cb} = 0.78 H_b$

$C_b = \sqrt{g h_b}$

S.P.M. 1984



$\eta = 1.2 h_p$

HOMMA HORIKAWA
1964 - 1980