

REGIONE SICILIANA

COMUNE DI LAMPEDUSA E LINOSA

LAVORI PER LA MESSA IN SICUREZZA E
RIQUALIFICA DEL PORTO SCALO VECCHIO DI
LINOSA AI SENSI DELL'ART. 5 DELLA L.R. 21/1998

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

All.c.5 - Studio delle forzanti sulla diga a parete verticale

Palermo: 27 DIC 2018

Il Sindaco



IL RUP:



Redatto da:

Ing. A. Averna
Ing. F. Giordano



Collaborazione:

Sigma Ingegneria S.r.l.

Sigma Ingegneria S.r.l.
Via D. G. B. 201/A
90143 Palermo
P.I. 02630310026

INDICE DELLA RELAZIONE

1. GENERALITÀ-----	2
2. DETERMINAZIONE DELLE FORZANTI INDOTTE DAL MOTO ONDO SO SU UNA PARETE VERTICALE--	6
2.1 PREMESSE -----	6
2.2 DIGHE A PARETE VERTICALE SOGGETTE ALL' AZIONE DI ONDE NON FRANGENTI-----	7
2.3 DIGHE A PARETE VERTICALE SOGGETTE ALL' AZIONE DI ONDE FRANGENTI-----	9
3.DETERMINAZIONE DELLE FORZANTI SULLE PARETI VERTICALI PREVISTE IN PROGETTO -----	12
4. VERIFICHE DI STABILITÀ PER LE PARETI VERTICALI PREVISTE IN PROGETTO -----	14
 TABELLE -----	 16
 FIGURE-----	 31

1.- GENERALITÀ

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 Civitavecchia 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; Gai-Hard - 1904; Coen Cagli - 1921). Tali prime applicazioni erano limitate a paraggi poco esposti perché risultava pressoché impossibile 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 nei dimensionamento di tali opere è rappresentata, come è noto, dalla celebre teoria del Sainflou (1) con la quale, per la prima volta, si fornivano dei criteri, nel contempo semplici e sufficientemente rigorosi, per la vantazione 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 degli anni venti ed i primi dei 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'onda incidente, principalmente con studi di natura sperimentale sia su prototipo sia su modello (Coen Cagli - 1934; Strekey - 1936; Cunningam - 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 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 scanno 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; Laras - 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 danno 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 di progettazione, hanno portato nuovi contributi sui criteri di dimensionamento delle opere a parete verticale. Da tali studi, di cui si sono ricordati solo i principali, dall'attento esame di altri disastri avvenuti in epoca più recente, come quello della diga Galliera di Genova del Febbraio 1955, da ulteriori osservazioni su prototipo (Kuribayaschi, Muraki, Udei - 1959), si è oggi accertato che il fenomeno di interazione fra moto ondoso e strutture dipende non solo dall'altezza dell'onda, dalla profondità al piede della parete verticale e dal fondale, ma anche dalle dimensioni della berma, dalla inclinazione e dalla rugosità della scarpata, dalla permeabilità della scogliera, dalle dimensioni dei massi di guardia, dalla lunghezza dell'onda, dalla presenza del recente crollo della diga foranea del porto di Palermo (Ottobre 1973) è l'ultimo in ordine di tempo, ma non certo per le dimensioni dell'evento, dei tanti che hanno costellato la storia delle strutture con parete verticale dal loro sorgere ed affermarsi fino ai nostri giorni. Tali eventi rappresentano, nella loro drammaticità l'occasione per verificare le metodologie di calcolo confrontando i più recenti criteri di progettazione con quelli già acquisiti all'epoca della realizzazione della struttura.

La travagliata genesi delle dighe a parete verticale va ricercata, non certamente in una caparbia volontà degli ingegneri marittimi, ma, nella estrema razionalità del loro principio informatore. Così

come, infatti, il tipo a gettata si ispira alle spiagge che dissipano per frangimento l'energia dell'onda il tipo a parete verticale si ricollega alle alte coste rocciose che, ergendosi a picco sul mare riflettono l'energia dei marosi. Costituita nella sua parte fondamentale da una parete verticale sufficientemente alta, la diga in parola rappresenta, infatti, il tipo più razionale di opera di difesa poiché evita di indurre, nell'intrinseco moto dell'onda, modificazioni atte ad accrescerne l'azione sull'opera. Ciò va aggiunto che, risultando il volume dell'opera ridotto al minimo, si hanno anche le massime rapidità di costruzione. A tale proposito è però opportuno notare che se il volume della struttura si riduce, non per questo sarà sempre minimo anche il costo totale dell'opera, potendo le difficoltà di costruzione e la necessità di impianti e mezzi d'opera non comuni, elevarlo tanto da superare quello del tipo a gettata.

Gli elevati costi unitari derivano da quelle stesse caratteristiche che costituiscono il pregio fondamentale delle opere a parete verticale, il cui buon esito è legato all'assoluta necessità di una perfetta realizzazione. In linea di massima può dirsi che le opere a gettata, cui generalmente compete un costo unitario più basso delle opere a parete verticale, risultano convenienti fino a profondità dell'ordine dei 12+15 m. oltre tale limite, gli alti volumi necessari alla realizzazione dell'opera a gettata fanno sì che il loro costo totale risulti superiore. Oggi la tipologia costruttiva più diffusa delle dighe con parete verticale è rappresentata dai cassoni di cemento armato zavorrati con inerti o calcestruzzo magro sia per la maggiore economia, anche in termini di tempi di realizzazione, sia per la maggiore sicurezza che nasce dalla monoliticità, essendosi eliminati i giunti orizzontali e ridotti quelli verticali.

2 - DETERMINAZIONE DELLE FORZANTI INDOTTE DAL MOTO ONDOSI SU UNA PARETE VERTICALE

2.1 – PREMESSE

L'impatto di un'onda su una parete verticale, può essere schematizzato in tre casi:

- a) altezza d'onda piccola in confronto alle dimensioni "verticali" della parete (sopra e sotto il l.m.m.);
- b) altezza d'onda molto più grande delle dimensioni "verticali" della parete;
- c) altezza d'onda simile alle dimensioni "verticali" della parete.

Fra queste tre situazioni, appena descritte, quella più gravosa, per la parete, è l'ultima.

Infatti nel caso a), si ha, in corrispondenza della parete, un'oscillazione regolare del fronte d'onda senza la formazione di sacche d'aria (particolarmente deleterie come si vedrà in seguito); nel caso b) il frangimento avviene ad una certa distanza dalla parete e quindi pur essendo elevato il contenuto aeriforme, il fenomeno manca delle condizioni tipiche dell'impulso.

E' invece nel caso c), in cui il frangimento dell'onda avviene in prossimità dell'opera e parallelamente a questa, creando una sacca d'aria al diminuire delle cui dimensioni cresce il picco di pressione sulla parete e diminuisce la durata dell'impulso.

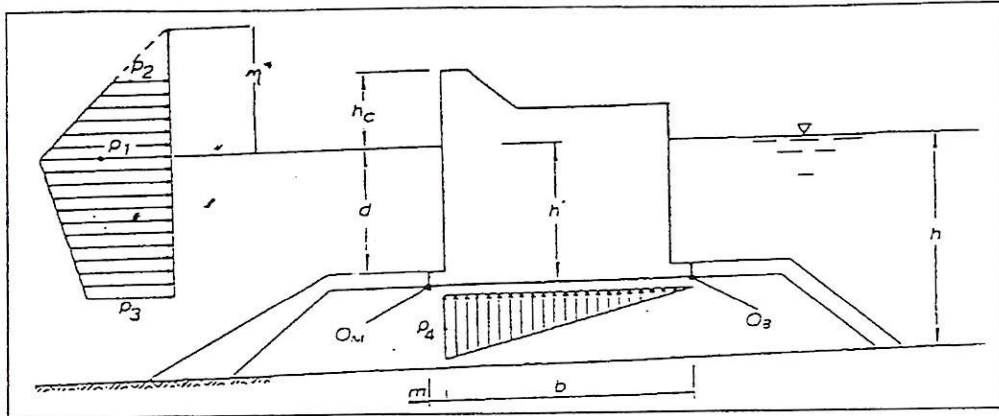
Lo studio di tale fenomeno, cui compete un enorme potere distruttivo è fra i più complessi che si possano incontrare nell'analisi delle forze naturali, data la presenza della duplice fase liquida ed aeriforme.

Infatti, studi effettuati sia in laboratorio che su opere esistenti, hanno dimostrato che gli andamenti delle pressioni d'urto nel tempo variano sensibilmente uno dall'altro, rendendone quindi problematica l'impostazione analitica.

2.2- DIGHE A PARETE VERTICALE SOGGETTE ALL'AZIONE DI ONDE NON FRANGENTI

La teoria più nota e diffusa, anche se è una delle più antiche, ma non per questo meno valida dato che ancora oggi ne viene suggerito l'uso da parte della Commissione Internazionale 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'Autore, infatti, pone l'ipotesi esemplificativa che le caratteristiche geometriche delle traiettorie 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.

In accordo con quanto detto, nella pagina seguente si riporta lo schema di calcolo per le dighe sottoposte all'azione di onde regolari cilindriche.



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

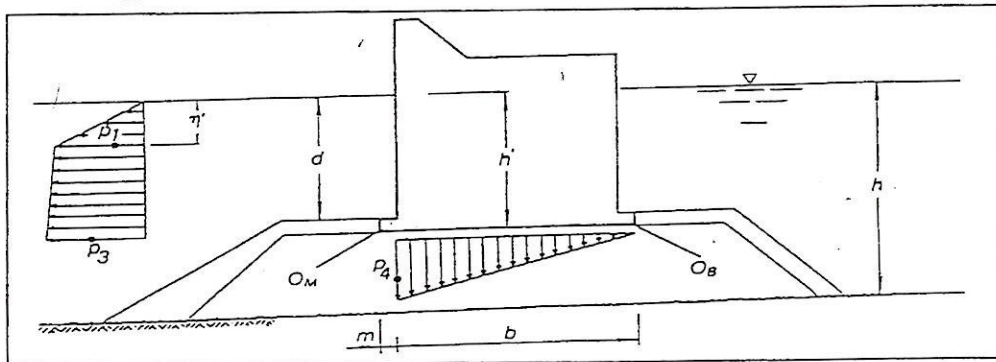
$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

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

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

$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

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



$$p_1 = \gamma \eta'$$

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

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

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

2.3 DIGHE A PARETE VERTICALE SOGGETTE ALL'AZIONE DI ONDE FRANGENTI

Il Minikin(1963), relativamente al calcolo delle pressioni su una parete verticale investita da onde frangenti, ha ritenuto che il picco più alto di pressione dinamica p_{max} , si manifesti in corrispondenza del l.m.m., ricavando tale sovrappressione massima sia sperimentalmente che su prototipo:

$$P_{MAX} = 101w \frac{H_b d_s}{L_D D} (D + d_s)$$

Dove:

P_{max} = massima pressione dinamica

w = peso specifico acqua marina pari a 1.03 t/mc

H_b = altezza dell'onda frangente

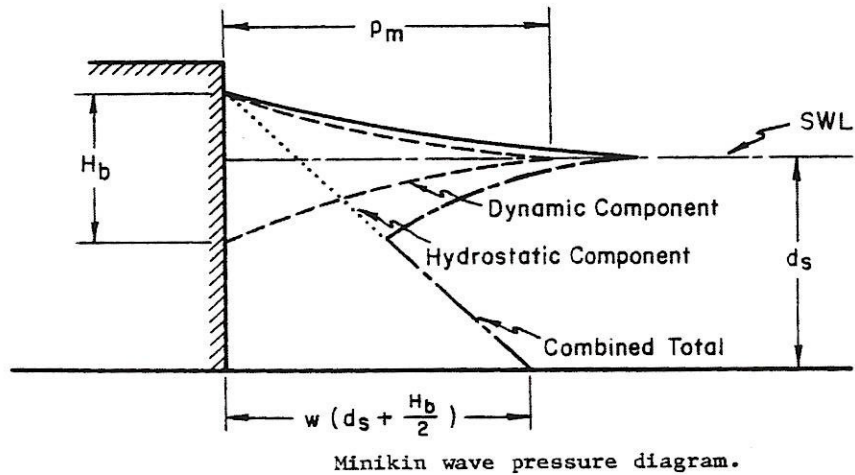
d_s = profondità al piede della parete

D = profondità alla distanza di una lunghezza d'onda dalla parete

L_D = lunghezza d'onda alla profondità D

Il diagramma delle pressioni dinamiche ricavato dal Minikin è del tipo illustrato in fig.1., la pressione decresce parabolicamente dal valore P_{max} che è corrispondente al l.m.m., fino al valore di $P = 0$ ad una distanza pari ad $H_b/2$ sopra e sotto il l.m.m..

Fig. 1:



La forza della componente dinamica della pressione è pari a:

$$R_M = \frac{P_M H_b}{3}$$

mentre il momento della forza risultante della componente dinamica della pressione rispetto al piede dell'opera è:

$$M_m = R_M d_s = \frac{P_M H_b d_s}{3}$$

Per ottenere il valore della forza totale agente sulla parete, bisogna aggiungere, alla forza dinamica, il contributo della forza idrostatica, dovuto all'innalzamento del livello idrico per effetto dell'onda che investe la parete stessa, per cui:

$$R_t = R_M + R_S = R_M + \frac{w \left(d_s + \frac{H_b}{2} \right)^2}{2}$$

dove R_s è la componente idrostatica dell'onda frangente sul muro di sponda.

Infine il momento totale varrà:

$$M_t = M_M + M_S = M_M + \frac{w \left(d_s + \frac{H_b}{2} \right)^2}{6}$$

Con M_S momento della forza idrostatica al piede della parete.

3. DETERMINAZIONE DELLE FORZANTI PER LE PARETI VERTICALI DELLE OPERE PREVISTE IN PROGETTO

Lo studio idraulico marittimo per il paraggio in esame, prendendo le mosse dall'elaborazione statistica dei dati del vento registrati nella stazione di Pantelleria dall'Aeronautica Militare, ha permesso la determinazione delle caratteristiche del mare al largo ed alla modifiche che le onde subiscono nel propagarsi verso riva tramite lo studio della rifrazione e del frangimento.

In tal modo è stato possibile valutare gli attacchi ondosi al piede delle dighe a parete verticale, applicando i risultati cui si perviene utilizzando i modelli matematici di cui ai precedenti paragrafi mediante un opportuno programma di calcolo messo a punto dagli scriventi per il caso specifico.

Si sono verificati quattro tipologie strutturali diverse (fig 2):

1. cassone cellulare di testata della diga di sottoflutto (fig.3);
2. cassone cellulare di testata della diga di sopraflutto(fig.4);
3. cassone cellulare antiriflettente della diga di sopraflutto imbasato a quota $-10,50\text{m}$ (fig.5);
4. cassone cellulare antiriflettente della diga di sopraflutto imbasato a quota $-12,50\text{m}$ (fig.6);

Le caratteristiche dei moto ondoso, ricavate dallo studio idraulico marittimo, sono state definite assumendo onde pari a $7,37\text{ m}$ ($H_{1/3}$), $9,94$ ($H_{1/10}$), $10,32$ ($H_{1/20}$), $12,16$ ($H_{1/100}$) e periodo di $11,96\text{s}$ dalla direzione 157.5° .

Per ognuna delle combinazioni delle tipologie strutturali e delle caratteristiche del moto ondoso sono state calcolate, oltre alla pressione al piede e al sovravelevamento rispetto al livello indisturbato, la spinta ed il momento rispetto alla base, sia in condizioni di massimo affioramento, sia di minimo affioramento.

Le spinte sono state valutate, secondo le norme suggerite dalla Commissione del 1 • A.I.P.C.N. ("Report final de la Commission Internationale pour l'Etude des effets des lames"), considerando cioè una profondità pari, quella del piede della scogliera, ma integrando il diagramma delle pressioni alla sola profondità al piede della parete verticale.

Per la valutazione della sottospinta dinamica, dovuta cioè alle differenze di livello fra il lato del porto ed il lato foraneo in condizioni di moto ondoso, si è fatta la consueta ipotesi di andamento lineare delle pressioni da zero fino al valore che si legge sul diagramma verticale delle pressioni ad una quota corrispondente a quella di Imbasamento della infrastruttura da verificare. Assumere i valori di pressione dianzi definiti è certamente cautelativo sotto l'aspetto dell'equilibrio statico dell'opera. Si è infatti rilevato dai risultati di alcune indagini sperimentali, condotte su modello e su prototipo (Nagai, Tamai, Kubo 1960), che la presenza di un masso di guardia posto al piede dell'opera, oltre ad evitare i ben noti fenomeni erosivi, contribuisce a ridurre sensibilmente il valore della massima sottoppressione.

4. VERIFICHE DI STABILITÀ PER LE DIGHE A PARETE VERTICALE DEL PORTO IN LOCALITÀ SCALO VECCHIO DI LINOSA

Le verifiche effettuate, riassunte nelle tabelle allegate, sono ovviamente quelle allo schiacciamento, al ribaltamento ed allo scorrimento.

Per tale ultima verifica si è tenuto presente che il coefficiente di attrito fra base dell'infrastruttura ed imbasamento in scogliera può variare tra 0,6 e 0,8 a secondo della natura delle superfici di contatto e delle modalità costruttive.

Il valore del coefficiente di scorrimento f è, infatti, fortemente influenzato dalla eventuale presenza e dalle relative caratteristiche geometriche dei massi di guardia oltre che dal peso e dalla larghezza della infrastruttura. i

Un altro fattore che a prima vista potrebbe sembrare di secondaria importanza, ma il cui ruolo è stato messo in evidenza da recenti ricerche sperimentali su modello e su prototipo (Nagai, Kubata 1974) è fornito dai tempi impiegati per la costruzione dell'opera; si è constatato quanto segue:

- a) Quando i cassoni vengono posti in opera nell'arco di non più di due anni dalla realizzazione dello scanno di scogliera ed i massi di guardia vengono posti in opera anche in condizione di mare mosso, si ha: $f = 0,65 - 0,70$.
- b) Se per la posa dei cassoni trascorrono invece più di due anni e i massi di guardia vengono posti in opera anche in condizioni di mare mosso, si ha: $f = 0,70 - 0,75$.
- c) Quando passano più di due anni ed i massi di guardia vengono posti in opera esclusivamente in condizioni di mare calmo, si ha: $f = 0,80 - 0,90$.

Il miglioramento delle condizioni limite di scorrimento al trascorrere del tempo che intercorre fra la ultimazione dello scanno ed il completamento della infrastruttura è dovuto al fatto che i

cedimenti che nel frattempo si manifestano nella scogliera tendono ad assestare il piano di posa che, successivamente ripreso nelle eventuali zone di maggior cedimento, si mostra più uniforme consentendo, quindi, un appoggio continuo.

Il secondo fattore, connesso allo stato del mare ed alla fase di posa dei massi di guardia, è dovuto alla precisione di gran lunga maggiore che si ottiene in condizioni di calma. Tali considerazioni valgono, ovviamente, allorquando lo scanno sia realizzato a regola d'arte; i valori più bassi del coefficiente di attrito si riferiscono infatti ad un letto in cattive condizioni, mentre quelli più alti, ad un appoggio ben fatto.

TABELLE: Forzanti dovute al moto ondoso sulle pareti verticali previste in progetto

Determinazione delle forzanti: Cassone tipo 1 (imbasato a -10,5) – testata diga di sottoflutto

- R_m = spinta dovuta alla componente dinamica della pressione per onde frangenti secondo Minikin
- R_s = forza idrostatica dovuta all'innalzamento del livello idrico per effetto dell'onda che investe la parete
- $R_t = R_m + R_s$

Tabella A.1

	$H_{1/3}$	$H_{1/10}$	$H_{1/20}$	$H_{1/100}$
R_m (t/m)	166	299	326	453
R_s (t/m)	103	123	126	124
R_t (t/m)	269	422	452	577

Determinazione delle forzanti: Cassone tipo 2 (imbasato a -12,5) – testata diga di sopraflutto

- R_d = spinta dovuta alla somma della componente dinamica della pressione per onde non frangenti ed alla componente idrostatica dovuta all'innalzamento del livello idrico per effetto dell'onda che investe la parete

Tabella A.2

	$H_{1/3}$	$H_{1/10}$	$H_{1/20}$	$H_{1/100}$
Rd (t/m)	79	111	117	142

Determinazione delle forzanti: Cassone tipo 3 (imbasato a -10,5) – diga di sopraflutto

- Rd = spinta dovuta alla somma della componente dinamica della pressione per onde non frangenti ed alla componente idrostatica dovuta all'innalzamento del livello idrico per effetto dell'onda che investe la parete

Tabella A.3

	$H_{1/3}$	$H_{1/10}$	$H_{1/20}$	$H_{1/100}$
Rd (t/m)	70	99	104	128

Determinazione delle forzanti: Cassone tipo 4 (imbasato a -12,5) – diga di sopraflutto

- R_d = spinta dovuta alla somma della componente dinamica della pressione per onde non frangenti ed alla componente idrostatica dovuta all'innalzamento del livello idrico per effetto dell'onda che investe la parete

Tabella A.4

	$H_{1/3}$	$H_{1/10}$	$H_{1/20}$	$H_{1/100}$
R_d (t/m)	78	110	117	143

TABELLE: verifiche allo scorrimento, al ribaltamento ed allo schiacciamento.

Verifiche allo scorrimento: Cassone tipo 1 (imbasato a -10,5) – testata diga di sottoflutto

- C_a = coefficiente d'attrito cassone – scogliera di fondazione
- C_s = coefficiente di sicurezza

Tabella 1.1

- $H_s = H_{1/3}$

Ca	Cs
0,6	2,22
0,7	2,6
0,8	2,96

Tabella 1.2

- $H_s = H_{1/10}$

Ca	Cs
0,6	1,29
0,7	1,49
0,8	1,71

Tabella 1.3

- $H_s = H_{1/20}$

Ca	Cs
0,6	1,18
0,7	1,38
0,8	1,57

Tabella 1.4

- $H_s = H_{1/100}$

Ca	Cs
0,6	0,86
0,7	1
0,8	1,15

Verifiche al ribaltamento: Cassone tipo 1 (imbasato a -10,5) – testata diga di sottoflutto

- Cs= coefficiente di sicurezza

Tabella 1.5

H	Cs
H _{1/3}	3,12
H _{1/10}	1,89
H _{1/20}	1,75
H _{1/100}	1,3

Verifiche allo schiacciamento: Cassone tipo 1 (imbasato a -10,5) – testata diga di sottoflutto

Tabella 1.6

H	Tensione sulla scogliera Kg/cm2
H _{1/3}	2,43
H _{1/10}	2,55
H _{1/20}	2,57
H _{1/100}	2,63

Verifiche allo scorrimento: Cassone tipo 2 (imbasato a -12,5) – testata diga di sopraflutto

- C_a = coefficiente d'attrito cassone – scogliera di fondazione
- C_s = coefficiente di sicurezza

Tabella 2.1

- $H_s = H_{1/3}$

C_a	C_s
0,6	4,15
0,7	4,84
0,8	5,54

Tabella 2.2

- $H_s = H_{1/10}$

C_a	C_s
0,6	2,77
0,7	3,23
0,8	3,69

Tabella 2.3

- $H_s = H_{1/20}$

Ca	Cs
0,6	2,6
0,7	3,03
0,8	3,47

Tabella 2.4

- $H_s = H_{1/100}$

Ca	Cs
0,6	2,03
0,7	2,38
0,8	2,71

Verifiche al ribaltamento: Cassone tipo 2 (imbasato a -12,5) – testata diga di sopraflutto

- Cs= coefficiente di sicurezza

Tabella 2.5

H	Cs
H _{1/3}	3,85
H _{1/10}	2,8
H _{1/20}	2,7
H _{1/100}	2,26

Verifiche allo schiacciamento: Cassone tipo 2 (imbasato a -12,5) – testata diga di sopraflutto

Tabella 2.6

H	Tensione sulla scogliera Kg/cm2
H _{1/3}	2,69
H _{1/10}	2,82
H _{1/20}	2,84
H _{1/100}	2,92

Verifiche allo scorrimento: Cassone tipo 3 (imbasato a -10,5) – diga di sopraflutto

- C_a = coefficiente d'attrito cassone – scogliera di fondazione
- C_s = coefficiente di sicurezza

Tabella 3.1

- $H_s = H_{1/3}$

C_a	C_s
0,6	2,21
0,7	2,57
0,8	2,94

Tabella 3.2

- $H_s = H_{1/10}$

C_a	C_s
0,6	1,46
0,7	1,7
0,8	1,94

Tabella 3.3

- $H_s = H_{1/20}$

Ca	Cs
0,6	1,36
0,7	1,6
0,8	1,82

Tabella 3.4

- $H_s = H_{1/100}$

Ca	Cs
0,6	1,06
0,7	1,23
0,8	1,41

Verifiche al ribaltamento: Cassone tipo 3 (imbasato a -10,5) – diga di sopraflutto

- C_s = coefficiente di sicurezza

Tabella 3.5

H	Cs
$H_{1/3}$	2,83
$H_{1/10}$	2,02
$H_{1/20}$	1,92
$H_{1/100}$	1,58

Verifiche allo schiacciamento: Cassone tipo 3 (imbasato a -10,5) – diga di sopraflutto

Tabella 3.6

H	Tensione sulla scogliera Kg/cm²
$H_{1/3}$	2,27
$H_{1/10}$	2,38
$H_{1/20}$	2,41
$H_{1/100}$	2,46

Verifiche allo scorrimento: Cassone tipo 4 (imbasato a -12,5) – diga di sopraflutto

- C_a = coefficiente d'attrito cassone – scogliera di fondazione
- C_s = coefficiente di sicurezza

Tabella 4.1

- $H_s = H_{1/3}$

C_a	C_s
0,6	2,15
0,7	2,51
0,8	2,87

Tabella 4.2

- $H_s = H_{1/10}$

C_a	C_s
0,6	1,44
0,7	1,67
0,8	1,95

Tabella 4.3

- $H_s = H_{1/20}$

Ca	Cs
0,6	1,36
0,7	1,58
0,8	1,81

Tabella 4.4

- $H_s = H_{1/100}$

Ca	Cs
0,6	1,06
0,7	1,24
0,8	1,42

Verifiche al ribaltamento: Cassone tipo 4 (imbasato a -12,5) – diga di sopraflutto

- C_s = coefficiente di sicurezza

Tabella 4.5

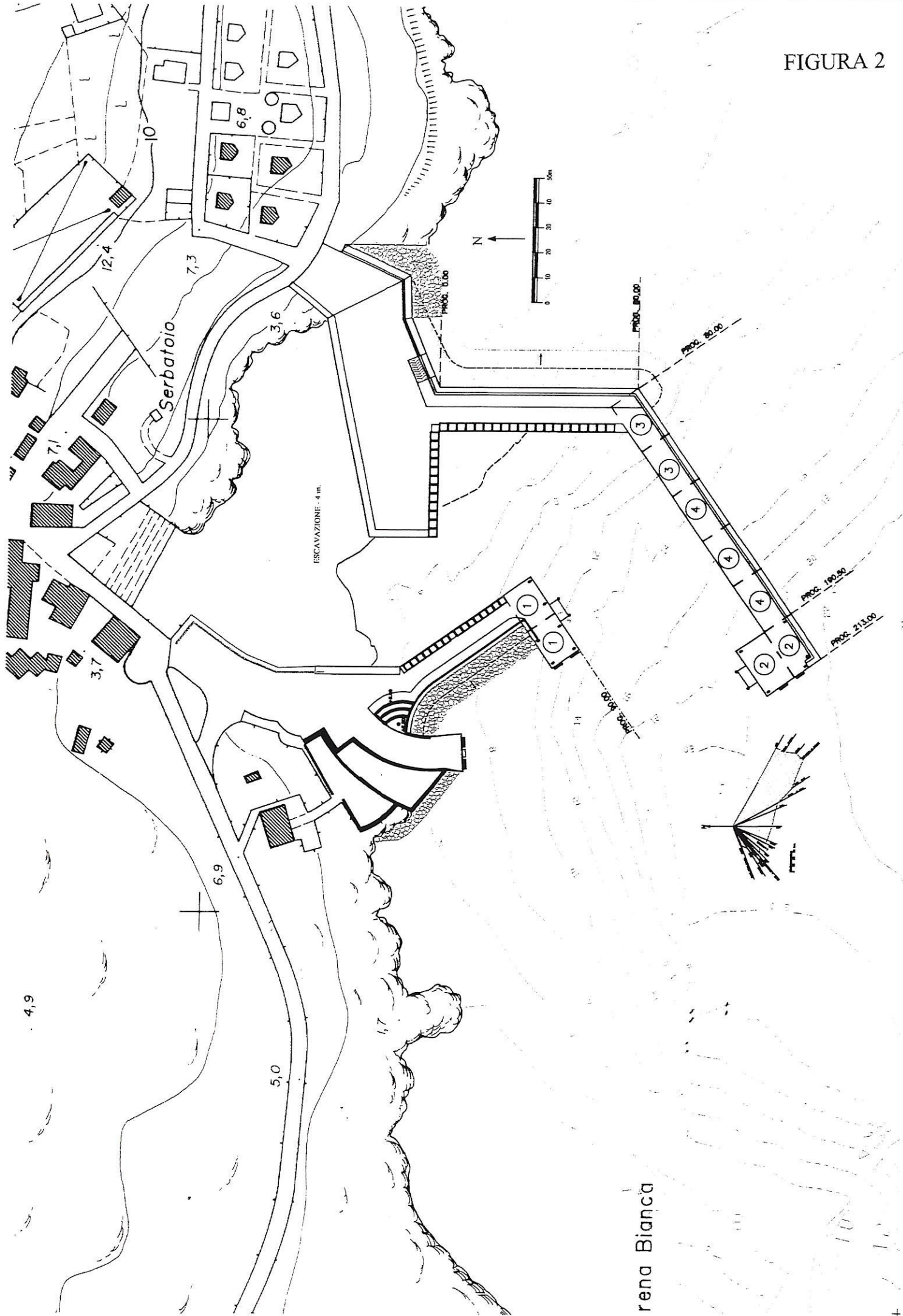
H	C_s
$H_{1/3}$	2,62
$H_{1/10}$	1,88
$H_{1/20}$	1,78
$H_{1/100}$	1,47

Verifiche allo schiacciamento: Cassone tipo 4 (imbasato a -12,5) – diga di sopraflutto

Tabella 4.6

H	Tensione sulla scogliera Kg/cm²
$H_{1/3}$	2,44
$H_{1/10}$	2,55
$H_{1/20}$	2,57
$H_{1/100}$	2,64

FIGURA 2



rena Bianca