

DIGHE A PARETE

In relazione alle forze, si possono distinguere due tipi di dighe a parete verticale:

1 dighe a parete verticale destinate a riflettere l'onda incidente

2 dighe a parete verticale destinate a subire gli effetti del frangimento del moto ondoso

Nel caso di rilevanti oscillazioni di marea un'opera a parete verticale potrebbe essere di tipo 1 in condizioni di alta marea e di tipo 2 in condizioni di bassa marea.

DIGHE A PARETE

Coefficiente di riflessione:

Per opere a parete piena verticale (assenza di dispositivi dissipativi, $R \sim 0.8 \div 0.9$) le onde riflesse danno luogo ad un'onda stazionaria o parzialmente stazionaria.

In presenza di dispositivi dissipativi (pareti forate) o di pareti spezzate, il coefficiente di riflessione risulta inferiore (valori indicativi: $0.4 < R < 0.7$).

Per pareti forate in generale il coefficiente di riflessione aumenta all'aumentare della lunghezza delle onde incidenti.

Il coefficiente di riflessione diminuisce quando le onde iniziano a trascinare la struttura.

DIGHE A PARETE

Forze:

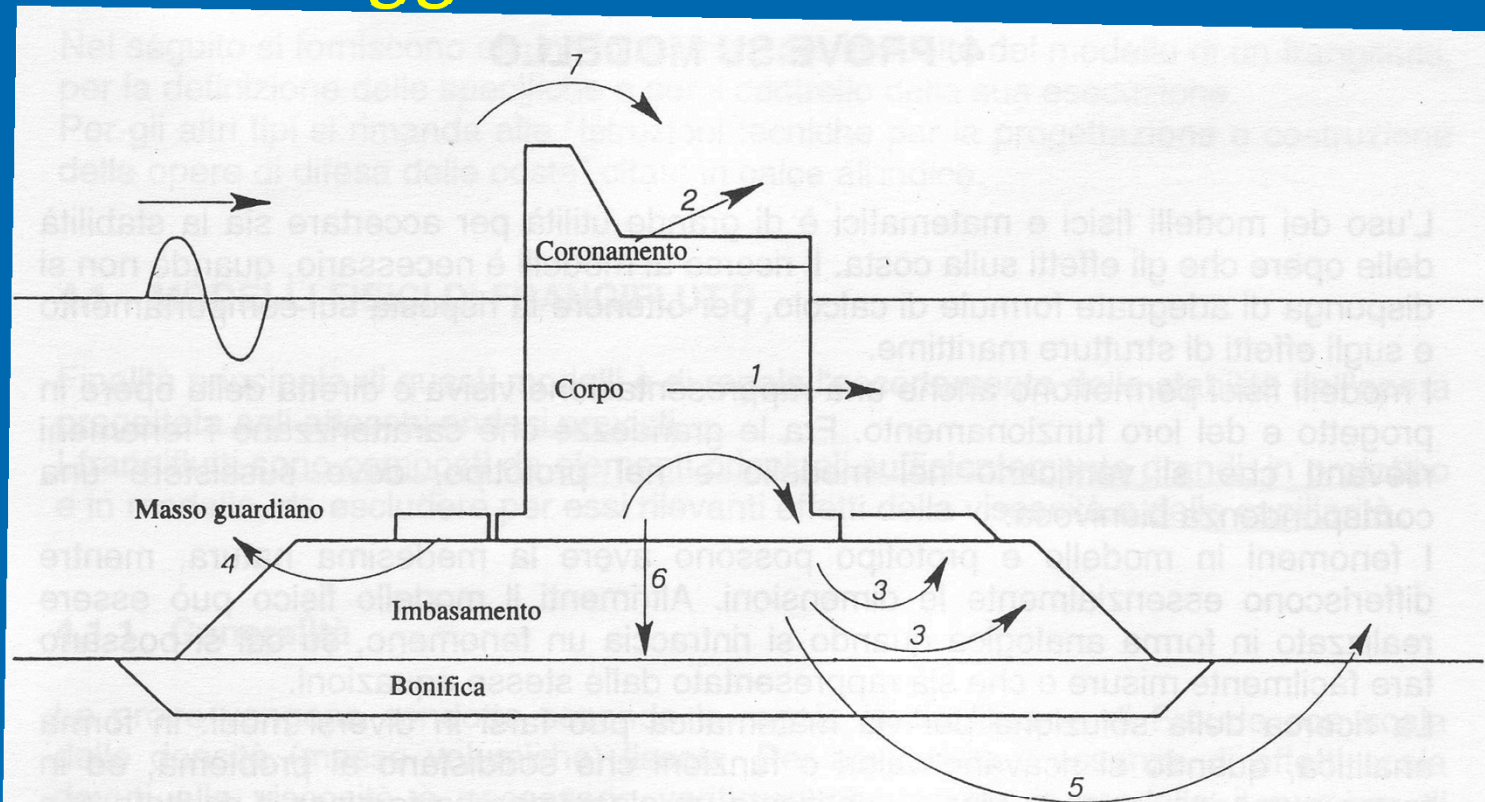
Nel caso 2 il moto ondoso dà origine sulla struttura a forze superiori rispetto a quelle che si verificano nel caso 1.

Si tratta di opere rigide (non riparabili).

Presentano una elevata inerzia rispetto a carichi impulsivi ovvero a carichi di breve durata.

DIGHE A PARETE

Cause di danneggiamento:



- | | | | |
|---|---|---|--------------------------------------|
| 1 | Scorrimento del corpo diga | 5 | Collasso della fondazione |
| 2 | Scorrimento di blocchi isolati | 6 | Assesamento eccessivo del corpo diga |
| 3 | Punzonamento o rifluimento della scogliera di imbasamento | 7 | Tracimazione eccessiva con danni |
| 4 | Rimozione masso guardiano o di massi dell'imbasamento | | |

DIGHE A PARETE

LE FORZE

F_o = componente orizzontale della spinta dell'onda;

P = peso proprio

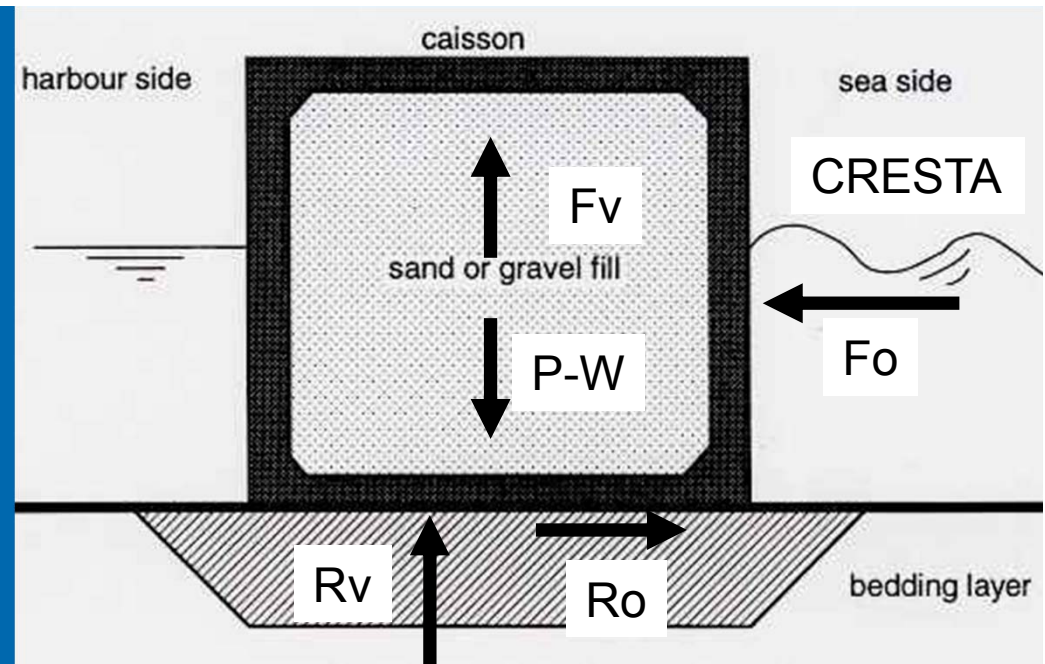
W = spinta di galleggiamento esercitata sull'opera in condizioni di quiete

F_v = variazione della spinta di galleggiamento dovuta all'onda (dovuta alle sottopressioni di origine ondosa agenti sulla base della parete)

R_o = reazione orizzontale all'imbasamento d'appoggio

R_v = reazione verticale al basamento di appoggio

N.B.: P e W hanno punti di applicazione differenti e possono non essere lungo lo stesso asse verticale (P è applicato nel baricentro e W nel centro di carena)



DIGHE A PARETE

LE FORZE

F_o = componente orizzontale della spinta dell'onda;

P = peso proprio

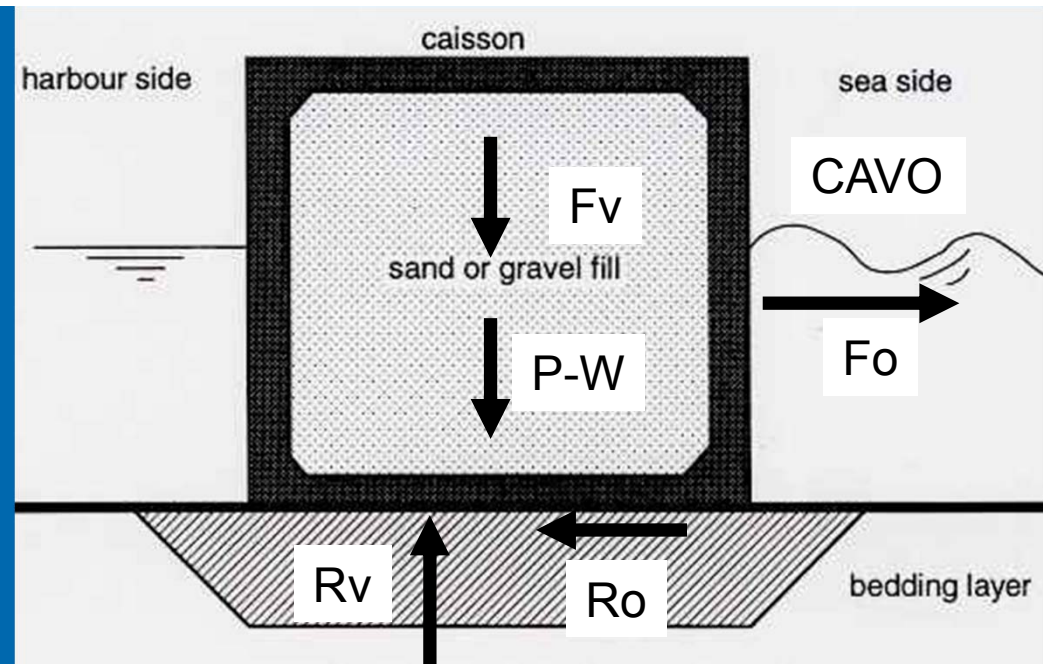
W = spinta di galleggiamento esercitata sull'opera in condizioni di quiete

F_v = variazione della spinta di galleggiamento dovuta all'onda (dovuta alle sottopressioni di origine ondosa agenti sulla base della parete)

R_o = reazione orizzontale all'imbasamento d'appoggio

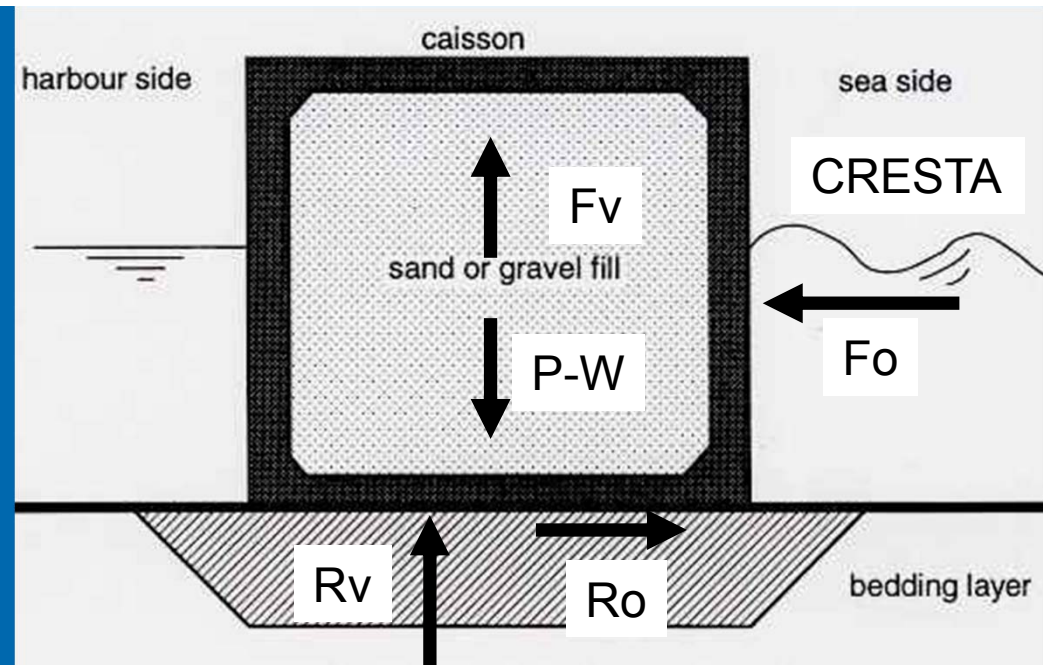
R_v = reazione verticale al basamento di appoggio

N.B.: P e W hanno punti di applicazione differenti e possono non essere lungo lo stesso asse verticale (P è applicato nel baricentro e W nel centro di carena)



DIGHE A PARETE

LE FORZE



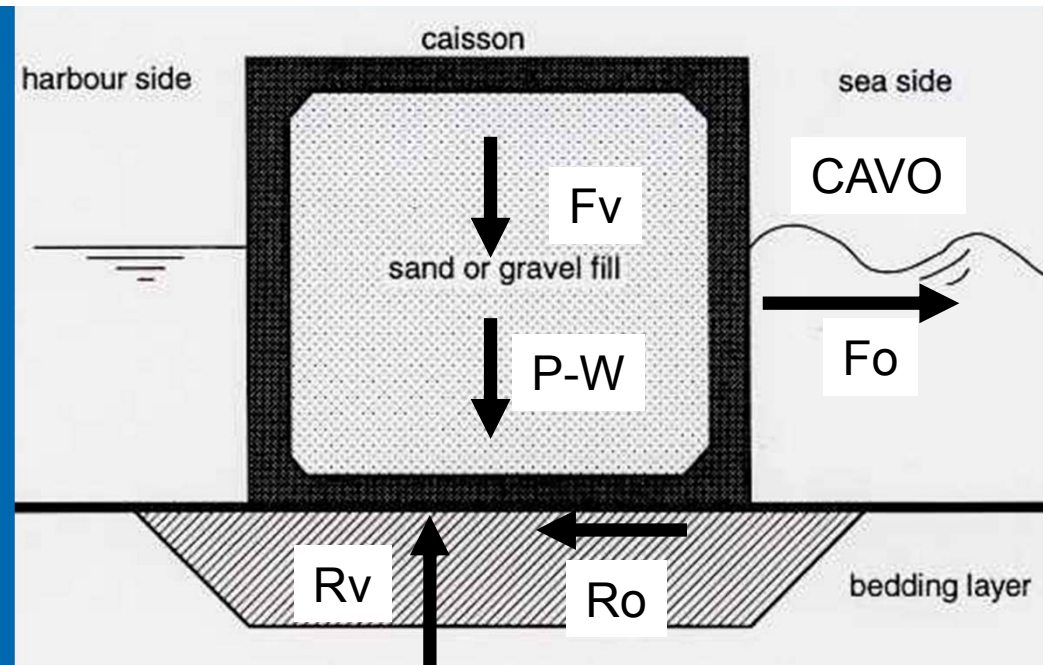
Cresta - Equilibrio alla traslazione:

$$R_o = F_o$$

$$R_v = P - W - F_v$$

DIGHE A PARETE

LE FORZE



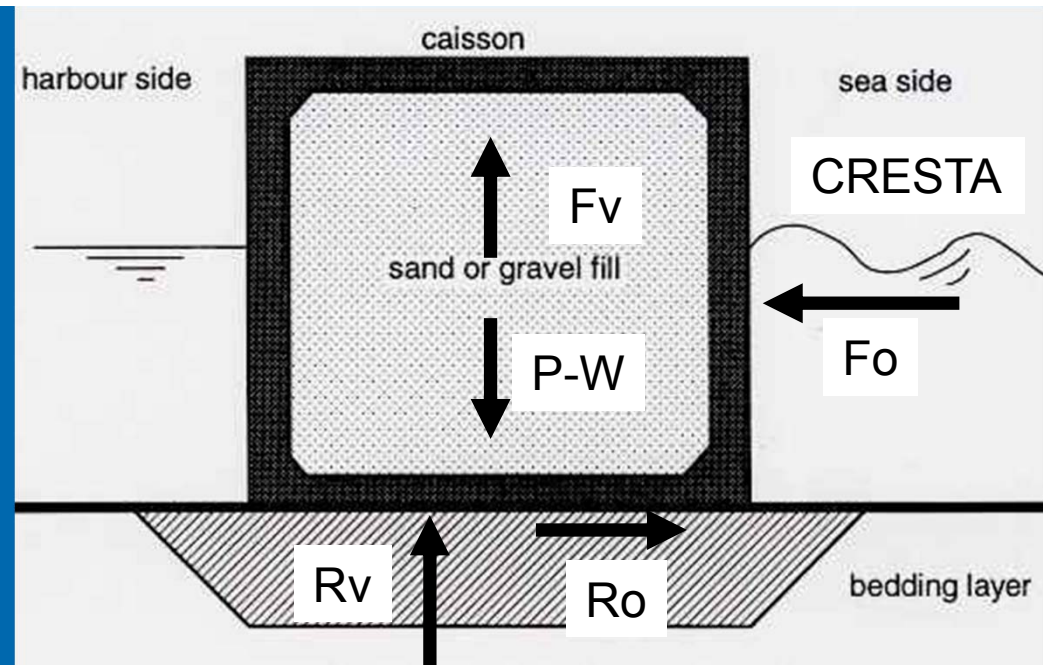
Cavo - Equilibrio alla traslazione:

$$R_o = F_o$$

$$R_v = P - W + F_v$$

DIGHE A PARETE

LE FORZE



La reazione R_v dell'imbasamento viene calcolata come risultante di pressioni distribuite al suolo con lo schema di fondazione rigida su suolo elastico alla Winkler.

DIGHE A PARETE

LE FORZE

Peso delle celle riempite di materiale granulare in condizioni sature.

Peso specifico apparente, cioè di materiale granulare immerso (per unità di volume):

$$\gamma_{app} = \underbrace{(1-n) \gamma_{secco}}_{\text{Peso di volume}} + \underbrace{n \gamma_w}_{\text{Peso dell'acqua}} - \underbrace{\gamma_w}_{\text{Spinta di galleggiamento}} = (1-n) (\gamma_{secco} - \gamma_w)$$

Per: $n = 0,3$ e $\gamma_{secco} = 2,6$ si ottiene $\gamma_{app} = 1.12$

DIGHE A PARETE

LE FORZE

Moto ondoso stazionario

Verifica di non frangimento

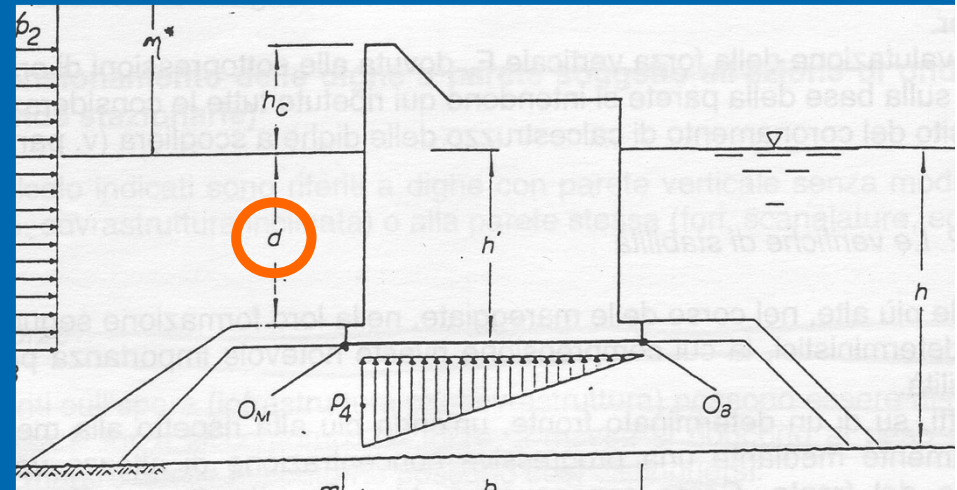
La condizione necessaria affinché si verifichi il moto ondoso stazionario è che risulti:

$d > 1,5 H$ con

H = altezza d'onda incidente

l'AIPCN suggerisce per H il valore $H_{\max} \sim 1,8 H_s$ atteso una sola volta in un lasso di tempo pari a $T = 2 T_v$ (probabilità di superamento pari a circa il 40%).

Le Istruzioni Tecniche suggeriscono per H il valore $H_{1/100} \sim 1.67 H_s$



DIGHE A PARETE

LE FORZE

Moto ondoso stazionario

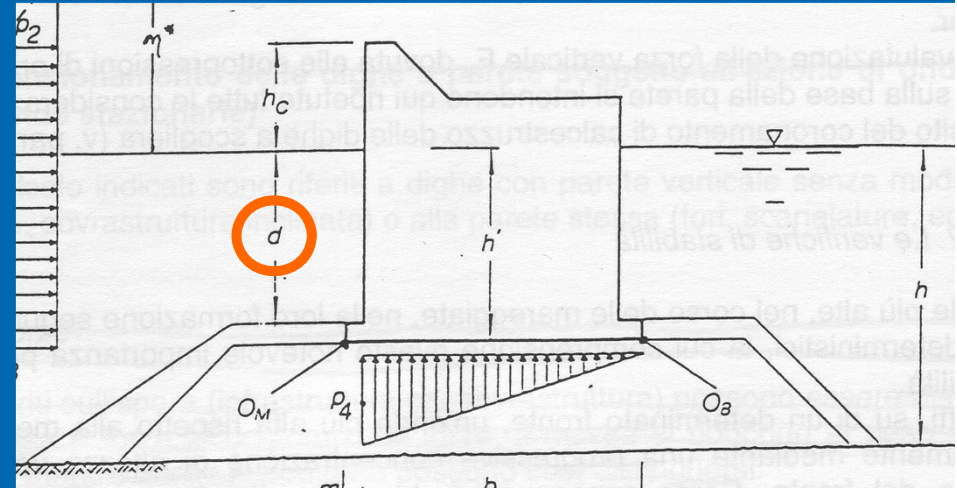
Verifica di non frangimento

$d > 1,5 H$ con

$H =$ altezza d'onda incidente

In sostanza:

- Per AIPCN $H = H_{max} \sim 1,8 H_s$ con H_s caratterizzata da una probabilità di superamento di circa il 40%;
- Per Istruzioni Tecniche $H = H_{1/100} \sim 1,67 H_s$ con H_s altezza d'onda di progetto



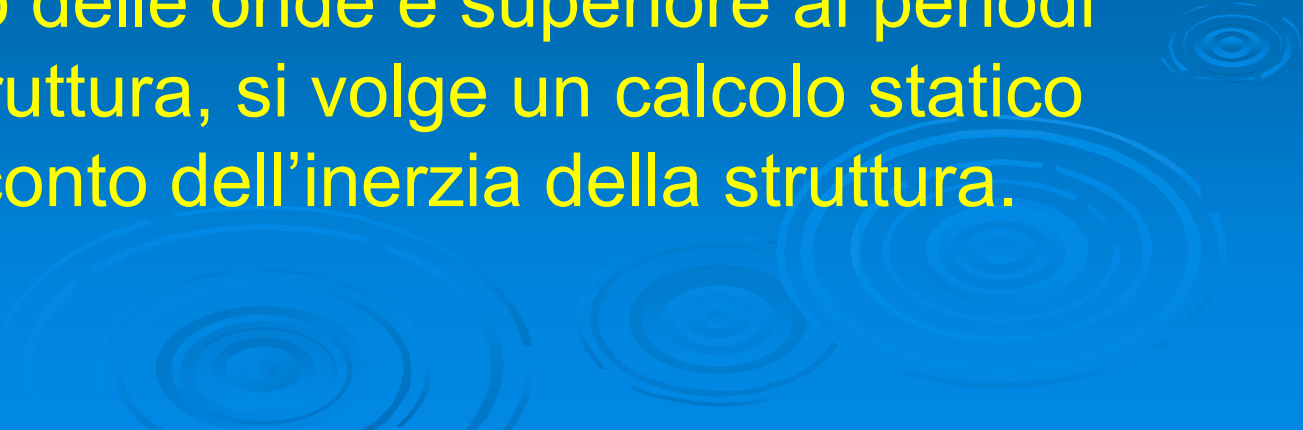
DIGHE A PARETE

LE FORZE

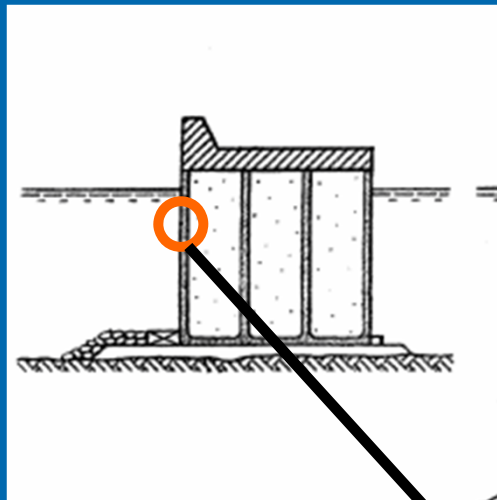
Moto ondoso stazionario

Le forze sono periodiche di periodo uguale a quello delle onde incidenti.

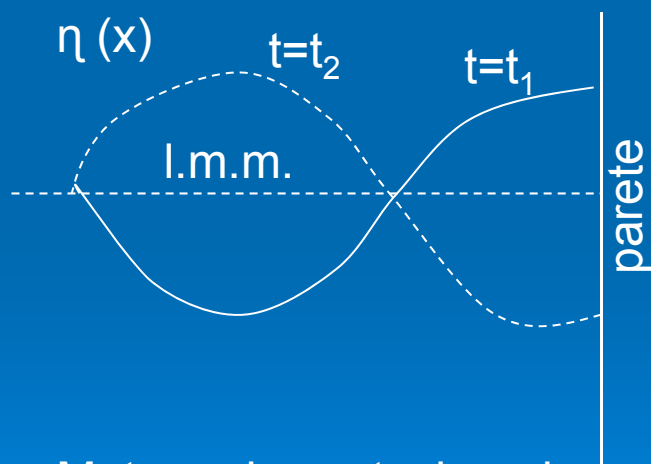
Poiché il periodo delle onde è superiore ai periodi propri della struttura, si volge un calcolo statico non tenendo conto dell'inerzia della struttura.



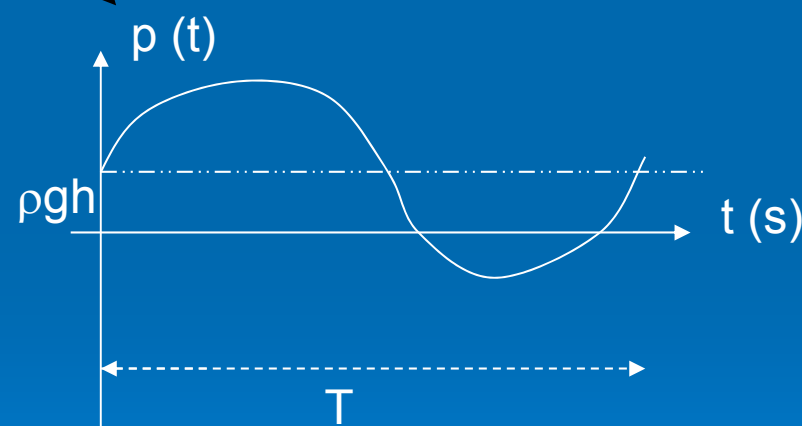
DIGHE A PARETE



○ Cella di pressione



Moto ondoso stazionario



Segnale di pressione – periodo uguale a quello dell'onda

DIGHE A PARETE

LE FORZE

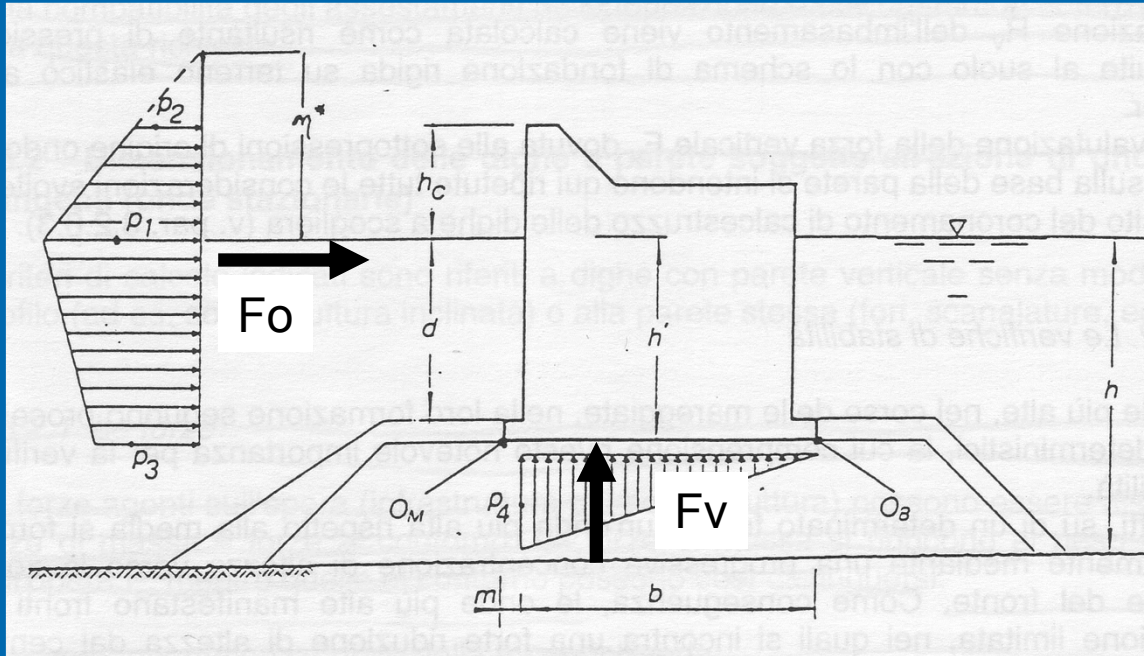
Moto ondoso stazionario

Si usa la teoria di Saintflou che è una teoria del secondo ordine approssimata per onde a “cresta lunga” (cilindriche).

NB: in questo caso per il calcolo delle forze la teoria lineare non è conservativa cioè fornisce forze minori di quelle reali.

DIGHE A PARETE LE FORZE

Moto ondoso stazionario (CRESTA)



H = altezza d'onda di progetto

In fase di cresta:

$$H = H_{1/20} \sim 1,40 H_s ; T = T_s$$

$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tan hkd}$$

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

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

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

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

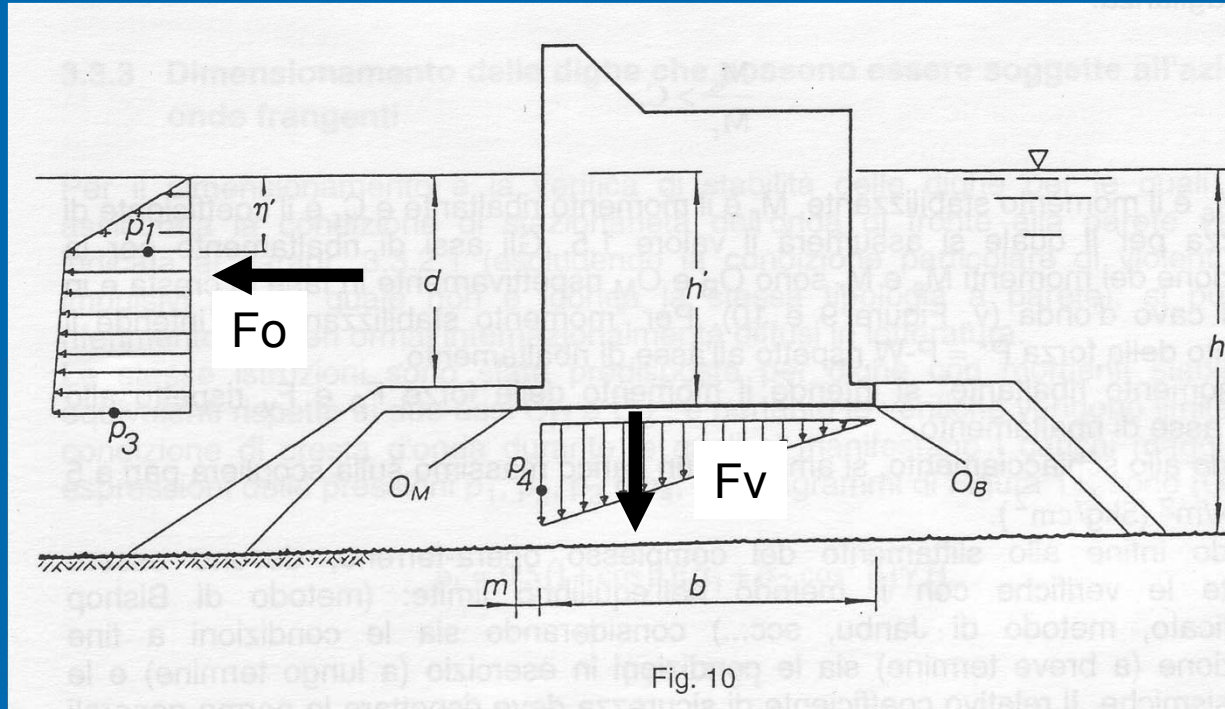
$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

NB: i diagrammi sono linearizzati e sono al netto della pressione idrostatica.

Nel caso di sezioni prossime alle testate dell'opera occorre ipotizzare un moto ondoso residuo interno.

DIGHE A PARETE LE FORZE

Moto ondoso stazionario (CAVO)



H = altezza d'onda di progetto

In fase di cavo:

$$H = H_{1/100} \sim 1,67 H_s \quad T = T_s$$

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tan hkd}$$

$$p_1 = \gamma \eta'$$

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

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

NB: i diagrammi sono linearizzati e sono al netto della pressione idrostatica.

Nel caso di sezioni prossime alle testate dell'opera occorre ipotizzare un moto ondoso residuo interno.

DIGHE A PARETE

LE FORZE

ONDE FRANGENTI

Le forze sono periodiche di periodo uguale a quello delle onde incidenti.

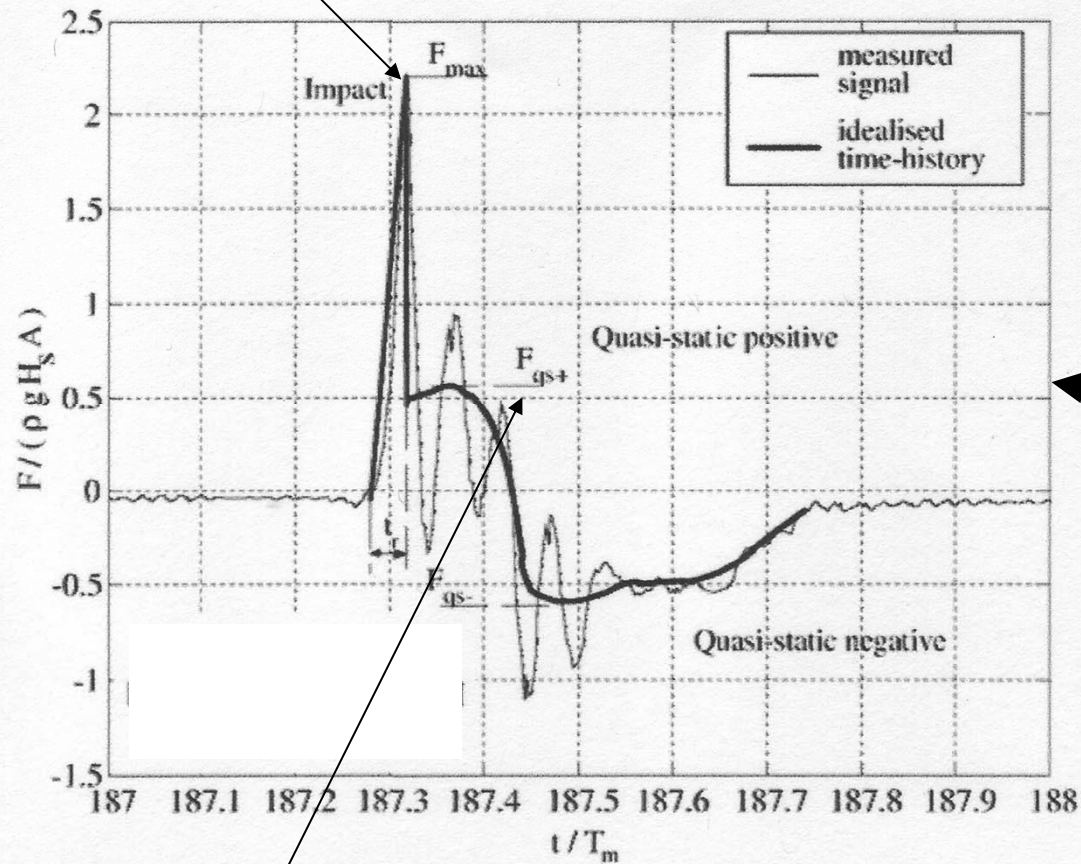
Nel caso in cui il frangimento avvenga a ridosso della parete si verificano violenti effetti impulsivi di durata molto limitata nel tempo (centesimi di secondo).



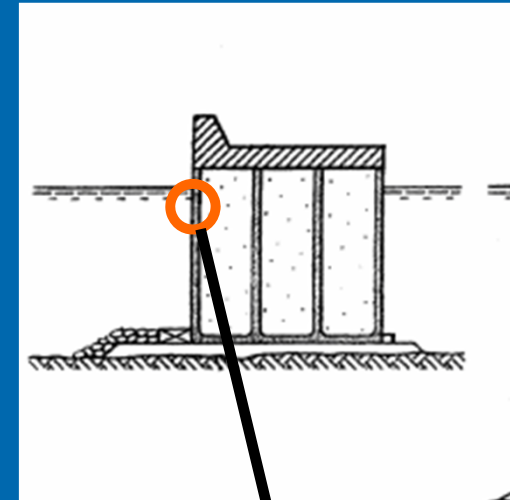
DIGHE A PARETE

LE FORZE - Onde frangenti

F_{max} = forza di impatto della durata di decimi/centesimi di secondo



F_{qs} = forza quasi statica della durata di secondi



Cella di pressione

Frangimento a ridosso della parete

DIGHE A PARETE

LE FORZE

Onde frangenti

Nel passato per onde frangenti si usava il diagramma a “martello” di Minikin basato su F_{max} . Il diagramma veniva applicato staticamente, cioè non tenendo conto che nel caso di una forza impulsiva è necessario effettuare un calcolo dinamico in modo tale da tenere conto dell'inerzia della struttura.

Ovviamente l'utilizzo di F_{max} statica è a favore di sicurezza ma forse “troppo”.

Le rilevanti forze che si ottengono hanno spinto per lungo tempo i progettisti a non utilizzare queste opere in caso di frangimento.

DIGHE A PARETE

LE FORZE

Onde frangenti

Oggi si esegue un calcolo statico utilizzando le formule sperimentali di GODA basate sulla forza quasi-statica equivalente.

Le Istruzioni Tecniche suggeriscono di non utilizzare opere a parete verticale nel caso in cui il frangimento si verifichi a ridosso della parete. **NON SONO D'ACCORDO**

DIGHE A PARETE

LE FORZE

Onde frangenti

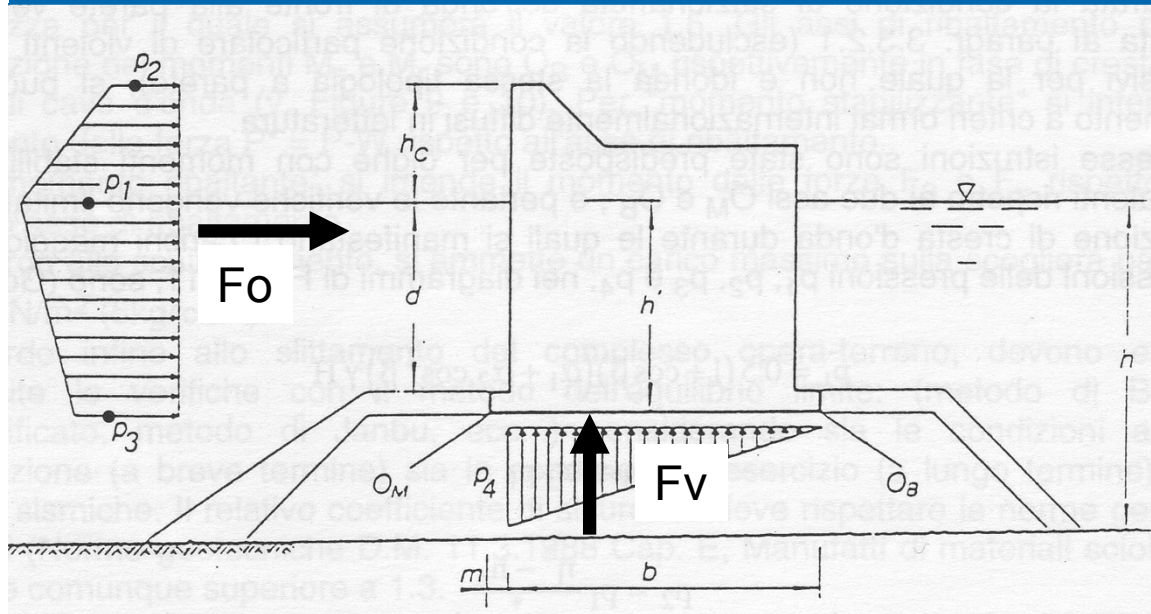
Vantaggi delle formule di GODA:

- non vi è ambiguità sulla scelta dell'altezza d'onda di progetto (si usa H_{max} o l'altezza d'onda limite al frangimento);
- tengono conto di incidenza obliqua sulla parete;
- possono essere applicate anche per onde non frangenti;
- non vengono forniti diagrammi di spinta in condizioni di cavo.

DIGHE A PARETE

LE FORZE

Onde frangenti (CRESTA)



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

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

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

$$p_4 = 0.5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \gamma H$$

dove:

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

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

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

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

H = altezza d'onda di progetto

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

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

h_b = profondità del fondo ad una distanza di $5 H_{1/3}$ dalla diga

NB: i diagrammi sono al netto della pressione idrostatica. Nel caso di sezioni prossime alle testate dell'opera occorre ipotizzare un moto ondoso residuo interno.

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Le verifiche di stabilità convenzionali sono 4:

- 1) verifica a scorrimento dell'opera sull'imbasamento;
- 2) verifica a ribaltamento;
- 3) verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera;
- 4) verifica a slittamento di zolle comprendenti l'imbasamento a scogliera ed il terreno naturale sottostante (opera-terreno).

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Verifica a scorrimento:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} > C_s$$

dove:

$$R_o = F_o$$

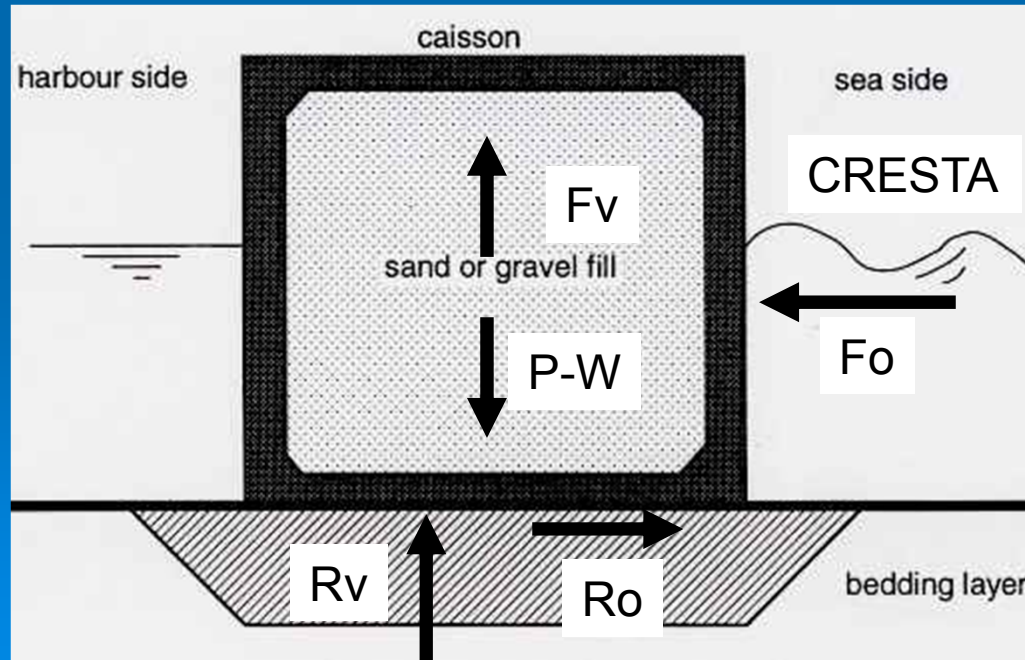
$$R_v = P - W - F_v$$

con:

- $\mu = 0,6$ (coefficiente di attrito)

- $C_s = 1,4$ (coefficiente di sicurezza)

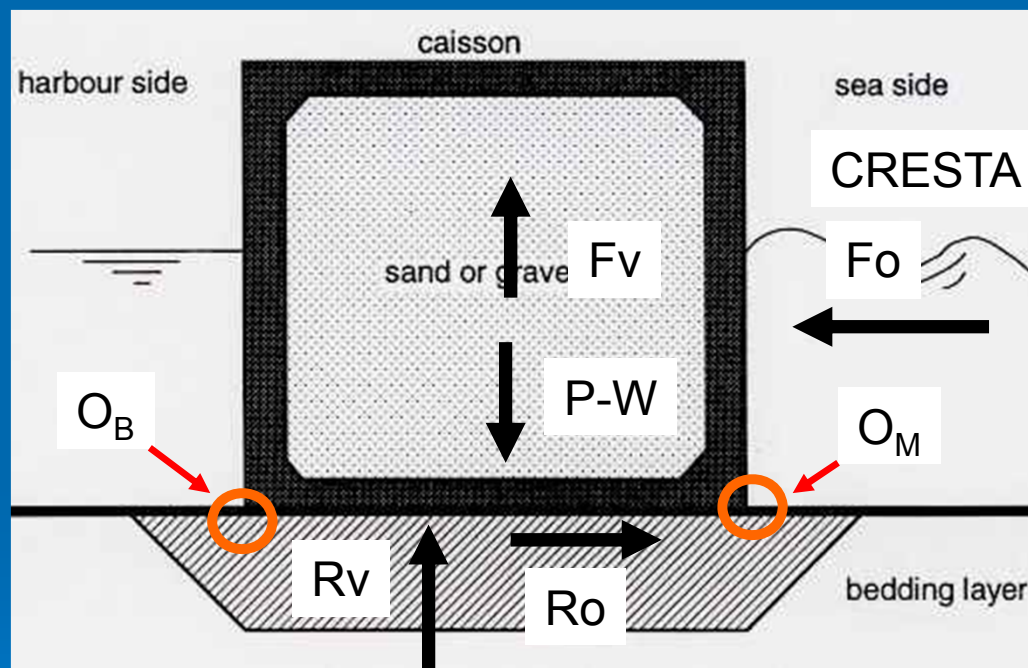
N.B.: se l'opera è costituita da blocchi sovrapposti, la verifica a scorrimento deve essere effettuata per tutte le sezioni di appoggio dei blocchi



DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Verifica a ribaltamento:



$$\frac{M_s}{M_r} > C_r$$

dove:

M_s = momento stabilizzante;
 M_r = momento ribaltante
 C_r = coefficiente di sicurezza
da porre pari a 1,5

M_s = momento di P e W (P e W
possono avere bracci diversi);
 M_r = momento di F_o e di F_v ;
 O_B = asse ribaltamento in cresta;
 O_M = asse ribaltamento in cavo

N.B.: P e W hanno punti di applicazione differenti e possono non essere lungo lo stesso asse verticale (P è applicato nel baricentro e W nel centro di carena)

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Verifica a schiacciamento dell'imbasamento a scogliera.

Riguardo allo schiacciamento si ammette un carico massimo sulla scogliera pari a $5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ (5 kg/cm²).

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Slittamento complesso opera-terreno di fondazione

Devono essere eseguite le verifiche con il metodo dell'equilibrio limite (Bishop, Janbu, ecc.) considerando sia le condizioni a fine costruzione (a breve termine) sia le condizioni in esercizio (a lungo termine) e le azioni sismiche.

Coefficiente di sicurezza superiore ad 1,3.

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Slittamento complesso opera-terreno di
fondazione

Per questa verifica si può assumere $H=H_s$
e $T=T_s$ tenendo conto del moto ondoso
tridimensionale (le creste sono di
dimensioni finite).

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Oltre alle verifiche di stabilità si devono eseguire i calcoli dei cedimenti, tenendo conto delle fasi di realizzazione (scogliera di fondazione, opera a parete e coronamento).

I cedimenti devono essere compatibili con la funzionalità e la sicurezza dell'opera in esercizio.

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Per risolvere problemi di stabilità globale, a volte può essere sufficiente aumentare le dimensioni della scogliera di fondazione.

In altri casi è necessario procedere alla rimozione di tutto o parte del terreno di fondazione avente scarsa resistenza ed elevata compressibilità, sostituendolo con materiale sabbioso o ghiaioso. In questo modo si riducono anche i cedimenti.

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Si possono usare geosintetici o materassi tra lo scanno di imbasamento e il terreno di fondazione con funzione di separazione e rinforzo.

In presenza di terreni di fondazione superficiali formati da sabbia sciolta fortemente deformabile che possono essere soggetti a liquefazione si possono usare tecniche di compattazione tipo vibroflottazione.

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

In presenza di terreni di fondazione superficiali formati da limi e argille di bassa resistenza si possono utilizzare dreni verticali per accelerare la consolidazione dei terreni, tipo:

- pali di ghiaia;
- get-grouting.

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Massi guardiani

La protezione del piede lato mare è spesso realizzata con massi guardiani di peso compreso tra 15 e 50 t. Tuttavia non funzionano perché vengono facilmente asportati dalle onde. E' molto più efficace utilizzare elementi con portanza inferiore tipo tetrapodi.

Experimental findings: regular blocks at the caisson toe



Concrete needed:

Blocks

(dimensions 3 m x 6 m x 1 m)

(diameter of the holes 0.70 m)

Position 1:

12.9 t/m

Position 2:

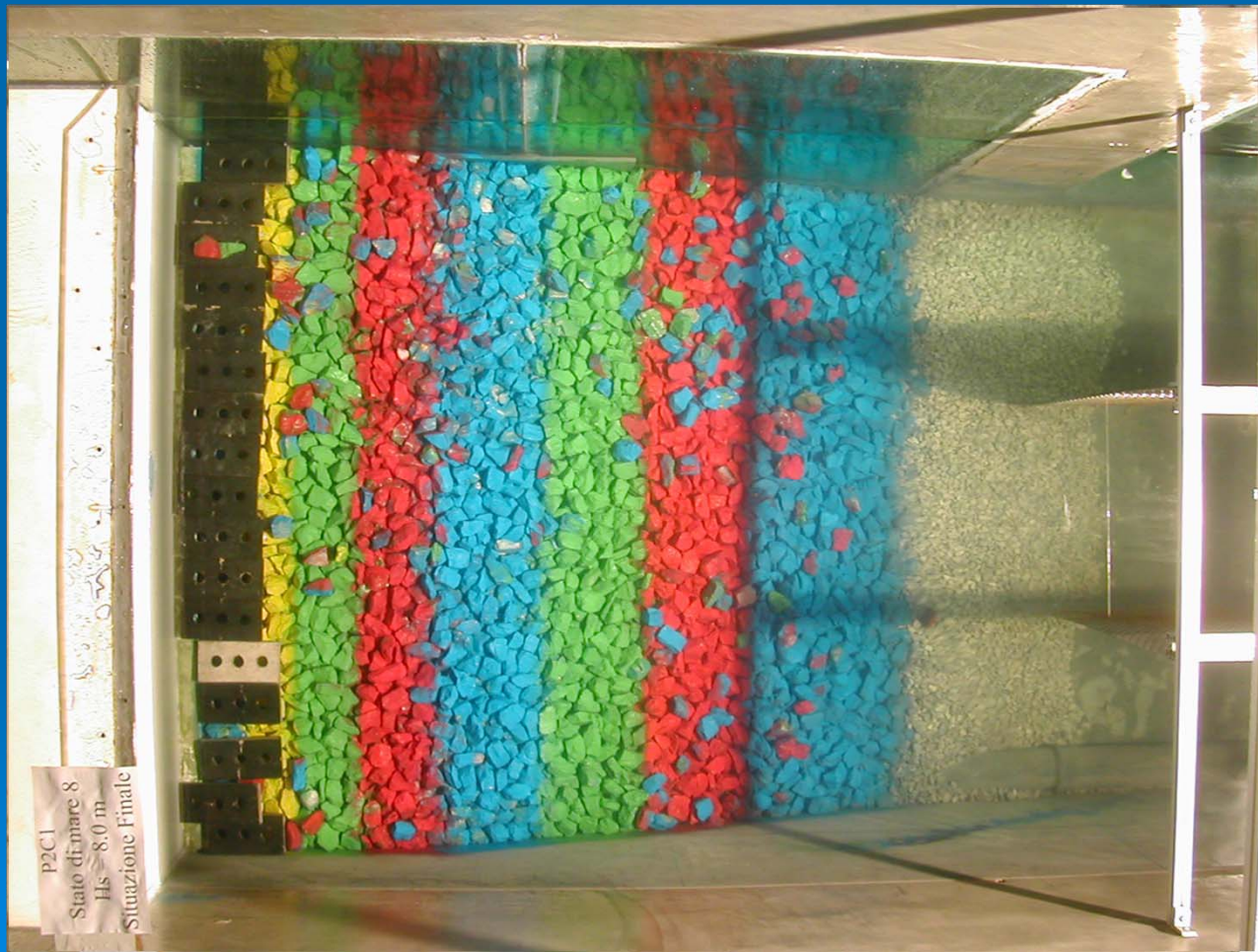
6.4 t/m

Tetrapods

(25 t)

13.3 t/m

Experimental findings: regular blocks stability



Blocks - Position 1

- Initial condition
- Final condition ($T_r = 20$ years)
- Final condition ($T_r = 100$ years)
- Final condition ($T_r > 100$ years)

Rocking occurs

Experimental findings: regular blocks stability



Blocks - Position 2

- Initial condition
- Final condition ($T_r = 20$ yrs)
- Final condition ($T_r = 100$ yrs)
- Final condition ($T_r > 100$ yrs)

Rocking occurs

Experimental findings: regular blocks stability



Tetrapods

- Initial condition
- Final condition ($T_r = 20$ yrs)
- Final condition ($T_r = 100$ yrs)
- Final condition ($T_r > 100$ yrs)

Little rocking displacements

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Mantellata della berma

La berma e la scarpata dello scanno di imbasamento deve essere protetta con una mantellata costituita da elementi di peso adeguato determinabile con la formula di Tanimoto (tipo Hudson).

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

$$W = \frac{\gamma_r}{N_s^3 (S_r - 1)^3} H_s^3$$

Ns dipende dalle condizioni di moto ondoso e dalle dimensioni della scogliera.

Per massi naturali si può utilizzare la seguente formula ottenuta da Tanimoto in base a considerazioni analitiche e a prove sperimentali con onde irregolari:

$$N_s = \max \{1.8, 1.3 \alpha + 1.8 \exp [-1.5 \alpha (1 - k)]\}$$

$$\alpha = \left\{ (1 - k) / k^{1/3} \right\} (h' / H_{1/3})$$

$$k = k_1 k_2$$

$$k_1 = (4\pi h' / L') / \sinh(4\pi h' / L')$$

$$k_2 = \sin^2(2\pi \beta_M / L')$$

dove:

W = peso del masso

γ_r = peso specifico dell'elemento;

$S_r = \gamma_r / \gamma_w$

Hs = altezza d'onda significativa

Ns = umero di stabilità

dove:

L' = lunghezza dell'onda di altezza Hs e periodo Ts;

h' = profondità di imbasamento della parete;

β_M = larghezza della berma della scogliera di fondazione

NB: Ns e' funzione di tre parametri principali: h'/Hs, h'/L' e β_M/L'

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Dimensionamento del coronamento

Il coronamento deve essere portato ad una quota sufficiente affinché la tracimazione ondosa sia tollerabile in funzione dell'uso della retrostante banchina.

DIGHE A PARETE

VERIFICHE DI STABILITA'

Dimensionamento del coronamento

Il muro paraonde se arretrato rispetto al paramento esterno non contribuisce in maniera significativa alla spinta totale dell'onda sulla parete poiché la forza è sfasata rispetto a quella sul paramento principale. In tali condizioni si usa la formula di Hiroi:

$$p = 1,5 \gamma H$$





