

COMUNE DI SANTA MARINA SALINA

(MESSINA)

FATTIBILITA', AGGIORNAMENTO E MODIFICA DEL PIANO REGOLATORE DEL PORTO

E' copia conforme a quello adottato con delibera
consigliare n. 46 del 19-4-1985 approvata dalla C.P.C.
nella seduta del 24-6-1985 n. 44164/43569 gr. 8.

S. Marina Salina, 25-3-1986

IL SINDACO

IL SEGRETARIO COMUNALE

All. 6.1 - Dimensionamento della sezione. Relazione.

Palermo,

6 FEB. 1986

REGIONE SICILIANA

ASSESSORATO DEL TERRITORIO E DELL'AMBIENTE
CONSIGLIO REGIONALE DELL'URBANISTICA

VISTO: CON RIFERIMENTO AL PROPRIO VOTO

N. 821 del 28-11-86

IL SEGRETARIO

Redatto da:

Ing. M. Napolitano



IL SINDACO



REGIONE SICILIANA
Assessorato del Territorio e dell'Ambiente
IL PRESENTE DOCUMENTO COSTITUISCE ALLEGATO
AL D. A. N.° 608/87 DEL 17/4/87
L'ASSESSORE

R E L A Z I O N E

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



INDICE DELLA RELAZIONE

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



I N D I C E

1	- OPERE A GETTATA	Pag.	1.1
1.1	- GENERALITA'	"	1.1
1.2	- IL CALCOLO DEL PESO DEL BLOCCO	"	1.4
1.3	- SCELTA DEL COEFFICIENTE DI STABILITA'	"	1.13
1.4	- IMPORTANZA DEL PESO SPECIFICO DEL SINGOLO BLOCCO	"	1.19
1.5	- VALUTAZIONI DELLE CONDIZIONI DI ROTTURA	"	1.21
1.6	- LA STABILITA' DELLA MANTELLATA DELLE DIGHE A GETTATA	"	1.28
1.6.1	- LA SCELTA DEL CRITERIO DI STABILITA'	"	1.28
1.6.2	- IL NUMERO DI STABILITA' N_{zd}	"	1.30
1.6.3	- IL PARAMETRO DIMENSIONALE	"	1.32
1.6.4	- CURVE DI INTERAZIONE ALTEZZA-PERODO DELL'ONDA	"	1.36
1.7	- DISEGNO D'INSIEME	"	1.40
2	- OPERE A PARETE VERTICALE	"	2.1
2.1	- GENERALITA'	"	2.1
2.2	- LA VALUTAZIONE DELLE SPINTE DOVUTE AD ONDE STAZIONARIE	"	2.10
2.3	- IL MODELLO MATEMATICO DELLA SPINTA DOVUTA AD ONDE STAZIONARIE	"	2.17
2.3.1	- MESSA IN EQUAZIONE DEL PROBLEMA	"	2.17
2.3.2	- EQUAZIONE DI CONTINUITA'	"	2.18
2.3.3	- EQUAZIONE DELL'EQUILIBRIO DINAMICO	"	2.20
2.3.4	- CALCOLO DELLA PRESSIONE	"	2.22

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

(Handwritten signature)

1 - OPERE A GETTATA

1.1 - GENERALITA'

La mantellata delle opere a gettata vale, come è noto, a proteggere il paramento lato mare dall'azione del moto ondoso.

Tale protezione comporta, spesso, un onere economico non trascurabile rispetto al costo globale della opera.

La scelta, pertanto, della tipologia dei blocchi, della pezzatura, dello spessore e dell'inclinazione della mantellata, deve effettuarsi in termini che, pur essendo rigorosamente scientifici, tengano conto delle condizioni locali di natura economica (come, ad esempio, la reperibilità di una certa pezzatura di blocchi naturali), del fattore di rischio conseguente all'adozione di una determinata soluzione e delle esperienze maturate con paramenti in condizioni simili.

La soluzione del suddetto problema non può, evidentemente, prescindere dalla conoscenza delle modalità di azione del moto ondoso sul paramento dell'opera e, più in particolare, sui blocchi che costituiscono la mantellata.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

Su tale argomento sono stati condotti, in verità, numerosi studi teorici e sperimentali ma, nonostante ciò, non può a tuttoggi dirsi che siano state fugate tutte le incertezze di interpretazione e, a volte, le notevoli difformità dei risultati ottenuti dai diversi Autori.

Al momento attuale esistono, infatti, almeno diciotto diverse formule per la valutazione del peso del blocco costituente la mantellata; la Tab.1.1.1 ne riporta dodici scelte fra le più note e diffuse. Il motivo di questo abbondante proliferare di formule va principalmente ricercato nella complessità del fenomeno attraverso il quale il moto ondoso esercita la sua forza sui blocchi che costituiscono la mantellata. E' infatti estremamente difficile determinare esattamente l'intensità e la distribuzione della suddetta forza per la presenza contemporanea sia della fase solida, rappresentata dai blocchi, sia da quella liquida e aeriforme congiuntamente esistenti nell'onda frangente.

Aggiungendo a quanto precedentemente detto l'elevato numero di fattori e di parametri che entrano in gioco si capisce come, fatto salvo forse un solo tentativo (*),

(*) SVEC R.: "Formulas for design of rubble-mound breakwaters"
ASCE, WW2 - 1962.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

P

non sia stato messo a punto un esauriente e completo modello matematico che affronti, con sufficiente aderenza alla realtà il meccanismo dell'interazione fra moto ondoso e struttura.

Per i motivi di cui sopra si è preferito affrontare il problema principalmente sotto l'aspetto sperimentale in modo da potere indagare separatamente sulla influenza di ogni singolo parametro; un tale sistema di ricerca, per la sua stessa metodologia, non poteva non portare ogni Autore alla proposta di una sua propria formula.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



1.2 - IL CALCOLO DEL PESO DEL BLOCCO

Tutte le formule mettono in conto, oltre alla inclinazione del paramento, il peso specifico, la forma, la scabrezza, il grado di arrotondamento degli spigoli e quello di interconnessione dei blocchi; nella maggior parte di esse compare poi solo l'altezza d'onda, in altre, oltre all'altezza, anche il periodo.

Non sembra, però, che esistano validi motivi di natura concettuale che possano indurre a preferire l'una o l'altra fra le diverse formule proposte (*).

E' certo invece che il momento più delicato di tutto il processo progettuale è costituito dalla valutazione del coefficiente (o, in taluni casi, dei coefficienti) empirico che tiene conto di tutta la geometria macroscopica (forma, dimensione, grado di arrotondamento degli spigoli) e microscopica (scabrezza delle superfici), sia di ogni singolo blocco, sia della mantellata nel suo insieme (grado di interconnessione).

(*) A.I.P.C.N.: Rapport final de la Commission International pour l'étude des effets des lames" - Annexe au Bull. N° 25 - 1976.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



Appare pertanto ragionevole ritenere che una qualunque delle formule più note possa offrire un sufficiente grado di compromesso fra sicurezza ed economicità, purchè in essa sia stato oculatamente introdotto il coefficiente empirico che meglio corrisponda alle condizioni progettuali.

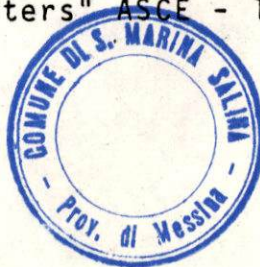
Sotto questo aspetto la formula di Hudson (*) è quella per la quale, più di ogni altra, sono state condotte minuziose ricerche sperimentali atte alla valutazione del suddetto coefficiente empirico per una vasta e articolata casistica, non solo con riferimento ai diversi tipi di blocco, ma anche alle caratteristiche idrodinamiche dell'onda incidente.

Alcuni Autori rimproverano alla formula di Hudson di non mettere nella dovuta importanza l'influenza del periodo che, a loro detta, gioca invece un ruolo fondamentale nel processo di interazione fra moto ondoso e struttura.

A tale proposito è opportuno però ricordare che il periodo dell'onda non compare esplicitamente nella

(*)HUDSON r.I.: "Laboratory investigation of rubble mound breakwaters" ASCE - 126 - 1961.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

formula per il fatto che il valore del coefficiente empirico è relativo al campo più gravoso dei periodi stessi, campo che, secondo Hudson, è quello per il quale si manifesta il frangimento brusco sulla scarpata.

Si osservi, inoltre, che la formula di Hudson cade in difetto per valori piuttosto elevati della inclinazione del paramento, continuando a fornire, a differenza di quella di Iribarren (*), valori finiti del peso del blocco, anche per angoli prossimi a quello naturale declivio del materiale.

Sotto questo profilo, appare più valida la formula di Iribarren perchè è certamente logica la impossibilità di costruire una diga con un angolo di inclinazione pari a quello di naturale declivio del materiale; in tal caso, infatti, si avrebbe il distacco e, quindi, il successivo rotolamento al piede, di un blocco appena questo subisse un seppur piccolissimo movimento.

Di contro, la formula di Hudson, non solo per angoli pari a quello di naturale declivio ma, addirittura

(*) IRIBARREN C.R.: "Generalization of the formula of rock fill dikes and verification of the coefficients" Revista de Obras Publicas - 1950.

TL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

A handwritten signature in blue ink, appearing to be a stylized "R" or similar character.

ra superiori a questo, fornisce ancora un valore finito del peso dei blocchi che poi, di fatto, non potrebbero mai disporsi nella configurazione voluta.

E' noto peraltro che la formula di Hudson fornisce, a parità di pendenza, valori del peso del blocco sempre più alti di quelli ottenibili dalla formula di Iribarren, non solo nel caso di scogli, ma anche di blocchi artificiali sia di forma parallelepipedica sia di forma speciale.

Risultando pertanto più cautelativi, per il seguito, si farà riferimento ai valori del peso del blocco deducibili dalla formula di Hudson.

Si supponga, pertanto, che il blocco sia in posizione di equilibrio limite sotto l'azione delle seguenti tre forze:

a) il peso immerso:

$$P' = K_v l^3 (\gamma_b - \gamma_a) \quad (1.2.1)$$

b) la forza dinamica dovuta alle onde:

$$F_d = C_d K_s l^2 \gamma_a \frac{u^2}{2g} \quad (1.2.2)$$

c) la forza d'inerzia:

$$F_i = C_i K_v l^3 \gamma_a \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.2.3)$$

 SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE


dove:

l = dimensione caratteristica dei blocchi

K_v = coefficiente di forma per la valutazione del volume dei blocchi

K_s = coefficiente di forma per la valutazione della superficie dei blocchi

γ_b = peso specifico dei blocchi

γ_c = peso specifico dell'acqua

C_d = coefficiente di forza dinamica


C_i = coefficiente di forza di inerzia



U_f = velocità del getto liquido delle onde al frangimento.

A causa delle difficoltà concernenti la valutazione dei coefficienti $C_d \times K_s$ e $C_i \times K_v$, la forza di inerzia viene conglobata nella forza dinamica, dando luogo ad una forza che, risultando comprensiva delle due anzidette, può scriversi:

$$F_t = C_t l^2 \gamma_a \frac{u^2}{g} \quad (1.2.4)$$

dove C_t è un nuovo coefficiente che dipende dalle grandezze in gioco secondo la seguente relazione funzionale:

IL SINDACO  $C_t = C_t \left(\frac{l}{u^2}, \frac{\partial u}{\partial t}, C_d \times u_s, C_i \times K_v \right)$

 IL SEGRETARIO COMUNALE (1.2.5) 

Nell'ipotesi di trascurare, a vantaggio della sicurezza, le dissipazioni energetiche, la velocità u sarà legata all'altezza d'onda al frangimento H , dalla seguente espressione:

$$u^2 = K_u g H \quad (1.2.6)$$

dove $K_u = K_u (H/L)$ è un parametro dipendente dalla ripidità dell'onda.

In tali ipotesi, la precedente equazione che fornisce la forza F_t , porge:

$$F_t = C_t l^2 K_u \gamma_a H \quad (1.2.7)$$

Introducendo il rapporto adimensionale $d = \gamma_b / \gamma_a$, dall'eguaglianza fra quest'ultima equazione e quella esprime il peso immerso del blocco si ha:

$$\frac{H}{(d-1)} = \frac{K_u}{k_u C_t} \quad (1.2.8)$$

Ricordando che il peso del blocco nell'aria vale:

$$P = K_v l^3 \gamma_b \quad (1.2.9)$$

la precedente equazione porge:

IL SINDACO




IL SEGRETARIO COMUNALE


$$\frac{\gamma_b^{1/3} H}{(d-1)P^{1/3}} = \frac{K_v^{2/3}}{K_u C_t} = C \quad (1.2.10)$$

avendo indicato con C un unico valore parametrico che tiene conto di tutti i precedenti fattori. L'espressione funzionale di C sarà pertanto del tipo:

$$C = C(C_d, K_s, C_i, u^2, \frac{\partial u}{\partial t}, \frac{H}{L}) \quad (1.2.11)$$

Si osservi a tale proposito che in realtà le onde che possono portare al dislocamento del blocco dalla sua originaria posizione sono anche quelle in condizioni di non frangimento o di frangimento parziale; pur non di meno, l'ordine di grandezza delle forze dovute ad onde non frangenti è uguale a quello delle onde frangenti.

Hudson ha stabilito, in base alle sue ricerche, che il parametro C dipende principalmente dall'angolo α che la mantellata forma con l'orizzontale, dalla ripidità delle onde, dalla profondità h al piede dell'opera e da un parametro D atto ad individuare il danno subito dall'opera come valore percentuale del rapporto fra i massi dislocati e quelli che originariamente costituivano

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

la mantellata; si avrà quindi:

$$C = C(\alpha, H/L, h/L, D) \quad (1.2.12)$$

Tale parametro viene definito come numero di stabilità N_s di Hudson e, in base alle esperienze condotte dallo stesso A., per una mantellata costituita da elementi regolari in forma e dimensioni, può porsi:

$$N_s = K_D (\cot \alpha)^{1/3} \quad (1.2.13)$$

In base alla suddetta posizione si ricava la seguente nota espressione di Hudson per il calcolo del peso del blocco:

$$P = \frac{1}{K_D \cot \alpha} \frac{\gamma_b}{(d-1)^3} H^3 \quad (1.2.14)$$

Lo stesso Hudson ha inoltre, per primo, precisato che il valore di H da impiegare nel dimensionamento dei massi corrisponde all'altezza d'onda significativa.

Com'è noto esistono tabelle sufficientemente vaste e articolate per la valutazione del coefficiente K ; la maggior parte di esse si riferisce a condizioni di onde regolari.

Le differenze talvolta esistenti fra i valori de_

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

ducibili dalle tabelle proposte dai vari Autori, ad apparen-
te parità di condizioni, dipendono dal fatto che
in realtà il fenomeno fisico presenta delle difformità
in funzione di taluni parametri che usualmente vengono
trascurati come ad esempio la profondità dell'acqua, la
porosità dell'opera, l'attrito con gli elementi e, prin-
cipalmente, i diversi campi di valori dei parametri in
cui ha indagato ciascun Autore.

In realtà, taluni Autori, hanno tentato (*) di
tenere in conto anche gli effetti della porosità e dello
attrito sull'equilibrio dei blocchi; i risultati cui so-
no pervenuti risultano però ancora troppo poco numerosi
per poterne tenere conto nelle pratiche applicazioni.

(*) BRUUN P., JOHANNESSON P.: "Parameters affecting sta-
bility of rubblemounds". ASCE WW2 - 1976.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



1.3 - SCELTA DEL COEFFICIENTE DI STABILITA'

Il coefficiente di stabilità adimensionale K_D dell'equazione 1.2.14 tiene conto di tutte le variabili che non sono specificamente espresse ed in particolare:

- a) forma del dato tipo di blocco;
- b) numero di blocchi compresi in ogni singolo strato;
- c) modalità di posizionamento dei blocchi;
- d) scabrezza della superficie dei blocchi e relativa percentuale di vuoti;
- e) modalità di attacco dell'onda alla mantellata (frangente e non frangente);
- f) zona della diga sottoposta all'attacco (corpo o testata)
- g) angolo di attacco dell'onda sulla mantellata;
- h) scala del modello su cui è stato valutato K_D (attraverso il valore del numero di Reynolds);
- i) peso specifico del blocco;
- l) profondità fino alla quale si estende la mantellata;
- m) formato e porosità del materiale costituente il sottostrato;
- n) dislivello relativo tra la quota del nucleo della diga e il livello di riposo del mare;
- o) tipo di coronamento (massiccio in calcestruzzo o strato

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

di blocchi);

- p) elevazione del coronamento al di sopra del livello di riposo in relazione all'altezza d'onda;
- q) larghezza del coronamento

Nel corso degli esperimenti condotti da Hudson e Jackson (*), (**), (***), (****), sono stati individuati i fattori che maggiormente influenzavano il valore di K_D ; ciò ha consentito di appurare il valore di K_D più conveniente per le diverse condizioni, adottando, per la scelta del suo valore numerico da porre a base dei calcoli, le seguenti regole generali:

- A) Le onde di laboratorio di tipo monocromatico non riproducono le effettive condizioni che si manifestano in na_

-
- (*) HUDSON, R.Y. , JACKSON, R.A. : "Stability of rubble-mound breakwaters". TM No. 2-365, U.S. Army, Corps of Engineers, Miss., 1955.
- (**) HUDSON, R.Y., JACKSON, R.A. : "Design of tetrapod cover layer for a rubble-mound breakwater". TM No. 2-413, U.S. Army, Corps of Engineers, Miss., 1953.
- (***) HUDSON, R.Y., Jackson, R.A.: "Design of tribar and tetrapod cover Layers for rubble-mound breakwaters". Misc. Paper 2-296, U.S. Army, Corps of Engineers, WES, Miss., 1959.
- (****) HUDSON, R.Y, JACKSON, R.A. : "Design of riprap cover layers". Misc. Paper 2-465, U.S. Army, Corps of Engineers, WES, Miss., 1962.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

tura; gli studi di laboratorio di Ouellet (*) e di Rogan (**) hanno mostrato, però, che l'azione delle onde irregolari sulle dighe a gettata può essere ricondotta a quella di un treno di onde monocromatiche se l'altezza dell'onda monocromatica corrisponde all'altezza dell'onda significativa dello spettro. La validità di tale tipo di comparazione dipende, soprattutto, dalla forma dello spettro dell'onda, la cui distribuzione delle altezze viene usualmente rappresentata dalla legge di Rayleigh:

- B) le analisi preliminari su tests condotti su grandi modelli hanno indicato che l'effetto della scala di riduzione è ininfluyente e può essere del tutto trascurato attraverso opportune scelte del rapporto di rappresentazione del modello
- C) la percentuale di vuoto tra i blocchi ottenuta in laboratorio, con una accurata disposizione dei blocchi, è lontana da quella reale.

Al di sopra della superficie dell'acqua, infatti, è possibile porre in opera sul prototipo i blocchi in modo tale

(*) OUELLET, Y.: "Effect of irregular wave trains on rubble-mound breakwaters". ASCE, vol. 98, No. III, 1972

(**) ROGAN, A.: "Comportement des jetées en enrochement vis-à-vis de la houle". E.D.F. Bulletin de la direction des études ed recherches, Supplement au n° 1, 1968.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

le da ottenere la percentuale di vuoti desiderata; ma al di sotto di tale superficie, per quante precauzioni si possano adottare e per quanti accorgimenti si possano escogitare, l'operazione risulta di difficile attuazione. E', quindi, preferibile rifarsi ai dati ottenuti in laboratorio con un posizionamento dei blocchi di tipo probabilistico;

D) numerosi tests sono stati condotti nel campo delle onde non frangenti; i pochi tests condotti nel campo delle onde frangenti si riferiscono a frangimento del tipo plunging. Tali studi hanno, comunque, messo in evidenza che il valore del coefficiente di stabilità relativo ad onde frangenti risulta minore di quello corrispondente ad onde non frangenti;

E) la testata della diga risulta, normalmente, sottoposta a danni più vistosi e più estesi rispetto al corpo della struttura, poiché è usualmente soggetta all'attacco diretto dell'onda qualunque sia la sua direzione di provenienza;

F) modeste indicazioni sono state ottenute nel caso in cui l'onda attacchi la diga secondo un angolo di incidenza diverso da quello normale. Alcuni ricercatori riterreb-

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



bero che i massi naturali di cava dovrebbero resistere meglio ad un attacco da qualunque direzione esso provenga.

A causa delle cennate incertezze e limitazioni i valori di K_D da introdurre nelle formule di stabilità è bene che siano improntati alla massima sicurezza.

Tale condizione corrisponde, usualmente, a quella di danno nullo ma può essere accettata una percentuale di danno pari al 5%. Se si accettano percentuali di danno maggiori è possibile adottare valori leggermente più alti di K_D . La scelta deliberata di più alti valori di K_D può trovare giustificazione nella circostanza che sovente la sistemazione della struttura ed i successivi assestamenti possono dar luogo ad una struttura più stabile di quanto non sia possibile prevedere in sede di stesura del progetto.

Le Figg. da 1.3.1 a 1.3.8 riportano l'andamento del prodotto $K_D P$ in funzione dell'altezza d'onda e di cota. Ognuna delle suddette figure si riferisce ad un valore del peso specifico variabile da 2,20 a 2,8 t/m³.

Si osservi che, per il dimensionamento del tratto di mantellata della testata, è opportuno orientarsi sui valori di K_D più bassi che, ovviamente, comportando, a pa-

IL SINDACO  IL SEGRETARIO COMUNALE

rità di inclinazione del paramento foraneo, i più sostenu_
ti valori del blocco e, a parità di peso, le più dolci pen_
denze.


IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE


1.4 - IMPORTANZA DEL PESO SPECIFICO DEL SINGOLO BLOCCO

L'equazione utilizzata per il calcolo del peso del singolo blocco costituente la mantellata delle dighe a gettata, mostra come il peso specifico del materiale costituente i blocchi γ_b siano essi naturali o artificiali, riveste una notevole importanza.

In sede progettuale, infatti, è opportuno valutare attentamente i vantaggi che si traggono dall'aumento del peso specifico γ_b , in particolare sotto l'aspetto economico.

Il peso specifico degli scogli si aggira intorno ai 2700 Kg /m³, mentre quello del calcestruzzo confezionato con i normali procedimenti è variabile dai 2250 Kg/m³ ai 2450 Kg/m³.

E' possibile ottenere dei valori maggiori del peso specifico del calcestruzzo ricorrendo a delle speciali resine o a dei particolari additivi; inoltre, sempre a tale fine, si può ricorrere alla vibrazione in sede di confezionamento dei blocchi artificiali.

Per stabilire l'influenza del peso specifico di un certo materiale, in rapporto al peso specifico del calce-

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

A handwritten signature in blue ink, consisting of a stylized 'R' followed by a flourish.

struzzo, si ricorre al fattore f definito, nelle unità di misura internazionali, come segue:

$$f = \gamma_b / (\gamma_b / \gamma_a - 1)^3 / 2400 / (2400 / 1025 - 1)^3 \quad (1.4.1)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



1.5 - VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI ROTTURA

Un ulteriore aspetto del problema si pone allora quando ci si chiede quale danno possa subire l'opera ove venisse investita da un'onda maggiore di quella di progetto.

In altri termini, il problema è quello di conoscere, nel dimensionamento di una data mantellata, quale fattore di rischio comporti l'adozione di un determinato valore dell'altezza d'onda di progetto.

In seguito ad una lunga serie di esperienze condotte da Iribarren (*), si è potuto dedurre che, come messo in evidenza dalla Fig.1.5.1, la percentuale di danno che un'opera subisce al crescere dell'altezza d'onda incidente è pressochè indipendente, non solo dal peso e dal tipo dei blocchi, ma anche dall'originaria pendenza della mantellata.

A tale proposito è anzi doveroso aggiungere che

(*) IRIBARREN C.R.: "Formules pour le calcul des digues en enrochements artificiels".

XXI. Int.Nav.Congr., 1965.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

recenti studi condotti negli USA (*) confermano i primitivi risultati cui è pervenuto Iribarren.

Tali ultimi risultati appaiono a tutt'oggi, però, ancora frammentari, talchè è preferibile sotto questo aspetto, fare riferimento ai più collaudati e verificati risultati di Iribarren.

Dall'esame della Fig. 1.5.1 si osserva, pertanto, che la condizione di danno nullo, che poi in pratica può ancora considerarsi accettabile fin quando si muove l'1% dei blocchi, si verifica fino a che il rapporto fra l'altezza d'onda incidente, H , e quella cui compete la totale rottura dell'opera H_r , vale 0,62.

Superato detto limite l'opera esce dalla fase di totale stabilità, con conseguenti danni sempre più vistosi al crescere dell'onda incidente.

La formula di Hudson è valida, appunto, per le più gravose condizioni di danno nullo nell'opera, ovvero allorquando il rapporto fra H ed H_r vale 0,62; volendo utilizzare un'onda di progetto pari ad H , l'onda di

(*) JACKSON R.A.: "Limiting heights of breaking and non-breaking waves and rubblemound breakwaters".
Corps of Eng. H 68 - 3 - 1968.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

rottura risulta, pertanto, pari a $1,61 H$ ma non è detto che tale onda possa incidere sull'opera.

Si osservi, infatti, che sui fondali sui quali si ergono le due opere, onde pari a quelle di rottura sono senz'altro praticamente irrealizzabili, almeno come onde da vento e potrebbero sussistere come onde di tsunami, evento questo da non potere escludere in maniera assoluta considerata l'elevata sismicità della zona.

Il minimo valore della profondità, h_L , sulla quale può presentarsi un'onda di altezza nota H è infatti fornita in base alla teoria del frangimento dell'onda solitaria dall'espressione:

$$h_L = 1,28 H \quad (1.5.1)$$

Pertanto, nel caso delle opere di difesa in esame la relativa onda di rottura potrebbe aversi solo se l'opera stessa si ergesse su fondali superiori al valore h_L ricavato come sopra.

Se, di contro, lungo l'intero sviluppo dell'opera, ed in particolare in corrispondenza della testata, non si supera la suddetta profondità limite, la struttura

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

non potrà essere investita dalle onde di rottura corrispondenti alle relative onde di progetto; ovvero, ove pure dovessero presentarsi altezze d'onda assolutamente eccezionali, queste subirebbero la rottura e, quindi, una notevole dissipazione energetica, ancora prima di potere investire le opere.

Ma vi è di più nel senso che, ovviamente, non è sufficiente che un'onda pari a quella di rottura investa l'opera per causarne la completa rovina; affinché ciò avvenga è necessario, infatti, che un treno d'onde pari a quello di rottura, agisca sulla mantellata per un certo lasso di tempo.

Su tale argomento risultano di particolare importanza gli studi condotti da Rogan (*).

L'Autore, infatti, in base ad esperienze con onde regolari, è giunto alla seguente espressione:

$$\frac{t}{T} = (- A \operatorname{Lg} \frac{H^2}{vT} + B) 10^3 \quad (1.5.2)$$

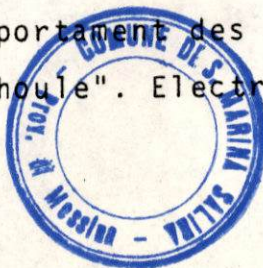
dove:

t = tempo d'azione, trascorso il quale la mantellata viene distrutta

v = viscosità cinematica dell'acqua pari a $10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$

(*) ROGAN A.I.: "Comportement des jetées en enrochement vis à vis de la houle". Electricité de France, Chatou, 1968

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

H = altezza d'onda di rottura

T = periodo dell'onda

A e B = opportune costanti rispettivamente pari a 34 e 218
nelle unità metriche.

E' opportuno osservare che la suddetta equazione
risulta applicabile solo se viene verificata la seguente con-
dizione, valida per le unità metriche:

$$H < 1,61\sqrt{T} \quad (1.5.3)$$

Appare pertanto più vantaggioso riferirsi all'equa-
zione sottoriportata:

$$\frac{t}{T} = \left(- C \operatorname{Lg} \frac{H}{gT^2} + D \right) \cdot 10^3 \quad (1.5.4)$$

dove C e D sono delle costanti che valgono 7,84 e 22,33, ri-
spettivamente.

Si osservi che quest'ultima equazione, pur interpo-
lando i dati sperimentali con una meno spinta correlazione,
non solo non presenta il ristretto limite di applicabilità
della precedente, ma, comparendovi esplicitamente un parame-
tro proporzionale alla ripidità, si presenta concettualmente
più valida.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

La distruzione corrisponderebbe all'asportazione dell'ordine inferiore dello strato di blocchi che costituisce la mantellata avendosi, in tali condizioni, l'attacco dell'onda sul materiale sottostante, di dimensioni inferiori.

Occorre mettere in evidenza la validità delle formule anche nel caso di onde irregolari, purchè per H si introduca l'altezza significativa.

Si osservi che anche quest'ultimo aspetto del fenomeno risulta indipendente dalla forma dei blocchi e dalla originaria pendenza della mantellata.

A risultati analoghi sono già recentemente giunti Ergin e Pora (*).

Con riferimento alle opere in discorso introducendo nella su riportata formula un valore dell'altezza d'onda pari a quello di rottura H_r , si ottiene usualmente una durata di attacco di gran lunga superiore a quella statisticamente ricavate.

Le Figg. 1.5.1 e 1.5.2 riportano, rispettivamente, l'andamento delle equazioni di cui alle formule (1.5.2) e (1.5.4), per diversi valori del periodo.

I notevoli valori della durata di attacco sono già

(*) ERGIN A., PORA S.: "Irregular wave action on rubble-mound breakwaters". ASCE, 97, 1971.

AL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

da soli capaci di far comprendere come elevato risulti
il grado di sicurezza offerto da strutture con mantel_
lata del tipo detto, allorquando si pervenga ad una atten_
ta valutazione del peso del blocco in funzione di oculate
e prudenti scelte dei diversi fattori progettuali.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



1.6 - LA STABILITA' DELLA MANTELLATA DELLE DIGHE A GETTATA

1.6.1 - LA SCELTA DEL CRITERIO DI STABILITA'

Lo studio di un qualsiasi fenomeno di origine casuale, come quello delle sollecitazioni sulla mantellata delle dighe a gettata richiede, preliminarmente, la definizione di un criterio di rischio che, una volta adottato, quantifichi in modo univoco il rischio compatibile con la particolare struttura prescelta.

Come si può facilmente intuire, la definizione di un criterio di stabilità sta in relazione di stretta complementarità con quella di un criterio di danno.

Con riferimento a quest'ultimo aspetto è opportuno tracciare l'evoluzione logica che ne ha contraddistinto le varie enunciazioni.

Generalmente il danno era dapprima definito come "il rapporto tra il numero di blocchi dislocati sul numero totale di blocchi costituenti il singolo strato"; tale rapporto era espresso in percentuale.

Tale definizione non tiene assolutamente conto di alcune variabili fondamentali che intervengono nel processo, quali: il tempo che intercorre dall'inizio del danno sino

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

[Handwritten signature]

all'istante in cui si raggiunge la percentuale prefissata di dislocamento; la mancanza assoluta di informazioni precise circa lo stato generale della diga con particolare riguardo alla sua distruzione totale; ed ancora, la posizione reciproca dei blocchi dislocati in relazione a quelli ancora stabili.

Col progredire della tecnica si è posto rimedio ad alcuni di tali inconvenienti; per quanto riguarda, infatti, il mutuo posizionamento si è completata la definizione poc'anzi detta facendo riferimento alla percentuale del numero di blocchi dislocati in rapporto al numero di blocchi contenuti in una striscia della mantellata intorno al SWL.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

1.6.2 - IL NUMERO DI STABILITA' N_{ZD}

Alcuni risultati degli esperimenti condotti da Ahrens (*) furono presentati in termini di danno zero (zero-damage) con riferimento al numero di stabilità definito come:

$$N_{ZD} = \frac{H_{ZD}}{p^{1/3} (S_r - 1)} \quad (1.6.2.1)$$

Questi risultati, riportati anche in dei grafici di cui in Fig.1.6.2.1 se ne riporta un esempio, sono riferiti al parametro adimensionale ξ , detto numero di Iribarren, definito come segue:

$$\xi = \text{tg} \alpha / \sqrt{H_{ZD}/L_0} \quad (1.6.2.2)$$

Il valore H_{ZD} che compare nella 1.6.2.1 e nella 1.6.2.2 è definito come: "l'altezza dell'onda di danno zero", cioè come la più alta onda che non causa danno alla struttura.

Dall'esame della Fig.1.6.2.1 si evidenzia che la stabilità dipende dal valore dell'angolo α formato dal paramento foraneo con l'orizzontale, oltre che da ξ . In relazione a

(*) AHRENS, P.J.: "Large wave tank tests of riprap stability". Tech.Mem., 51, U.S. Army Corps of Engineers.

May 1975.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

ciò si è notato che il valore del numero di stabilità aumenta a partire da $\xi = 2 \div 3$. E', inoltre, chiaramente mostrato l'effetto del periodo dell'onda sulla stabilità.

I tests che avevano dato origine a tali dati erano affetti dall'inconveniente della mancanza assoluta di informazioni precise circa lo stato generale in cui versa l'intera mantellata in rapporto alla sua funzionalità.

Uno sviluppo ulteriore di tale situazione è offerto dalla definizione del danno data da Iribarren: "allorquando il primo strato di unità di blocchi è stato rimosso ed il secondo strato è sottoposto all'azione diretta dell'onda, si può senz'altro affermare che la mantellata ha raggiunto il suo stadio ultimo di rottura".

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

1.6.3 - IL PARAMETRO DIMENSIONALE Q

Con riferimento ai criteri di stabilità, un ulteriore passo avanti può essere compiuto partendo dalla definizione di stabilità data da Iribarren e introducendo un parametro dimensionale denominato "Q" che nella formulazione originale era definito dalla seguente relazione:

$$P = QRH^3 \quad (1.6.3.1)$$

dove:

P = peso del blocco .

$R = \gamma_s / (\gamma_s - 1)^3$

H = altezza d'onda.

L'uso di tale equazione è basato sulla considerazione, generalmente accettata, che il peso del blocco che deve resistere all'azione dell'onda di altezza H è proporzionale alla terza potenza di H e ad una costante denominata R.

Le dimensioni di Q sono, sono, allora, quelle di un neso specifico.

Dopo che si è calcolata l'altezza dell'onda per cui ha inizio il danno, si possono calcolare i seguenti valori:

$$Q = P/RH^3 \quad (1.6.3.1)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

$$\xi = \operatorname{tg} \alpha / \sqrt{H_i / L} \quad (1.6.3.2)$$

dove H_i è l'altezza dell'onda che procura il danno iniziale, L è la lunghezza dell'onda al piede della diga e ξ è il numero di Iribarren.

Per ogni tipo di blocco e per ogni valore dell'angolo di pendenza della scarpata si avrà, allora, una ben determinata coppia di valori (ξ, Q) .

La correlazione che esiste tra Q e ξ nei dati di Iribarren è stata studiata usando il seguente modello di regressione dovuto a Losada e Gimenez-Curto (*).

$$Q = A(\xi - \xi_0) \exp B(\xi - \xi_0) \quad (1.6.3.3)$$

Il valore assunto da ξ_0 è il minimo valore di ξ e corrisponde a:

$$(H/L)_{\max} = 0,142 \operatorname{tg} h Kh \quad (1.6.3.4)$$

poiché i valori più piccoli di ξ non sono ipotizzabili in quanto l'onda si romperebbe prima di venire a contatto con la diga.

(*) LOSADA, M.A.; GIMENEZ-CURTO, L.A.: "The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number. Coastal Engineering, December 1979.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

[Handwritten signature]

I parametri A e B dipendono dal tipo di masso usato per realizzare la mantellata e dall'angolo α .

Il massimo valore del parametro Q corrisponde al minimo della stabilità per la diga a gettata. Il valore di ξ che fornisce la situazione di minima stabilità è ottenibile dalla:

$$\xi_{crit.} = - 1/B + \xi_0 \quad (1.6.3.5)$$

ed il massimo di Q è fornito da:

$$Q_{max} = - A/B \quad (1.6.3.6)$$

Si osservi come il coefficiente di correlazione dei dati sperimentali cresce leggermente per valori percentuali del danno maggiore.

Ciò sta ad indicare che la dispersione decresce; sembra allora che la definizione di danno, fornita da Iribarren, possa essere assunta come un criterio pratico.

Appare inoltre ragionevole supporre che la dispersione dei valori di Q sia causata da un grande numero di fattori che sono inclusi nel fenomeno e che non vengono consi-

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

derati direttamente; in particolare quelli che sono posti in relazione alla percentuale di vuoti tra i blocchi della mantellata.

Le curve di controllo potranno ottenersi moltiplicando i due membri dell'equazione (1.6.3.3) di regressione per adeguati parametri atti a fornire i limiti, superiore ed inferiore, dell'intervallo di confidenza, in funzione del tipo di blocco e della inclinazione del paramento della mantellata.

Tali curve di controllo vengono usualmente tracciate per livelli di confidenza pari al 90%, 95% e 99%.

Nel campo delle pratiche applicazioni, volendosi mantenere nell'ambito di una sicurezza molto spinta, è opportuno fare riferimento alla curva di controllo relativa al limite superiore del livello di confidenza 95%.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



1.6.4-CURVE DI INTERAZIONE ALTEZZA - PERIODO DELL'ONDA

Dalle relazioni 1.6.3.1), 1.6.3.2) e 1.6.3.3) che vengono di seguito riscritte:

$$Q = P/RH^3 \quad (1.6.3.1)$$

$$\xi = \operatorname{tg} \alpha / \sqrt{H/L} \quad (1.6.3.2)$$

$$Q = A(\xi - \xi_0) e^{B(\xi - \xi_0)} \quad (1.6.3.3)$$

e dalla:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{tgh} Kh \quad (1.6.4.1)$$

possono essere eliminati Q , ξ e L e si può definire una funzione $(f(H,T) = 0$ caratterizzata, per ogni dato tipo di diga a gettata, dalle variabili P , γ_r , $\cotg \alpha$ e dalla particolare conformazione del blocco utilizzato.

Tale relazione, riportata in un diagramma cartesiano (H,T) è rappresentata da una curva i cui punti definiscono le condizioni per cui ha inizio il manifestarsi del danno.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

Tale curva viene determinata con l'ausilio di quella di interazione, perciò essa riflette l'effetto combinato del periodo dell'onda T e dell'altezza H della medesima sulla stabilità della mantellata della diga.

Nel piano (H, T) sono individuabili due zone che, con l'ausilio delle curve $\xi = \xi_0$ e $\xi = \xi_{crit.}$ restano ulteriormente suddivise fino ad ottenere quattro parti che si definiscono come segue:

- 1° zona delle onde instabili (wave instability);
- 2° zona delle onde in cui si risente dell'effetto del periodo (area of strong wave period influence);
- 3° zona delle pendenze instabili (slope instability);
- 4° zona delle pendenze stabili (slope stability).

In tale diagramma un'onda è rappresentata con un punto che, se viene a cadere all'interno della curva, produrrà danno alla diga. Si nota come sia necessario che si formino onde di caratteristiche (altezza e periodo) minime perché abbia inizio il dislocamento dei blocchi della mantellata; l'altezza minima è definita come:

$$H_{min.} = (P/R Q_{max})^{1/3} \quad (1.6.4.2)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

e ricordando che:

$$Q_{\max} = - A/B e \quad (1.6.3.6)$$

si ha:

$$H_{\min.} = -(P B e/A R)^{1/3} \quad (1.6.4.3)$$

Non può, invece, essere definito un periodo minimo necessario perché si manifesti il danno; si può tuttavia supporre, in base alle osservazioni in pieno campo, che il valore $T = 6$ s possa essere assunto come valore potenziale del danno; ovvero quel valore cioè che dà luogo a delle onde che possono causare danni.

Tali limiti individuano una zona dove l'influenza del periodo dell'onda è estremamente importante; si è, infatti riscontrato che fra due onde di uguale altezza ma di periodo diverso, quella che ha il periodo più alto, nella maggior parte dei casi, procura danno alla diga.

Nelle altre zone del grafico, le onde per causare un danno devono avere altezze via via maggiori pur avendo periodi notevolmente alti.

Nella zona più lontana dall'asse delle ordinate, l'effetto del periodo è molto contenuto, mentre diviene notevole

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

per più bassi valori del periodo stesso.

Nel punto di intersezione fra la $f(H,T) = 0$ e la $\xi = \xi_{crit.}$ si ha $Q = Q_{max}$; perciò l'influenza del periodo dell'onda, nei confronti della stabilità della mantellata in particolare e dell'intera diga in generale, è molto importante nel campo di valori di ξ compresi tra ξ_0 e $\xi_{crit.}$ e diviene meno influente per $\xi > \xi_{crit.}$.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

A handwritten signature in blue ink, appearing to be a stylized "R" or similar character.

1.7 - DISEGNO D'INSIEME

Un'opera del tipo a gettata consta, com'è noto, di un nucleo, realizzato con materiali di modesta pezzatura, ricoperto da una serie di strati caratterizzati da elementi di dimensioni progressivamente crescenti man mano che dall'interno ci si sposti verso l'esterno dell'opera.

Lo strato posto a costituire il paramento foraneo, cui è demandato il compito di dissipare per frangimento l'energia dell'onda, prende il nome di mantellata ed è costituito da elementi il cui peso è valutabile sulla scorta delle indicazioni contenute nei paragrafi precedenti.

Il calcolo del peso dell'elemento il cui insieme costituisce la mantellata è certamente la fase più delicata dell'intera progettazione dell'opera ma non la sola; è infatti necessario procedere ad una esatta valutazione degli ulteriori elementi qui di seguito riportati:

- 1) Quota del coronamento e sua larghezza
- 2) Eventuale presenza del massiccio di sovraccarico in calcestruzzo
- 3) Valutazione della pezzatura dei blocchi dei diversi strati

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

- 4) Valutazione del numero degli strati e del loro spessore
- 5) Valutazione della porosità dell'opera
- 6) Valutazione del numero di elementi che costituiscono la mantellata.

Per la valutazione della quota cui porre il coronamento e della sua larghezza non può prescindersi dai fenomeni connessi all'overtopping che può essere tollerato solo se risultano assolutamente scongiurati i danni che le onde tracimanti possono causare alle opere poste a tergo delle scogliere.

L'aliquota di onda che subisce l'overtopping è funzione, oltre che della posizione del coronamento, anche dell'altezza del run-up a sua volta legato alle caratteristiche del moto ondoso, alla pendenza del paramento foraneo, alla porosità della struttura e alla scabrezza della mantellata.

Per una difesa a gettata avente, a titolo di esempio, paramento con due e mezzo in orizzontale per uno in verticale, il run-up dell'onda può raggiungere un valore prossimo al 90% dell'altezza d'onda stessa; appare pertanto assolutamente prudente, senza peraltro esagerare nella

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

cautela con conseguente notevole incremento dei costi, assumere un coronamento posto ad una quota massima mai superiore a 5,00 m s.l.m.; quote inferiori sono tuttavia sufficientemente tollerabili.

Con riferimento alla larghezza del coronamento è opportuno precisare che a tutt'oggi mancano approfonditi studi di carattere sia teorico sia sperimentale miranti alla determinazione della sua ottimale dimensione.

Una formula, basata più sull'esperienza pratica che sul rigore scientifico, propone per la larghezza B cercata:

$$B = n K \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (1.6.1)$$

dove:

n è il numero di elementi da porre in cresta

K è il coefficiente di coronamento che vale 1,24

P è il peso del singolo scoglio

γ_s è il peso specifico degli scogli

Il massiccio di sovraccarico servirebbe principalmente a rendere uniforme il piano del coronamento in modo che risulti percorribile ai veicoli destinati alla succes-

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

2

siva eventuale manutenzione delle opere o ad innalzare il coronamento dell'opera; una tale seconda ipotesi non ha motivo di sussistere nel momento in cui la quota del coronamento risultasse già sufficientemente elevata.

La prima condizione viene anch'essa usualmente scartata allorquando trattasi di opere isolate a mare e, quindi, non raggiungibili con mezzi terrestri.

Non sempre, pertanto, si ravvisano elementi atti a definire la necessità di un manufatto del tipo in parola.

Con riferimento allo spessore, s , degli strati, può essere vantaggioso ricordare la seguente espressione:

$$s = r K' \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (1.6.2)$$

dove r è il numero di ordini in cui vengono disposti i massi di ogni strato

K è il coefficiente di strato che, ad esempio, per gli scogli vale circa 1

P è il peso di ogni singolo scoglio

γ_s è il peso specifico degli scogli.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

2 - OPERE A PARETE VERTICALE

2.1 - GENERALITA'

Le dighe a parete verticale ebbero già 4000 o 5000 anni fa la loro prima applicazione a Tiro ad opera dei Fenici, ma solo nel secolo scorso subirono una notevole diffusione nei mari a forte escursione di marea e furono introdotte in Italia principalmente per merito del Coen Cagli.

Il prolungamento dell'antemurale Traiano di Cività vecchia rappresenta la prima applicazione mediterranea nel 1896; anche se, durante i lavori furono apportate al progetto originario modifiche così profonde da snaturare completamente l'originaria impostazione.

La prima vera applicazione del tipo in parola è costituita dall'antemurale di Napoli tuttora esistente.

Nei primi decenni di questo secolo si ebbero, poi, un numero notevole di realizzazioni anche se i principi informatori della progettazione erano ancora frammentari e confusi (Stevenson - 1874; Gaillard - 1904; Coen Cagli - 1921).

Tali prime applicazioni erano limitate a paraggi poco esposti perchè risultava pressoché impossibile

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

[Handwritten signature]

conferire all'opera la necessaria monoliticità dal momento che i mezzi d'opera del tempo non consentivano il sollevamento di elementi di peso superiore alle 100 tonnellate.

Una svolta decisiva nel dimensionamento di tali opere è rappresentata, come è noto, dalla celebre teoria del Sainflou (*) con la quale, per la prima volta, si fornivano dei criteri, nel contempo semplici e sufficientemente rigorosi, per la valutazione delle spinte idrodinamiche nel caso di riflessione perfetta.

La tecnologia realizzativa aveva, nel contempo, consentito di ovviare all'insufficienza dei mezzi di sollevamento formando l'infrastruttura in opera ricorrendo a casseri metallici, con sezione di larghezza pari a quella dell'intera struttura, recuperabili dopo la presa del calcestruzzo; uno dei primi esempi di opere in cassoni è individuabile nei lavori di prolungamento dei moli di Biserta.

Alcuni disastrosi eventi verificatisi fra la fine

(*) SAINFLOU M.: " Essai sur les digues maritimes verticales", Ann. des Ponts et Chaus., II, IV, 1928.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



degli anni venti ed i primi del trenta (Antofagosta - 1929; Catania - 1933; Algeri - 1934 e la stessa Biserta - 1915), indussero molti tecnici a rinunciare alla progettazione di opere di questo tipo ma, nel contempo, spinsero ad approfondire le conoscenze sul comportamento di tali strutture in funzione delle caratteristiche dell'ondata incidente, principalmente con studi di natura sperimentale sia su prototipo sia su modello (Coen Cagli - 1934; Strekey - 1936; Cunningham - 1936).

Tali studi condussero alla proposta di realizzare l'infrastruttura mediante file indipendenti di massi forati e sovrapposti; la monoliticità veniva poi ottenuta mediante colmata di calcestruzzo.

Tale criterio costruttivo vide applicazione nei porti di Valenza, Napoli e Genova.

Nel corso di questi ultimi lavori si constatò la difficoltà di gettare in un'unica soluzione tutto il calcestruzzo necessario a colmare la cella di una fila. Ciò, unitamente al potenziamento dei mezzi di sollevamento indusse a realizzare le opere con filoni di massi sovrapposti che, per le loro dimensioni, vennero detti

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

ciclopici.

Le prime realizzazioni si ebbero nei porti di Catania (320 ton) e Napoli con elementi di peso superiore alle 400 ton.

In seguito a tali studi, in occasione del XV Congresso Internazionale di Navigazione (Bruxelles - 1935), fu emessa la prima norma sufficientemente precisa cui dovevano attenersi gli ingegneri chiamati a progettare una diga del tipo a parete verticale; e cioè, che i procedimenti di calcolo fondati sulla teoria del moto ondoso stazionario potessero ritenersi validi quando lo scan_ no della scogliera si erge su fondali maggiori di due volte la massima altezza d'onda prevedibile, sempre però che la profondità al piede della parete verticale fosse maggiore di 1,5 volte tale altezza d'onda.

Negli anni successivi furono condotti ulteriori approfonditi studi sulle opere con parete verticale non solo nel caso di onda riflettentesi (Miche - 1946) ma anche con riferimento alle condizioni di frangimento dell'onda incidente e nella conseguente messa a punto di un opportuno modello matematico che consentisse di valutare le spinte dovute ai frangenti (Molitor - 1935; Lar_

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

A handwritten signature in blue ink, consisting of a stylized 'R' followed by a horizontal stroke.

ras - 1937; Iribarren - 1938; Bagnold - 1939; Morison - 1948; Minikin - 1950; Denny - 1951; Forgestrom - 1951).

Questi ed altri studi consentirono di formulare ulteriori indicazioni per il dimensionamento delle dighe a parete verticale. Al XVIII Congresso Internazionale di Navigazione (Roma, 1953), la profondità minima richiesta al piede della parete verticale fu così elevata ad almeno due volte la massima altezza d'onda prevedibile.

In questi ultimi anni gli studi hanno subito un notevole impulso sia per quanto riguarda i metodi di previsione del moto ondoso (Sverdrup, Munk - 1947; Bretschneider - 1951, 1952, 1959; Pierson, Neumann, James - 1955; Pierson, Moskowitz - 1964), sia sulle condizioni di formazione dei frangenti (Rundgren - 1958; Nagai - 1962; Homma e Horikawa - 1964) sia, infine, sulle azioni che si destano sulle pareti verticali delle strutture nel caso di onde stazionarie (Mongiardini - 1961; Nagai - 1969; Ragone - 1971) o frangenti (Nagai - 1958, 1960, 1963; Fuhrboter - 1966; Benassai - 1970; Scarsi, Stura - 1974).

Tali argomenti, separati ognuno per origine, impostazione e scopo, ma uniti in un unico processo logico

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

Il carattere conservativo delle forze agenti e le caratteristiche cinematiche del movimento delle particelle consentono di considerare il moto ondoso stazionario come irrotazionale, ottenendo delle espressioni risolutive della funzione potenziale sotto forma di sviluppi in serie e in cui il parametro fondamentale è la ripidità dell'onda.

Occorre precisare che il problema dell'esistenza e della relativa convergenza della serie è stato affrontato specificatamente per le onde progressive.

In questa sede è necessario conoscere le principali caratteristiche cinematiche del moto ondoso e la distribuzione di pressione.

La soluzione al primo grado di approssimazione porta ad onde sinusoidali che possono ritenersi ingegneristicamente ammissibili solo per oscillazioni di ampiezza piccola in rapporto alla profondità; il problema in esame deve pertanto essere affrontato almeno al secondo grado di approssimazione.

La teoria più nota e diffusa, anche se è una delle più antiche, ma non per questo meno valida oggi - ne viene suggerito l'uso da parte della Commissione Internazionale

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

per lo studio degli effetti delle onde dell'A.I.P.C.N.

(*) - è certamente quella del Sainflou il quale considera il moto ondoso stazionario come composizione di due movimenti ondosi progressivi propagantisi nella stessa direzione ma in versi opposti, ognuno dei quali ha altezza pari a quella dell'onda incidente.

La soluzione fornita dal Sainflou è approssimata al secondo ordine ma incompleta.

L'A., infatti, pone l'ipotesi semplificativa che le caratteristiche geometriche delle traiettorie ellittiche dei due movimenti componenti siano poco diverse fra loro così che possa trascurarsi la differenza dei loro quadrati in confronto al quadrato della lunghezza d'onda.

Le approssimazioni connesse alla teoria del Sainflou comportano, però, una valutazione in eccesso della spinta in condizioni di massimo affioramento.

La soluzione di Sainflou presenta la deficienza di non rispettare la costanza delle pressioni sulla superficie libera:

(*) A.I.P.C.N.: "Rapport final de la Commission International pour l'étude des effets des lames". Ann. Bull., 25, 1976.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

Il clapotis si considera come cilindrico allor_ quando in profondità costante, le generatrici della superficie libera si presentano parallele alla parete verticale piana.

Il Sainflou, assunto un sistema cartesiano di riferimento con origine sul livello indisturbato, l'as_ se x orizzontale e rivolto positivamente nel verso di propagazione dell'onda incidente, l'asse y verticalmente orientato verso il basso, propone la seguente espressio_ ne per la funzione potenziale, ϕ , del moto:

$$\phi = H \frac{L}{T} \frac{\cosh k(h-y_0)}{\sinh kh} \sin kx \sin \sigma t \quad (2.2.1)$$

essendo:

H l'altezza dell'onda incidente

L la lunghezza d'onda

T il periodo dell'onda

h la profondità

$k = 2\pi/L$ il numero d'onda

$\sigma = 2\pi/T$ la fase.

La precedente equazione del potenziale, nel rispet_ to delle ipotesi dette, soddisfa l'equazione di continuità,

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

dell'equilibrio dinamico, dello stato del fluido, e le condizioni ai limiti: annullamento delle componenti verticali della velocità orbitale sulla parete.

Il Miche (*) ha sviluppato la sua teoria considerando il clapotis come generato da due moti ondosi progressivi che si propagano in versi opposti; le coordinate delle traiettorie e delle pressioni vengono espresse secondo la seguente forma in serie:

$$x = x_0 + H\varphi_1 + H^2\varphi_2 \quad (2.2.2)$$

$$y = y_0 + H\psi_1 + H^2\psi_2 \quad (2.2.3)$$

$$f_2 = p = \gamma(z + Hx_1 + H^2x_2) \quad (2.2.4)$$

dove le componenti del primo e del secondo ordine, x_1 e x_2 rispettivamente, sono legate a due funzioni determinatrici G ed F dalle seguenti relazioni:

(*) MICHE M.: "Mouvements ondulatoires de la mer", Ann. des Ponts et Chauss., 1944.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

Q

$$x_1 = g \frac{\partial G}{\partial z} - \frac{\partial^2 G}{\partial t^2} \quad (2.2.5)$$

$$x_2 = g \frac{\partial F}{\partial z} - \frac{\partial^2 G}{\partial t^2} - \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial^2 G}{\partial x \partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 G}{\partial z \partial t} \right)^2 \right\} + \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \left\{ \left(\frac{\partial G}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial z} \right)^2 \right\} \quad (2.2.6)$$

Risolvendo le equazioni dell'equilibrio dinamico per i liquidi perfetti è possibile determinare le seguenti equazioni differenziali che legano le due funzioni determinatrici G ed F:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \frac{\partial^2 G}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \frac{\partial^2 G}{\partial t^2} = 0 \quad (2.2.7)$$

$$\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} = - \frac{\partial^2 G}{\partial x^2} \frac{\partial^2 G}{\partial z^2} + \left(\frac{\partial^2 G}{\partial x \partial z} \right)^2 \quad (2.2.8)$$

dalle quali per integrazione si determina:

$$F = \frac{1}{4} \left\{ \left(\frac{\partial G}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial z} \right)^2 \right\} + K \quad (2.2.9)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

[Handwritten signature]

essendo K una funzione arbitraria di integrazione che dipende dalle condizioni ai limiti in superficie ed al fondo.

Occorre osservare che la soluzione di Miche risulta oltremodo complessa negli sviluppi analitici e suscita talune perplessità sull'arbitrarietà della scelta.

La soluzione di Miche, infatti, porta, al crescere della ripidità, al destarsi in mezzeria ai colmi, di una ondulazione secondaria non suffragata dall'esperienza.

Si osservi infine che la soluzione di Miche contiene un termine correttivo del secondo ordine rispetto alla soluzione di Sainflou, che riduce la pressione negli istanti di massimo affioramento e la aumenta in quelli di minimo.

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

2.3 - IL MODELLO MATEMATICO DELLA SPINTA DOVUTA AD ONDE STAZIONARIE

2.3.1 - MESSA IN EQUAZIONE DEL PROBLEMA

Per una massa liquida di profondità h , le equazioni del profilo di un'onda progressiva di altezza finita, in coordinate di Lagrange, si scrivono come segue:

$$x = x_0 + r \sin(\sigma t - Kx_0) \quad (2.3.1.1)$$

$$y = y_0 - \frac{\pi r r'}{L} - r' \cos(\sigma t - Kx_0) \quad (2.3.1.2)$$

avendo assunto un sistema di riferimento con l'origine sul livello indisturbato, l'asse x orizzontale e l'asse y diretto verticalmente verso il basso.

Nella precedente equazione L è la lunghezza d'onda, T il periodo, x_0 e y_0 sono le coordinate della particella nell'istante iniziale ($t = 0$), r ed r' , rispettivamente, i semiassi orizzontali e verticali della traiettoria orbitale ellittica che si scrivono, indicando con H l'altezza d'onda incidente:

$$r = H \frac{\cosh K(h-y_0)}{\sinh Kh} \quad (2.3.1.3)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

$$r' = H \frac{\sinh K(h-y_0)}{\sinh Kh} \quad (2.3.1.4)$$

Per l'ipotesi fatta potranno trascurarsi i termini:

$$\frac{4\pi^2(r^2-r'^2)}{L^2} \quad (2.3.1.5)$$

Si osservi che la suddetta ipotesi assume diverso significato in funzione della profondità del punto in cui si vuole valutare la pressione e risulta rigorosamente soddisfatta solo nel caso di profondità infinita in cui le traiettorie orbitali divengono circolari.

In analogia alle equazioni del profilo di un'onda stazionaria, quelle dell'onda sistatica si scrivono come segue:

$$x = x_0 + 2r \sin \sigma t - \cos Kx_0 \quad (2.3.1.6)$$

$$y = y_0 - \frac{2rr'}{L} \sin^2 \sigma t - 2r' \sin \sigma t \sin Kx_0 \quad (2.3.1.7)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

[Handwritten signature]

2.3.2 - EQUAZIONE DI CONTINUITA'

L'equazione di continuità si scrive, nel caso in esame, come segue:

$$\frac{\partial x}{\partial x_0} \frac{\partial y}{\partial y_0} - \frac{\partial x}{\partial y_0} \frac{\partial y}{\partial x_0} = 1 \quad (2.3.2.1)$$

dove:

$$\frac{\partial x}{\partial x_0} = 1 - \frac{4\pi r}{L} \sin \sigma t \sin kx \quad (2.3.2.2)$$

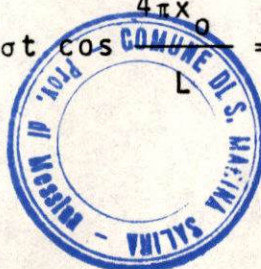
$$\frac{\partial y}{\partial y_0} = 1 + \frac{8\pi r^2}{L} (r^2 + r'^2) \sin^2 \sigma t + \frac{4\pi r}{L} \sin \sigma t \sin Kx_0 \quad (2.3.2.3)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x_0} = \frac{\partial x}{\partial y_0} = - \frac{4\pi r'}{L} \sin \sigma t \cos Kx_0 \quad (2.3.2.4)$$

Sostituendo le sopra ricordate espressioni delle derivate parziali nell'eguaglianza di continuità, sempre nell'ipotesi di trascurare la differenza dei quadrati dei semiassi delle traiettorie orbitali ellittiche rispetto al quadrato della lunghezza d'onda, si ricava:

$$1 + \frac{4\pi^2 (r^2 - r'^2)}{L^2} \sin^2 \sigma t \cos \frac{4\pi x_0}{L} = 1 \quad (2.3.2.5)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

[Handwritten signature]

2.3.3 - EQUAZIONE DELL'EQUILIBRIO DINAMICO

Le equazioni dell'equilibrio dinamico si scrivono, rispettivamente lungo l'asse x ed y, come segue:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_0} = - \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \frac{\partial x}{\partial x_0} + (y - \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}) \frac{dy}{\partial x_0} \quad (2.3.3.1)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y_0} = - \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} \frac{\partial x}{\partial y_0} + (y - \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}) \frac{dy}{\partial y_0} \quad (2.3.3.2)$$

dove le espressioni delle derivate rispetto allo spazio sono già state ricordate al paragrafo precedente e quelle rispetto al tempo si riportano qui dappresso:

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = - \sigma^2 r \sin \sigma t \cos Kx_0 \quad (2.3.3.3)$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = - \sigma^2 K r r' \cos 2\sigma t + \sigma^2 r^2 \sin \sigma t + \cos Kx_0 \quad (2.3.3.4)$$

Sostituendo nelle precedenti equazioni, ricordando l'equazione di Airy e trascurando, secondo le ipotesi fatte, i termini quadratici si ha:

$$\frac{1}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial x_0} = 2K(r \operatorname{tgh} Kh - r') \sin \sigma t \cos Kx_0 \quad (2.3.3.5)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

R

$$\frac{1}{\gamma} \frac{p}{\partial y_0} = 1 - K \sin \sigma t \sin Kx_0 (r'tghKh-r) \quad (2.3.3.6)$$

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE



quindi:

$$\cos Kx_0 = 0$$

$$\sin Kx_0 = \pm 1$$

La pressione lungo la parete verticale della diga
è ottenibile allora dalla:

$$\frac{1}{\gamma} (p-p_0) = y_0 \pm H \sin \sigma t \left(\frac{\cosh K(h-y_0)}{\cosh Kh} - \frac{\sinh K(h-y_0)}{\sinh Kh} \right) \quad (2.3.4.4)$$

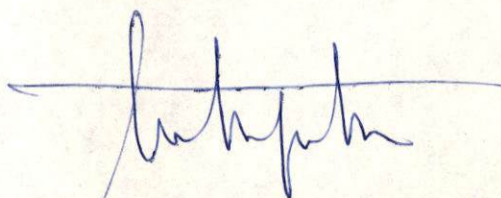
i cui valori massimi e minimi si hanno quando

$$\sin \sigma t = \pm 1$$

Palermo,

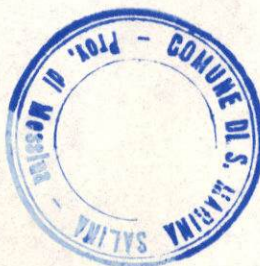
6 FEB. 1985

IL CONSULENTE



(Dott. Ing. Michelangelo Napolitano)

IL SINDACO



IL SEGRETARIO COMUNALE

