



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI GENOVA
DICAT

Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio
16145 GENOVA - Via Montallegro, 1 - Tel. 39 - 010 3532491 - Fax 39 - 010 3532546

PARTE II: CRITERI DI SICUREZZA E ANALISI DI RISCHIO

PARTE II CRITERI DI SICUREZZA E ANALISI DI RISCHIO

1. PROGETTAZIONE CON RIFERIMENTO A CRITERI "PROBABILISTICI"

1.1. PREMessa

Nella PARTE I si è assunto di conoscere le caratteristiche dell'onda di progetto da adottare per le verifiche che si intendono effettuare. In particolare si è fatto riferimento: all'altezza d'onda spettrale al largo H_{ms} o all'altezza significativa H_s (o $H_{1/2}$) o in corrispondenza della sezione di impianto dell'opera o ad altre altezze d'onda caratteristiche ad esse associate nell'ipotesi che le H seguano la distribuzione di Rayleigh (short term distribution); ai diversi periodi d'onda T (T_p , T_{ms} , ...); al numero di onde N dello stato di mare la cui conoscenza implica quella della persistenza $D(H_s)$ dello stato di mare caratterizzato dall'altezza d'onda significativa H_s . Per ciò che riguarda la $D(H_s)$ risulta particolarmente appropriato il criterio introdotto da Boccotti (1986) che fa riferimento alle mareggiate equivalenti (triangolari e rettangolari).

In realtà fa parte della progettazione anche la determinazione delle grandezze sopra elencate, che non possono essere individuate se non con riferimento ad un'analisi di rischio, e cioè con riferimento ad un appropriato tempo di ritorno dell'evento, in quanto correlate a fenomeni aleatori, analogamente ad altri fenomeni naturali come piene dei corsi d'acqua, azione del vento, sisma e così via. Per operare una scelta, nel caso specifico delle opere di difesa è prioritaria la conoscenza del "clima ondoso" nella sezione di impianto della diga per la direzione di interesse, mediante il quale si correla l'altezza d'onda significativa H_s dello stato di mare con il prefissato periodo di ritorno TR. La correlazione è data dalla distribuzione adottata (long term distribution), usualmente una Weibull o una Gumbell, che appunto consentono di associare i valori di H_s al periodo di ritorno TR, quindi di precisare, come sopra detto, lo stato di mare se tale tempo TR è stabilito a partire da altre considerazioni preliminari di cui si parlerà nel seguito.

Si nota che in generale il clima ondoso locale viene dedotto dal clima ondoso "al largo" la cui affidabilità, insieme con quella dei procedimenti di propagazione, si ripercuote su quella delle caratteristiche dell'onda da utilizzare nel calcolo di progetto.

1.2. SCELTA DELL' "ONDA DI PROGETTO"

Nel procedimento generalmente adottato per il proporzionamento delle opere marittime la scelta del periodo di ritorno TR, da cui discendono come sopra detto le condizioni di verifica, viene effettuata in base ad una consuetudine di buon senso ingegneristico e prefissando adeguati coefficienti di sicurezza per le verifiche di stabilità. Più recentemente, anche per adeguarsi a quanto si usa fare negli altri rami dell'ingegneria civile, si è introdotto nella pratica un "criterio di rischio", riferendosi alla probabilità di accadimento dell'evento che può provocare determinate conseguenze in un prefissato periodo di tempo. Tale periodo di tempo viene fatto coincidere con la vita utile di progetto dell'opera TL.

Il criterio indicato consente un più consensuale rapporto progettista - committente i quali possono concordare insieme la vita utile TL e la cosiddetta "probabilità di failure" P_f definita qui di seguito.

Per quanto riguarda la definizione di vita utile (di progetto) si utilizza il capitolo 2 del testo unitario sulle Norme Tecniche per le Costruzioni, G.U. 23 settembre 2005, che qui si adegua alle opere in esame: "periodo di tempo per il quale una struttura deve poter essere usata per lo scopo per cui è stata costruita con un'adeguata manutenzione anticipata ma senza che siano necessarie riparazioni straordinarie nel contesto di una probabilità appropriata alle funzioni della struttura".

Per "failure" (denominata anche "fallanza") s'intende: "danneggiamento che comporta una caduta di prestazione e funzionalità della struttura SOTTO il minimo previsto in progetto". Si distingue cioè tra "failure" e "damage" (danno). Ad esempio, riferendosi ad una diga che deve proteggere uno specchio portuale ed il cui cedimento può modificare l'efficacia, si assume che: se l'agitazione nel porto che consegue al danneggiamento NON supera la soglia di utilizzabilità del porto stesso si parli di "damage"; in caso contrario, se cioè il porto risulta inagibile, si parla di "failure".

La scelta di TL e P_f è congiunta e dipende dal rischio che s'intende assumere, correlato alle prevedibili conseguenze. Si ricorda qui che per "grado di rischio" s'intende il prodotto della probabilità di accadimento dell'evento calamitoso nel periodo considerato per l'entità delle conseguenze dannose correlate all'evento stesso.

Nel Box I sono riportati i suggerimenti del PIANC 2003 per le scelte di TL e P_f .

Dalla loro conoscenza si deduce il valore del tempo di ritorno TR dell'evento (nel caso in esame dello stato di mare) attraverso le relazioni:

$$P_f = 1 - (1 - 1/TR)^{TL} \quad \text{ovvero}$$

$$P_f = 1 - \exp(-TL/TR) \quad (\text{eq.ne di Poisson; } TL \geq 10 \text{ anni}).$$

La conoscenza del “clima ondoso” (long term distribution) consente di conoscere il valore di H_s corrispondente al TR come sopra determinato. Se si fa riferimento al clima ondoso al largo si può poi assumere, con sufficiente attendibilità (Bocchetti 2000)

$$H_s \text{ o } H_{1/3} = H_{mo}$$

$$T_p = 8.5 \pi / \sqrt{(H_{mo} / 4g)} \quad \text{periodo di picco}$$

$$T_m \cong 0.8 T_p \quad \text{periodo medio}$$

$$T_{Hmax} = 0.9 T_p \quad \text{periodo associato a } H_{max}$$

Le relazioni sono appropriate ad una situazione di stazionarietà descritta da uno spettro Jonswap medio.

2. AFFIDABILITA' DELLE DIGHE MARITTIME

2.1 RICERCA DELLA PROBABILITA' DI FAILURE PER UNA DIGA DI ASSEGNATE DIMENSIONI E CARATTERISTICHE

Nel capitolo precedente si è introdotta la P_f e se ne è proposta una definizione sulla base delle conseguenze.

In generale le condizioni di failure sono legate a diverse cause:

- failure dovuta alla progettazione, cioè schema o modello progettuale parzialmente inadeguato;
- failure dovuta al superamento dei “parametri ambientali”, ad esempio valutazione inadeguata dell’onda di progetto per carenza o cattiva qualità dei dati;
- failure dovuta a inadeguato metodo costruttivo o scadente qualità dei materiali da costruzione;
- failure dovuta al deterioramento della struttura per inadeguato programma di manutenzione o cattiva applicazione dello stesso.

Nella realtà il meccanismo di failure è complesso. Nel seguito si farà riferimento ad un meccanismo singolo.

Per la determinazione concreta della P_f occorre innanzitutto disporre di una “funzione di stato limite” a cui riferirsi. Tale funzione, indicata con g , rappresenta la differenza tra la

“resistenza” R della struttura e la “solllicitazione” S applicata (così indicate nella letteratura scientifica francese)

$$g = R - S.$$

La funzione g è denominata anche “failure function”.

Le funzioni R e S che compaiono nella g coinvolgono spesso un grande numero di variabili random X_i^R e X_j^S . Si osserva che le variabili X_i vengono incorporate alternativamente nella funzione R o nella funzione S se un loro aumento di valore comporta un aumento di R o di S e cioè un aumento della resistenza R dell’opera o della “solllicitazione” S a cui l’opera è sottoposta, con riferimento all’equazione di progetto adottata. La stessa variabile può cambiare “posizione” con il cambiare dell’equazione di progetto; si pensi ad esempio alla ripidità fittizia S_{om} che, nel modello di Van der Meer, è variabile R per le equazioni “plunging” e variabile S nelle equazioni “surging” (si ricorda che nelle predette equazioni la S_{om} compare nel termine $\xi_{om} = \tan \alpha / \sqrt{s_{om}} \text{ o } \tan \alpha \cdot s_{om}^{-0.5}$).

La condizione che rappresenta lo stato limite è:

$$g = 0;$$

la probabilità di failure è

$$P_f = P (g \leq 0).$$

Esistono varie tecniche per determinare la P_f per una prescelta funzione g di cui si conoscono le caratteristiche statistiche a partire da quelle delle variabili in essa coinvolte. Per classificare tali tecniche si distinguono i seguenti livelli: Livello III e Livello II.

Livello III: mediante l’integrazione numerica della funzione g oppure mediante un grande numero di realizzazioni casuali (metodo Monte Carlo) dei parametri coinvolti in R e S , parametri dei quali si devono conoscere le funzioni densità di probabilità, si determina la P_f ricercando le possibili combinazioni di R e S per cui $g = 0$.

Livello II: P_f è dedotta da soluzioni approssimate ottenute linearizzando la g intorno al “design point”, punto sulla $g = 0$ in cui la densità di probabilità della combinazione delle R e S è massima. In tale punto si assume che la funzione g sia descritta da una distribuzione normale rispetto a tutti i parametri che la compongono, per cui è sufficiente riferirsi ai parametri media (μ_g) e deviazione standard (σ_g) o al coefficiente β inverso del coefficiente di variazione ($\beta = \mu_g / \sigma_g$, correlato alla P_f).

Mediante analisi di affidabilità condotta con il procedimento al Livello II si è introdotto un procedimento, detto di Livello I, che in realtà non è un modello volto alla ricerca del valore di P_f , come quelli precedentemente presentati, bensì un metodo per verificare se un prefissato

livello di sicurezza è soddisfatto. Esso comprende calcoli basati su “valori caratteristici” e “coefficienti parziali di sicurezza” e risulta di pratica ed efficace applicazione nel caso in cui si disponga di tali coefficienti.

I coefficienti parziali di sicurezza sono dedotti secondo uno schema accennato nei Box 2.

2.2 GENERALITÀ SUL PROCEDIMENTO AL LIVELLO I

Il procedimento al Livello I può essere praticamente adottato per progettare una struttura alla prescelta probabilità di failure P_f . Esso si basa (si riprende per comodità quanto già detto) sulla utilizzazione di coefficienti parziali da applicare alle diverse variabili e sulla conoscenza della già citata funzione (failure function, response function)

$$g = R - S.$$

Tale funzione dipende da un certo numero di variabili X_i^R e X_i^S specifiche per la verifica che si intende compiere.

Lo stato limite è rappresentato dalla condizione $g = 0$ che esprime la condizione $R = S$.

Il raggiungimento dello stato limite è riferito ad una condizione di “danneggiamento” per le dighe “riparabili” a gettata, condizione rappresentata dal valore di K_D nella formula di Hudson o di S nelle formule di Van der Meer. Per le dighe a parete (non riparabili) non è stato introdotto un grado di danneggiamento; si potrebbe in realtà introdurre un limite allo scorrimento (scelto tra 0.15 m e 0.25 m), scorrimento calcolabile secondo uno schema proposto da Shimozako e Takahashi (2000), ma allo stato attuale il criterio non viene ancora adottato nella pratica. Di esso si forniranno elementi nel seguito.

La funzione g si traduce nell’equazione (denominata “design equation”)

$$G = \frac{R_{ch} - \gamma_S S_{ch}}{\gamma_R} > 0$$

dove il pedice ch per R e per S sta ad indicare “valore caratteristico” e γ_R e γ_S sono i coefficienti parziali determinati per R e per S , assunti maggiori di 1.

Nella pratica delle costruzioni si adotta solitamente

$$R_{ch} = \mu(R) - K_R \sigma(R) \text{ con } K_R = 1.64 \text{ (livello di sup. 95\%, distribuzione Gaussiana)}$$

$$S_{ch} = \mu(S).$$

Come precedentemente detto, nella realtà sia R sia S coinvolgono molte variabili X_i^R e X_i^S , specifiche per la design equation, con i relativi valori caratteristici $X_{i,ch}$ e coefficienti parziali γ_i ; questi ultimi riflettono l’incertezza nella determinazione di $X_{i,ch}$ e l’importanza delle variabili stesse.

Nelle pagine che seguono si svolgono i due casi relativi alla stabilità della mantellata delle dighe a gettata e della stabilità a scorrimento e ribaltamento del fusto (infrastruttura e sovrastruttura) delle dighe a parete.

Nel primo caso, stabilità della mantellata, si usa una formula sperimentale “a scatola nera”, come ad es. la formula di Hudson, che, fissato il grado di danneggiamento, correla la massa degli elementi della mantellata all’altezza d’onda. Nella progettazione tradizionale un coefficiente di sicurezza si ha (Shore protection Manual 1984) adottando per il calcolo un’altezza d’onda caratteristica, ad es. $H_{1/10}$, molto più severa di $H_{1/3}$, proposta in precedenza (Shore protection Manual 1977).

Nel secondo caso, stabilità delle opere a parete, si procede secondo lo schema usualmente adottato per le opere civili, che consiste nel determinare prima le azioni mediante modelli teorico-sperimentali disponibili (Goda ad es. per le azioni esercitate dall’onda sulla parete e sul fondo) e successivamente nel verificare l’opera con i criteri della statica e della geotecnica. Nella progettazione tradizionale si assumono coefficienti di sicurezza globali omnicomprensivi, commisurati alla severità delle condizioni di verifica e all’attendibilità dei modelli di calcolo, tenuta presente la non riparabilità.

Poiché non esistevano sistemi condivisi per l’implementazione della “sicurezza”, il PIANC nel 1992 ha pubblicato un procedimento di tipo particolare per le opere marittime a gettata e ha fornito ai progettisti uno schema che si basa su coefficienti parziali corrispondenti a prefissati livelli di sicurezza (o probabilità di failure P_f) e vita utile dell’opera. Nel 2003 il PIANC stesso ha esteso il procedimento alle dighe a parete.

$$G = \frac{Z_{ch} \Delta_{ch} D_{ch}}{\gamma_z} \cdot [K_D \cot \alpha_{ch}]^{1/3} - \gamma_H H_{ch} > 0$$

in cui tutti i coefficienti parziali relativi al termine R sono conglobati nel γ_z . Ciò è possibile nel caso in esame senza perdere accuratezza in quanto dalle valutazioni effettuate i coefficienti parziali sono risultati, per i parametri coinvolti, prossimi a 1.

3.2 VALORI CARATTERISTICI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

Si riportano nel seguito le indicazioni del PIANC.

Si assumono come valori caratteristici dei parametri R la "stima centrale" delle relative distribuzioni normali; come valore caratteristico del parametro S la "stima centrale" dell'altezza d'onda significativa dello stato di mare avente tempo di ritorno TR pari alla vita utile TL e cioè \hat{H}_S^T .

Riferendosi ancora alla formula di Hudson si è assunto:

γ_z , coefficiente parziale che interpreta l'incertezza del modello di calcolo e dei parametri R,

$$\text{che prevede l'adozione dei valori caratteristici } \hat{Z}_{ch} = 1, \hat{\Delta}_{ch}, \hat{D}_{ch}, \hat{\cot \alpha}_{ch};$$

γ_H , coefficiente parziale che interpreta l'incertezza della stima dell'unico parametro S, che

$$\text{prevede } H_{ch} = \hat{H}_S^T \text{ come già precisato;}$$

I coefficienti sono stati prodotti per numerosi "failure modes" che riguardano sia la stabilità statica della mantellata (massi naturali e artificiali) e dell'opera al piede, sia la risposta idraulica, dopo aver introdotto i valori caratteristici in analogia a quanto fatto sopra.

La forma generale, valida per tutti i failure mode indicati, è riportata nel Box 3 nel formato adottato dal PIANC. In esso sono riportati anche i significati dei termini.

Ai diversi "failure mode" corrispondono, nelle relazioni riportate nel Box i relativi coefficienti K_a e K_β ; K_s . Quest'ultimo può essere assunto pari a 0.05 per tutti i casi.

Come indicato, il coefficiente parziale γ_H è composto di tre termini:

- il primo termine, maggiore di 1, costituisce l'adeguamento dell'altezza d'onda secondo il criterio già introdotto nel cap. 1, con riferimento cioè alla probabilità P_T e alla vita utile TL (T nel Box) prefissate;
- il terzo rappresenta l'incertezza nell'estrapolazione che si deve compiere per valutare situazioni estreme, cioè con alti valori di TR, a partire da N dati raccolti in pochi anni (long term distribution);

3. DIGHE A GETTATA. STABILITA' DELLA MANTELLATA

3.1 IMPOSTAZIONE DEL PROCEDIMENTO

Per introdurre l'argomento si fa riferimento alla relazione di Hudson come modello di calcolo. Come noto, tale relazione è, con l'usuale significato dei simboli:

$$M = \frac{\rho_r H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad \text{o, in alternativa}$$

$$H / \Delta D_{ch} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

In tal caso:

i termini R sono: D_{ch} , Δ , $\cot \alpha$

il termine S (unico) è H

il termine K_D rappresenta il grado di danneggiamento scelto.

La funzione failure è

$$g = Z \Delta D_{ch} (K_D \cot \alpha)^{1/3} - H$$

Tutti i parametri coinvolti sono variabili stocastiche ad eccezione di K_D ; la variabile Z costituisce un coefficiente numerico derivante dall'interpretazione dei dati sperimentali. Nel caso in esame tale valore numerico ha media 1 (in altri casi ha valore diverso, come ad es. il 6.2 della formula di Van der Meer plunging).

Prioritariamente si devono scegliere i valori caratteristici $X_{i,ch}$ per disporli nell'equazione di progetto insieme con i coefficienti parziali γ_i assunti > 1 . Con ciò risulta

$$X_i^R = X_{i,ch}^R / \gamma_i^R; \quad X_i^S = X_{i,ch}^S \cdot \gamma_i^S$$

L'equazione di progetto (design equation) diventa

$$G = \frac{Z_{ch} \Delta_{ch} D_{ch}}{\gamma_z \gamma_\Delta \gamma_{D_{ch}}} \cdot [K_D \cot \alpha_{ch}]^{1/3} - \gamma_H H_{ch} > 0$$

In essa:

γ_z si riferisce al modello progettuale

γ_Δ e $\gamma_{D_{ch}}$ ai materiali

γ_H all'onda di progetto.

In generale si ricorre alla forma più semplice

- il termine intermedio interpreta l'incertezza insita nella "short term variability" delle H e nel procedimento adottato per la valutazione di H_s (procedimento diretto, indiretto...).

Nel termine compare σ'_{FHS} il cui valore è deducibile dal Box 4.

I valori di K_a e K_H per i failure mode considerati sono riportati nel Box 5.

Con riferimento alla stabilità della mantellata, si nota che le formule presentano forma differente da quella già introdotta; ciò per evidenziare tutte le variabili R che, nelle formule usuali, possono trovarsi raggruppate.

3.3 ESEMPI DI CALCOLO (v. Box 6)

Nei box 6, come esempio, si calcola la massa degli elementi di una mantellata di massi naturali di data permeabilità nozionale P^* ad un determinato stato limite di danneggiamento S^* (gli asterischi apposti a P e a S di Van der Meer evitano confusioni con simboli uguali).

Per il confronto dei risultati si utilizza:

- la procedura tradizionale deterministica, consistente nel fissare uno stato limite di danneggiamento basso ($S^* = 2$ di Van der Meer) e uno stato di mare con periodo di ritorno usuale $TR = 50$ anni senza applicare coefficienti parziali;
 - un procedimento semiprobabilistico riferito ad un danneggiamento intermedio ($S^* = 6$) con bassa probabilità di danneggiamento ($P_T = 0.2$) nella vita utile dell'opera, assunta pari a $TL = 50$ anni;
 - un procedimento probabilistico nelle stesse condizioni ma tenendo conto dei coefficienti parziali γ_Z e γ_H .
- In d) si verifica infine quale valore effettivo di P_{tar} corrisponde all'opera progettata senza tenere conto dei coefficienti di sicurezza parziali.
- Nel Box 6/1, introdotta una statistica $\hat{H}_s(TR)$, vengono sintetizzati i calcoli condotti per la determinazione della massa media M_{50} assumendo (v. Box 6/2):
- $$\cot \alpha = 1.5; P^* = 0.4; \Delta = 1.72.$$

Si ottiene rispettivamente:

$$a) S^* = 2; TR = 50 \text{ anni};$$

$$\hat{H}_s^{50} = 3.98 \text{ m};$$

$$M_{50} = 8950 \text{ kg} \downarrow$$

$$b) S^* = 6; P^* = 0.2; TR = 225 \text{ anni};$$

$$\hat{H}_s^{50} = 3.98 \text{ m}; \hat{H}_s^{150} = 4.487 \text{ m}; \hat{H}_s^{225} = 4.670 \text{ m};$$

$$\gamma_Z = 1; \gamma_H = 1$$

$$M_{50} = 7490 \text{ kg}$$

$$c) \text{idem con } \sigma'_{FHS} = 0.2; K_a = 0.027; K_p = 38; K_s = 0.05;$$

$$\gamma_Z = 1.04; \gamma_H = 1.232$$

$$M_{50} = 9730$$

d) assumendo $M_{50} = 7490$ kg dedotto con $\gamma_Z = 1; \gamma_H = 1$ la probabilità di failure effettiva risulta (v. Box 6/3) $P_{eff} = 0.323$ anziché 0.20.

Un altro interessante esempio di calcolo è riportato nel Box 7.

Per la mantellata della diga esaminata sono stati condotti i calcoli di D_{50} e M_{50} per due valori di vita utile: $TL = 50$ e $TL = 100$ anni.

Per ciascun valore sono state esaminate quattro situazioni di P_T ($P_T = 0.1; 0.2; 0.4; 0.6$).

Per ciascuno degli otto casi risultanti si sono considerate tre condizioni di danneggiamento

$$S^* = 2; 6; 14.$$

3.4 SUCCESSIVE ELABORAZIONI SEMPLIFICATIVE

Il provvedimento descritto è accurato ma alquanto complicato; infatti i coefficienti parziali devono essere valutati attraverso calcoli anziché dedotti da tabelle, come è di usuale pratica. Per tale motivo il sistema è stato riconsiderato; il provvedimento semplificato è riportato nel Box 8 per la formula di Hudson e per la formula di Van der Meer plunging, caso più frequente. In quest'ultima compare anche il termine \hat{f} , per il caso di "cresta bassa".

Fissato il valore di σ'_{FHS} , noto il valore caratteristico \hat{H}_s^{TL} e scelto il valore di P_T nella vita utile (che compare in \hat{H}_s^{TL}) si leggono i valori di γ_H e γ_Z . L'equazione, precisata per $G = 0$, fornisce M_{50} per lo stato limite a cui si vuole fare riferimento, corrispondente al grado di danneggiamento S^* (qui indicato con S).

4. DIGHE A PARETE – STABILITA' DEL FUSTO

4.1 PREMESSE

Il procedimento probabilistico è stato esteso dal PIANC alle dighe a parete nel 2003.

Come ripetutamente detto, nel caso delle dighe a parete il calcolo di stabilità viene effettuato in due fasi. Nella prima si determinano le azioni esercitate dal mare sulla parete; nella seconda si proporziona il peso in galleggiamento del fusto in modo da resistere alle azioni. Nel procedimento tradizionale deterministico si prefissa infine un coefficiente di sicurezza omnicomprensivo; nel procedimento probabilistico i coefficienti di sicurezza parziali γ_H e γ_Z vengono inclusi nelle due rispettive fasi e precisamente: γ_H nel calcolo dell'azione (spinta orizzontale F_H e sottospinta F_U); γ_Z nell'equazione di progetto della verifica.

4.2 VERIFICA A SCORRIMENTO (v. Box 9)

La verifica a scorrimento, che per i casi usuali risulta quella più critica, viene qui utilizzata come introduzione dei coefficienti di sicurezza parziali per questo tipo di opere.

La funzione stato limite di scorrimento è

$$(F_G - F_U) f - F_H \geq 0 \quad \text{failure function}$$

in cui, riferendosi alla lunghezza di 1 m, sono:

F_G il peso in galleggiamento del fusto della diga;

F_U la sottospinta;

F_H la spinta (orizzontale) esercitata dall'onda di progetto;

f il coefficiente di attrito cassone/imbasamento.

Introducendo i valori caratteristici e i coefficienti parziali, l'equazione di progetto diventa (design equation):

$$G = \left(\frac{F_{G,stab} - \gamma_{FU} F_{U,stab}}{\gamma_{FG}} \right) \cdot \frac{f}{\gamma_f} - \gamma_{FH} F_{H,stab} \geq 0$$

Il procedimento operativo, che utilizza le relazioni di Goda per il calcolo di F_H e F_U , riconduce i quattro coefficienti parziali a soli due γ_Z e γ_H ; quest'ultimo, che compendia γ_{FH} e γ_{FU} , si applica all'unico parametro sollecitazione S, l'altezza d'onda caratteristica (di cui interpreta anche l'incertezza), ottenendo valori di altezza di per sé irrealistici, da vedersi solo come numeri per il calcolo delle forze senza un effettivo significato fisico.

Si assume come stato di mare caratteristico quello corrispondente a $TR = TL$ e perciò nel procedimento di Goda si assumerà, nella formula stessa: $H_{ch} = 1.8 H_s^{TH} \cdot \gamma_H$ (nell'elaborato del PIANC non si fa cenno al problema del raggiungimento delle condizioni di frangimento per Hch con ciò evidenziando la non fisicità del numero ottenuto). I valori caratteristici delle variabili nella design equation sono $\hat{F}_G; \hat{F}_U; \hat{F}_H; \hat{f}$ (valori medi attesi).

Poiché, come si è riscontrato con prove su modello fisico ad hoc, la formula di Goda fornisce valori "più probabili" di F_H e F_U in eccesso rispetto al valore medio assunto come caratteristico, comprendendo cioè un implicito coefficiente di sicurezza, nel procedimento ai coefficienti parziali si sono introdotti fattori di "bias" \hat{U} minori di 1 da affiggere ai valori di \hat{F}_H e \hat{F}_U (e successivamente ai corrispondenti momenti \hat{M}).

E' risultato:

$$\hat{U} \text{ Hor. force} = 0.9$$

$$\hat{U} \text{ Vert. force} = 0.77$$

Conglobando in γ_Z l'incertezza della variabile \hat{f} assunta 0.6, l'equazione di progetto diventa:

$$G = \left(\hat{F}_G - \hat{U}_{vert,force} \cdot \hat{F}_U \right) \cdot \frac{1}{\gamma_Z} \cdot \hat{f} - \hat{U}_{hor,force} \cdot \hat{F}_H \geq 0$$

Nel Box 9 di riferimento sono riportati i coefficienti parziali nei vari casi; si osserva che i valori di TL per i quali sono stati calcolati i γ sono pari a 20, 50, 100 anni.

4.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO (v. Box 10)

Come precedentemente detto, fattori di "bias" sono stati introdotti anche per i momenti delle forze calcolate con le relazioni di Goda. E' risultato:

$$\hat{U} \text{ Hor. mom} = 0.81$$

$$\hat{U} \text{ Vert. mom} = 0.72$$

Per il calcolo dei momenti \hat{M}_H e \hat{M}_U si adottano le forze \hat{F}_H e \hat{F}_U in cui è compreso il coefficiente γ_H che viene applicato alla \hat{F} per il calcolo delle forze

La design equation per il ribaltamento è

$$G = \left(\hat{M}_G - \hat{U}_{vert,mom} \cdot \hat{M}_U \right) - \hat{U}_{hor,mom} \cdot \hat{M}_H \geq 0$$

In essa non compare γ_Z .

Il Box 10 riferito alla verifica a ribaltamento è analogo al Box 9 già visto per la verifica allo scorrimento. Val la pena di osservare i valori dei coeff. parziali, a prima vista molto onerosi.

4.4 ESEMPI DI CALCOLO

Nei cinque Box 11 è riportata, come esempio, l'applicazione del procedimento probabilistico PIANC relativo alla stabilità del fusto di una diga a parete di cassoni sia per la verifica a scorrimento sia per quella a ribaltamento. In particolare si è valutata la larghezza B del fusto della diga necessaria per soddisfare le predette verifiche.

I calcoli delle pressioni sono stati condotti con il modello di Goda le cui note relazioni sono richiamate per comodità nel Box 11/5.

La verifica allo scorrimento condotta nell'elaborato PIANC risulta essere quella più severa: $B \geq 25$ m rispetto a $B \geq 15.3$ m per il ribaltamento, con le osservazioni che seguono.

Calcoli ulteriori sono stati condotti per valutare la $P_{effettiva}$ che corrisponderebbe ad una diga proporzionata con il procedimento tradizionale.

Per quanto riguarda il ribaltamento si osserva che nei calcoli del PIANC è stato assunto un γ_H pari a 1.7 mentre nel box 10 si legge un valore molto maggiore, pari a 2.7 !!

Se si rifanno i calcoli adottando quest'ultimo valore (v. Box 11/4), la larghezza del fusto idonea a verificare la condizione di non ribaltamento diventa pari 30 m e cioè superiore a quella necessaria per la verifica allo scorrimento, pari a 25 m precedentemente trovati.

Comunque, come più volte detto, la verifica al ribaltamento tradizionale pare presentare aspetti quantomeno discutibili sotto l'aspetto cinematico prevedendo la rotazione di tutto il fusto attorno ad un polo (*heel* = tallone) appoggiato su un cumulo di tout venant che teoricamente, per consentire appunto la rotazione, dovrebbe sopportare il "puzzonamento" dello spigolo. Molto più realistici e cinematicamente ammissibili paiono in realtà i vari modi di failure della fondazione riportati nella figura 1 del Box 26 della PARTE I.

4.5 NUOVI ORIENTAMENTI SULLE VERIFICHE A SCORRIMENTO

Il procedimento PIANC, anche a causa della rigidità della definizione di stato limite, tende a condurre a un dimensionamento conservativo dell'opera, tanto è vero che dighe esistenti, riverificate alla luce di tale metodo, mostrerebbero condizioni di criticità di comportamento che in realtà in tanti anni di esercizio non hanno "visibilmente" presentato.

Nei box che seguono, riferiti alla diga del porto di Genova Voltri ed al relativo clima ondoso fornito da Boccotti (1986) (box 12), si riportano, applicando il modello di Goda:

- il calcolo della larghezza B del fusto necessaria per ottenere il valore di $P_r = 0.05$ suggerito dal PIANC, che risulta pari a 24.5 m contro i 18.50 m della diga esistente (box 13);
- la verifica condotta invertendo il procedimento PIANC, che porta ad una probabilità di inizio scorrimento della diga esistente, nella vita di progetto di 50 anni, pari a $P_r = 0.22$, valore decisamente superiore a quello suggerito dal PIANC stesso, pari a $P_r = 0.05$ come sopra detto.

Si osserva che la posa dei primi cassoni è iniziata nel 1973 e che non si è ad oggi (2010) riscontrato nessuno spostamento apprezzabile.

Da quanto riportato nella presentazione del procedimento PIANC si deduce che a "failure o non failure" corrisponde lo stato limite ultimo di inizio di scorrimento ("sliding o non sliding"). E' appunto questo criterio che può rendere la verifica condotta con il procedimento stesso particolarmente severa.

Mediante un procedimento al Livello II, e adottando per il calcolo dello spostamento il modello dinamico di Shimosako e Takahashi (v. par. 3.7 e Box 32/2 della PARTE I), Rebaudengo Landò, Oddo e Stura (2010), adeguando alla luce delle nuove Norme Tecniche in materia di sisma un modello proposto dagli stessi Shimosako e Takahashi (2000), hanno correlato lo spostamento totale cumulato atteso nella vita di 50 anni di una diga come quella di Voltri, già presentata, con la relativa probabilità di superamento (probabilità di failure). I risultati ottenuti, riportati nel Box 14, mostrano, ad esempio, che al 5% di probabilità di superamento, valore di probabilità di failure indicato dal PIANC come riferimento, corrisponde uno spostamento totale atteso di 5 cm in 50 anni, cioè non significativo per la funzionalità dell'opera, e che allo spostamento totale di 30 cm, proposto da numerosi Autori come valore limite, corrisponde una probabilità di superamento del 2.2%.

Table 9.1: Design Working-Lives (Service Lives) TL

DESIGN WORKING-LIVES (SERVICE LIVES) DEFINED IN ROM 0.2-90 AS
 "MINIMUM DESIGN LIVES"* FOR WORKS OR STRUCTURES OF DEFINITIVE CHARACTER
 (IN YEARS)

TYPE OF WORK OR INSTALLATION	REQUIRED SECURITY LEVEL		
	LEVEL 1	LEVEL 2	LEVEL 3
GENERAL USE INFRASTRUCTURE	25	50	100
SPECIFIC INDUSTRIAL INFRASTRUCTURE	15	25	50

<p>LEGEND</p> <p>GENERAL USE INFRASTRUCTURE General character works: not associated with the use of an industrial installation or of a mineral deposit.</p> <p>SPECIFIC INDUSTRIAL INFRASTRUCTURE Works in the service of a particular industrial installation or associated with the use of transitory natural deposits of resources (e.g. industry service port, loading platform for a mineral deposit, petroleum extraction platform, etc).</p> <p>LEVEL 1 Works and installations of local or auxiliary interest. Small risk of loss of human life or environmental damage in case of failure. (Defence and coastal regeneration works, works in minor ports or marinas, local outfalls, pavements, commercial installations, buildings, etc).</p>	<p>NB: 1. The General Use period of 25 years corresponds with Class 2 of draft Eurocode 1.</p> <p>LEVEL 2 Works and installations of general interest. Moderate risk of loss of human life or environmental damage in case of failure. (Works in large ports, outfalls of large cities, etc). NB: 1. The General Use period of 50 years corresponds with Class 3 of draft Eurocode 1.</p> <p>LEVEL 3 Works and installations for protection against inundations or international interest. Elevated risk of human loss or environmental damage in case of failure. (Defence of urban or industrial centres, etc). NB: 1. The General Use period of 100 years corresponds with Class 4 of draft Eurocode 1. * Defined as Design Working Life in draft Eurocode 1.</p>
---	--

Safety class

Very Low Safety Class, where failure implies no risk to human injury and very small environmental and economic consequences.

Low Safety Class, where failure implies no risk to human injury and some environmental and economic consequences.

Normal Safety Class, where failure implies risk of human injury, significant environmental pollution or high economic and political consequences.

High Safety Class, where failure implies risk of human injury, significant environmental pollution or very high economic and political consequences.

Design limit states

As a minimum the following two classes should be included:

- ULS Ultimate Limit State
 Examples: foundation failure, failure of significant part of caisson concrete structure
- SLS Serviceability Limit State
 Examples: Overtopping, settlement of foundation soil

The acceptable maximum probabilities of failure must be specified on the basis of a systematic cost-benefit investigation for typical breakwaters and/or on the basis of what is generally accepted safety levels for breakwaters. The values given in Table 10-1 are indicative estimates on reasonable acceptable failure probabilities, which ensure designs not far from existing practice.

Limit State	Safety class			
	Very low	Low	Normal	High
SLS	0.4	0.2	0.1	0.05
ULS	0.2	0.1	0.05	0.01

Table 1. Corresponding values of β and P_f .

β	$P_f = \Phi(-\beta)$
0.0	0.50
0.5	0.31
1.0	0.16
1.5	0.067
2.0	0.023
3.0	0.0013
4.0	$0.32 \cdot 10^{-4}$
5.0	$0.29 \cdot 10^{-6}$

10.6 Probabilistic approach Level II

In this appendix, the algorithm to come to a failure probability will be given by means of a simple example. The following iterative procedure is to find β , α_i , etc.:

1. Estimate μ_z from Z and the estimated values of the various parameters in the design point:

$$\mu_z = Z \left(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^* \right) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial Z}{\partial x_i} (\mu_{x_i} - x_i^*) \tag{10.17}$$

As a first estimate for x_i , μ_{x_i} can be used.

2. Determine σ_z from the contribution of the various parameters to the variation of Z :

$$\sigma_z = \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial Z}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \right]^{1/2} \tag{10.18}$$

3. Calculate β from equation (10.10)
4. Determine the α_i -values (which indicate the influence on P_f) for each parameter from:

$$\alpha_i = \frac{\frac{\partial Z}{\partial x_i} \sigma_{x_i}}{\sigma_z} \tag{10.19}$$

This shows that both an important role of x_i in Z (indicated by $\frac{\partial Z}{\partial x_i}$) and a large uncertainty about the value of x_i (indicated by σ_{x_i}) are responsible for a large α_i -value.

5. Make a new estimate for the design-point values with:

$$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \beta \sigma_{x_i} \tag{10.20}$$

6. Find a substituting normal distribution for not-normally distributed parameters for the design-point value of the parameter.

These steps are to be repeated until the design-point values have converged with sufficient accuracy. With the final value of β , the failure probability P_f is determined.

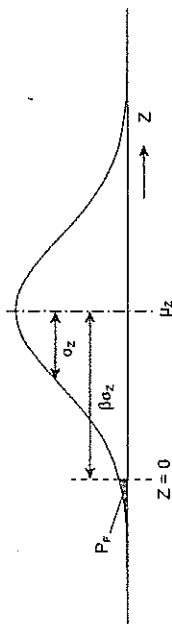


Figure 10-10 Failure probability in level II approach

The *design point* is the point on the line $Z = 0$ where the probability density of the combination of load and strength has its maximum. When a structure fails, load and strength will probably have values near the design point values. The distance between the average value of a parameter and its design value is an indication of its importance with regard to σ_z and, hence, to the failure probability of the structure. This importance is indicated with α_i for each parameter. Appendix 10.6 can serve as an explanation if the procedure is not clear.

The advantage of a level II method is the resulting α_i -values, which indicate the relative importance of a parameter in the total failure probability. The combination of a large α_i and a large power in the Z -function lead to a high α_i -value for a parameter. So, with good engineering judgement, a large α_i -value does not come as a surprise and an engineer intuitively chooses a conservative value for such a parameter.

10.2.5 Level I

A level I approach adds nothing new to what has been said above. It is actually an application of the results of a higher-level method, especially level II methods. The approach requires a design value and a safety coefficient to be established for every parameter. The safety coefficients are derived from a level II computation, using the α_i -values and β -value. The β -value stands for the required safety and the α_i -values stand for the relative importance of each parameter. The partial safety coefficient for each parameter is then given by:

$$\gamma_i = \frac{\mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i}{\mu_i} \tag{10.11}$$

α_i -values are negative for loads and positive for strength, leading to $\gamma > 1$ for loads and < 1 for strengths when used as a multiplier in both cases. Other definitions are possible and can be found in literature. The safety factors in equation (10.11) are defined with regard to the average values. When using other characteristic values, the safety factor changes correspondingly. This approach can be seen as the application of engineering judgement as mentioned in the previous section.

Partial coefficients on all parameters were calculated for combinations of parameter values within defined ranges. The calculations showed that partial coefficients for many parameters were close to 1.0. For this reason it was decided to adopt only two partial coefficients

γ_Z - reflecting the uncertainty of the formula and related resistance parameters

γ_{H_s} - reflecting the uncertainty of estimates of the main load parameter, extreme significant wave height.

Formulae were developed to determine the partial coefficients. Three different concepts of these formulae have been evaluated and the following were chosen as being acceptable with respect to deviations from the largest probability of failure.

$$\gamma_Z = 1 - (k_\alpha \cdot \ln P_f) \quad (\text{Eqn. 7.1})$$

$$\gamma_{H_s} = \frac{\hat{H}_s^{T P_f}}{\hat{H}_s^T} + \sigma_{F_{H_s}} \left[1 + \left(\frac{\hat{H}_s^{3T}}{\hat{H}_s^T} - 1 \right) k_\beta P_f \right] + \frac{k_s}{\sqrt{P_f N}} \quad (\text{Eqn. 7.2})$$

where:

- T is required service life time, years (TL)
- P_f is the target probability of failure in the required service lifetime
- F_{H_s} is a model of uncertainty of H_s , measurement errors and short-term variability (the statistical uncertainty on H_s is not included)
- $\sigma_{F_{H_s}}$ is the normalised standard deviation of F_{H_s} . For typical values see Table 4.1
- \hat{H}_s^T is the central estimate of significant wave height, H_s , which on average is exceeded once in every T years
- \hat{H}_s^{3T} is the central estimate of H_s which on average is exceeded once in 3 T years, 3 times service lifetime
- $\hat{H}_s^{T P_f}$ is the central estimate of H_s corresponding to an equivalent return period T_{P_f}
- T_{P_f} is the return period corresponding to a probability P_f that $\hat{H}_s^{T P_f}$ will be exceeded during the service lifetime T. T_{P_f} can be calculated from the encounter probability formula $T_{P_f} = (1 - (1 - P_f)^{1/T})^{-1}$, see ~~Figure 4.1~~ dalla

$$P_f = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR} \right)^{TL}$$

TL que indicata con T

T_{P_f} è il TR che corrisponde al P_f adottato

Values of \hat{H}_s^T , $\hat{H}_s^{T P_f}$, \hat{H}_s^{3T} are all obtained from the forecast extreme distributions of H_s .

N is the number of H_s data used for fitting the extreme distributions.

k_α , k_β , k_s are coefficients which are determined by optimisation, described below, for each failure mode. Values for k_α and k_β are given in Tables 7.3 to 7.6. k_s approximates to 0.05 for all failure modes considered.

In Equation 7.2 the first term gives the correct γ_{H_s} provided no statistical uncertainty and measurement errors related to H_s are present.

The middle term in Equation 7.2 signifies the measurement errors and the short-term variability related to the wave data.

The last term in Equation 7.2 signifies the statistical uncertainty of the estimated extreme distribution of H_s . The statistical uncertainty treated in this way depends on the total number of wave data, N, but not on the length of the period of observation. The 10 largest values of H_s over a 15-year period provide a much more reliable estimate of the extreme distribution than the 10 largest values of H_s over 2 years. However, in the statistical analysis it is assumed that the data samples are equally representative of the true distribution. In other words it is assumed that the data, besides being non-correlated, are sampled with a frequency and over a length of time which ensures that periodic variations (e.g. seasonal) are not biasing the sample. The designer must be aware of these restrictions and must make allowance for them.

If the extreme wave statistics are not based on N wave data, but for example on estimates of H_s from information about water level variations in shallow water, then the last term in Eqn. 7.2 disappears and instead the value chosen for $\sigma_{F_{H_s}}$ must account for the inherent uncertainty.

Table 4.1 : Typical variation coefficients for sea state parameters.

Parameters	Methods of Determination	Estimated Typical Values		Comments
		σ'	Bias	
Wave height		σ'_{FHs}		
Significant wave height offshore	Accelerometer buoy, pressure cell, vertical radar	0.05-0.1	-0	Very dependent on quality of weather maps
	Horizontal radar	0.15	-0	
	Hindcast, num. models	0.1-0.2	0-0.1	
	Hindcast, SMB method	0.15-0.2	?	
	Visual observations from ships	0.2	0.05	
Significant wave height near-shore determined from offshore significant wave height taking into account typical shallow water effects (refraction, diffraction, shoaling)	Numerical models	0.1-0.20	0.1	σ' can be much larger in some cases
	Manual calculations	0.15-0.35		

Table 7.3 - Main armour hydraulic stability

Formula	Design equation	k_α	k_β
Hudson, rock	$\frac{1}{\gamma_z} \Delta D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{1/3} \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.036	151
Van der Meer, rock			
Plunging waves	$\frac{1}{\gamma_z} 6.2 S^{0.2} P^{0.18} \Delta D_{n50} \cot \alpha^{0.5} s_m^{0.25} N^{-0.1} \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.027	38
Surging waves	$\frac{1}{\gamma_z} S^{0.3} P^{-0.13} \Delta D_{n50} \cot \alpha^{0.5} - P s_m^{-0.5} N^{-0.1} \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.031	38
Van der Meer			
Tetrapods	$\frac{1}{\gamma_z} \left(3.75 \frac{N_{od}^{0.6}}{N_z^{0.250}} + 0.85 \right) s_m^{-0.2} \Delta D_n \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.026	38
$\cot \alpha = 1.5$			
Van der Meer			
Cubes	$\frac{1}{\gamma_z} \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N_z^{0.30}} + 1.0 \right) s_m^{-0.1} \Delta D_n \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.026	38
$\cot \alpha = 1.5$			
Van der Meer			
Accropodes	$\frac{1}{\gamma_z} N_e \Delta D_n \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.015	33

Note:

The values given above for k_α and k_β in the Hudson formula for rock armour may also be used for concrete armour units if it is assumed that the value of 0.18 for σ'_z is applicable. Further research to confirm or correct this assumption would extend the value of this system of analysis.

Table 7.4 - Hydraulic stability of low-crested rock breakwaters

Formula	Design equation	k_α	k_β
Van der Meer, rock,	As for main armour with factor		
	$f_i = \left[1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \left(\frac{s_m}{2\pi} \right)^{0.5} \right]^{-1}$	0.035	42
	applied to D_{n50}		

Note: Low crested breakwaters are defined by

$$0 < \frac{R_c}{H_s} < 1$$

Table 7.5 - Hydraulic stability of rock toe berm

Formula	Design equation	k_α	k_β
Van der Meer, rock	$\frac{1}{\gamma_z} 8.7 \left(\frac{h_t}{h_s} \right)^{1.43} \Delta D_{n50} \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.087	100

Table 7.6 - Run-up on rock armoured slopes

Formula	Design equation	k_α	k_β
Van der Meer, rock	for $(\cot \alpha)^{-1} s_m^{-0.5} < 1.5$		
	$\frac{1}{\gamma_z} R_u a^{-1} \cot \alpha s_m^{0.5} \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.036	44
	for $(\cot \alpha)^{-1} s_m^{-0.5} \geq 1.5$		
	$\frac{1}{\gamma_z} R_u a^{-1} \left[\cot \alpha s_m^{0.5} \right]^c \geq \gamma_{H_s} H_s^T$	0.018	36

ESEMPI DI CALCOLO

Valutazione della stabilità di una mantellata di
uoni naturali sulle alte profondità con

$$\cot \alpha = 1.5 \text{ pendenza}$$

$$\rho^* = 0.4 \text{ permeabilità orizzontale}$$

$$\rho_c = 2800 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità delle rocce}$$

$$\rho_a = 1030 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'acqua di mare}$$

da cui risulta

$$\Delta = 1.72 \text{ densità relativa in fallimento}$$

Si adotta la relazione di Vcei dei Vcei plurius

$$H_s / \Delta D_n = 6.2 P_*^{0.18} (S/\sqrt{N_*})^{0.2} \sum_{0m}^{-0.5} \text{ con } \sum_{0m} = \tan \alpha / \sqrt{\Delta \rho_m}$$

qui scritta nella forma a variabili separate (l'asterisco fa capire ai fini)

$$H_s / \Delta D_n = 6.2 \cot \alpha^{0.5} \sum_{0m}^{0.25} P_*^{0.18} S_*^{0.2} N_*^{0.1}$$

Si assume una distribuzione dei casi estremi secondo Weibull

$$\hat{H}_s^{TR} = H'_s + \beta \exp \left\{ \left[\ln(\ln(\lambda TR)) \right] / \alpha \right\}$$

con $H'_s = 0.44 \text{ m}$; $\alpha = 1.39$; $\beta = 1.06$; $\lambda = 4.17$ ($N = 50$ dati; 12 anni)

da cui

$$\hat{H}_s^{TR} = 0.44 + 1.06 \cdot \exp \left\{ \left[\ln(\ln(4.17 TR)) \right] / 1.39 \right\}$$

Nell'ipotesi di alte profondità e stazionarietà si ha, con $\lambda = 4.17$ e $\alpha = 1.39$:

$$T_p = 8.5 \pi \sqrt{H_s / 4g}; \quad T_m = 0.82 T_p$$

da cui

$$\lambda_{0m} = H_s / L_{0m} = 0.05 \text{ di cui } \cos \alpha \quad (L_{0m} = 9 T_m^2 / 2\pi)$$

si assume inoltre $N_y = 3000$ (onole).

Non si considerano effetti di stratificazione, rifrazione, saturazione
avendo le dip. richieste sulle alte profondità.

(per consistenza si richiama il simbolo \rightarrow per le variab. R)

a) Procedimento tradizionale con

$$S_x = 2 \text{ (involanti)}; TR = 50 \text{ anni}$$

Si ottiene:

$$\hat{H}_s = \hat{H}_s^{50} = 3.98 \text{ m}$$

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.571$$

$$D_{n50} = 1.473 \text{ m}$$

$$\underline{M_{50} = 8950 \text{ Kg}} \text{ a cui un'incidenza veniva } P_f$$

b) Procedimento semi-probabilistico con

$$S_x = 6 \text{ (danno intermedio)}; TL = 50 \text{ anni}; P_f = 0.2$$

Si ottiene

$$TR = 225 \text{ anni da } P_f = 1 - \exp(-\frac{TL}{TR}) = 0.2 \text{ con } TL = 50$$

$$\hat{H}_s^{225} = 4.67 \text{ m}$$

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.956$$

$$D_{n50} = 1.388 \text{ m}$$

$$\underline{M_{50} = 7490 \text{ Kg}}$$

c) Procedimento probabilistico con coeff. di inc. parametrici
con storni S_x , TL , P_f

Si ottiene

$$H_{s50} = 3.978 \text{ m}; \hat{H}_s^{150} = 4.487 \text{ m}; \hat{H}_s^{225} = 4.670 \text{ m} \text{ e con}$$

$$K_\alpha = 0.027; K_\beta = 38; K_s = 0.05; \sigma_{FH_s} = 0.2:$$

$$\gamma_z = 1.04; \gamma_{H_s} = 1.174 + 0.043 + 0.016 = 1.232$$

$$\text{Dalla } \frac{1}{\gamma_z} G_x S_x^{0.2} P_x^{0.18} \Delta D_{n50} \text{ con } \alpha^{0.5} \sigma_{FH_s}^{0.25} N_x^{-0.1} = \gamma_H \hat{H}_s^{50}$$

$$\text{si ottiene } \gamma_z \hat{H}_s^{50} D_{n50} = 1.515 \text{ m}; \underline{M_{50} = 9736 \text{ Kg}}$$

d) Si è noto che l'applicazione dei coefficienti parziali ha comportato un aumento della massa del 30% da $M_{50} = 7490 \text{ kg}$ a $M_{50} = 9786 \text{ kg}$

Si vuole qui ricavare quale sarebbe la probabilità di failure effettiva P_{eff} se si fosse adottato la massa

$M_{50} = 7490 \text{ kg}$ così come le due curve di γ_z e γ_H una ancora con il procedimento semi-probabilistico -

Si tratta di risolvere per tentativi il sistema di 5 eqni con 5 incognite $(P_f, T_{PF}, \hat{H}_S^{T_{PF}}, \gamma_z, \gamma_H)$ con

$$D_{N50} = \sqrt[3]{M_{50}/\rho_s} = 1,388 \text{ m. Il sistema è}$$

$$\gamma_H \hat{H}_S^{TL} / \Delta D_{N50} = 1 / \gamma_z \cdot \text{cof} \alpha^{0.5} \cdot \alpha^{0.25} \cdot P_{0.1}^{0.18} \cdot S_{*}^{0.2} \cdot N_{*}^{0.1}$$

$$\gamma_z = 1 - K_{\alpha} \cdot \ln(P_f)$$

$$T_{PF} = (1 - (1 - P_f)^{1/TL})^{-1}$$

$$\hat{H}_S^{T_{PF}} = H_S + \beta (\exp(\ln(\ln(\lambda T_{PF}))) / \alpha)$$

$$\gamma_H = \hat{H}_S^{T_{PF}} / \hat{H}_S^{50} + \sigma_{FH_S}' \cdot (1 + (\hat{H}_S^{150} / \hat{H}_S^{50} - 1) \cdot K_P P_f + K_S / \sqrt{P_f N})$$

Si ottiene:

$$P_{\text{eff}} = 0,323 \text{ in } TL = 50 \text{ anni} \text{ anche } P_f = 0,2. \text{ Inoltre}$$

$$T_{PF} = 129 \text{ anni}$$

$$\hat{H}_S^{T_{PF}} = 4,419 \text{ m}$$

$$\gamma_H = 1,139$$

$$\gamma_z = 1,031$$

Table 9.1: Design examples, based on Torshavn

Case	1	2	3	4	5	6	7	8
Life T, years	50				100			
Design P _f	0.1	0.2	0.4	0.6	0.1	0.2	0.4	0.6
T _{P_f} = [1 - (1 - P _f) ^{1/T}] ⁻¹ yrs	475	225	98	55	950	449	196	110
H _S ^T	4.0				4.3			
H _S ^{3T}	4.5				4.8			
H _S ^{T_{Pr}} (1)	5.0	4.7	4.3	4.0	5.3	5.0	4.6	4.4
Partial coefficients (2)								
γ _z	1.06	1.04	1.02	1.01	1.06	1.04	1.02	1.01
γ _{H_s}	1.37	1.23	1.09	1.02	1.35	1.22	1.09	1.02
FS = γ _z · γ _{H_s}	1.45	1.28	1.11	1.03	1.43	1.27	1.11	1.03
Armour size D _{n50} , m (3)								
S = 2	2.23	1.97	1.72	1.58	2.37	2.11	1.86	1.72
S = 6	1.79	1.58	1.38	1.27	1.90	1.69	1.49	1.38
S = 14	1.51	1.34	1.17	1.07	1.61	1.43	1.26	1.16
Median mass, M ₅₀ , t								
S = 2	31	21	14	11	37	26	18	14
S = 6	16	11	7.4	5.7	19	14	9.3	7.3
S = 14	9.7	6.7	4.5	3.4	12	8.1	5.6	4.4

Notes: (1) Extreme wave prediction based on Bilbao data set, see Section 7.9
 (2) Partial coefficients from Eqns. 7.1 and 7.2
 (3) Breakwater design based on Torshavn, with rock armour, see Section 7.9 using the following damage criteria:
 S = 2 marginal damage
 S = 6 moderate/severe damage
 S = 14 very severe damage/failure

$\sigma'_{IF} = 0.2$

$P_* = 0.4$

$\Delta = 1.72$

$N_* = 2500$

$N = 50 \quad 12 \text{ anni} \quad \lambda = 4.17$

$H_{S}^{TR} = 0.44 + 1.06 \cdot \exp\left\{\left[\ln\left(\ln\left(4.17 \cdot T\right)\right)\right]\right\} / 1.3$

3.1 Partial safety factors for Rubble Mound breakwater failure modes

Armour layer failures

3.1.1 Conventional armour

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} \hat{\Delta} \hat{D}_n (K_D \cot \alpha)^{1/3} - \gamma_H \hat{H} \hat{S}^{TK} \quad \text{Hudson (1974)}$$

Table 6. Partial safety factors for stability failure of conventional armour. No model tests performed.

$P_f(\beta_i)$	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$		$\sigma'_{FH_s} = 0.2$	
	γ_H	γ_Z	γ_H	γ_Z
0.01 (2.33)	1.7	1.04	2.0	1.00
0.05 (1.65)	1.4	1.06	1.6	1.02
0.10 (1.28)	1.3	1.04	1.4	1.06
0.20 (0.84)	1.2	1.02	1.3	1.00
0.40 (0.25)	1.0	1.08	1.1	1.00

3.1.2 Rock armour

$$G = \frac{1}{\gamma_Z} 6.2 \hat{S}^{0.2} \hat{P}^{0.18} \hat{\Delta} \hat{D}_n f \cot \alpha^{0.5} s_{om}^{0.25} \hat{N}_z^{-0.1} - \gamma_H \hat{H} \hat{S}^{TK} \quad \text{Van der Meer (1988)}$$

where the factor f models the effect of low crested breakwaters:

$$f = \frac{1}{1.25 - 4.8 \frac{R_n}{H_s^2} \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}}}$$

Table 7. Partial safety factors for stability failure of rock armour. Plunging waves. No model tests performed.

$P_f(\beta_i)$	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$		$\sigma'_{FH_s} = 0.2$	
	γ_H	γ_Z	γ_H	γ_Z
0.01 (2.33)	1.6	1.04	1.9	1.00
0.05 (1.65)	1.4	1.02	1.5	1.06
0.10 (1.28)	1.3	1.00	1.3	1.10
0.20 (0.84)	1.2	1.00	1.2	1.06
0.40 (0.25)	1.0	1.08	1.0	1.10



Table 7-2. Partial safety factors for sliding failure of vertical wall caissons.

Design equatio

$$G = G(\gamma_H \hat{H}_S^{TL}, \hat{\rho}_c, \hat{U}_{Hor.Force}, \hat{U}_{Ver.Force}, \hat{\xi}, \frac{1}{\gamma_z} \hat{f}, B)$$

$$= (\hat{F}_G - \hat{U}_{Ver.Force} \hat{F}_U) \frac{1}{\gamma_z} \hat{f} - \hat{U}_{Hor.Force} \hat{F}_H$$

In calculation of \hat{F}_U and \hat{F}_H apply as wave height $\gamma_H \hat{H}_S^{TL}$.

Deep water. Design without model tests.

P_f	$\sigma_{F_{H_S}} = 0.05$		$\sigma_{F_{H_S}} = 0.2$	
	γ_H	γ_z	γ_H	γ_z
0.01	1.4	1.7	1.5	1.7
0.05	1.3	1.4	1.4	1.4
0.10	1.3	1.2	1.4	1.3
0.20	1.2	1.2	1.3	1.2
0.40	1.1	1.0	1.1	1.1

Deep water. Wave loads \hat{F}_H and \hat{F}_U determined by model tests. No bias factors applied.

P_f	$\sigma_{F_{H_S}} = 0.05$		$\sigma_{F_{H_S}} = 0.2$	
	γ_H	γ_z	γ_H	γ_z
0.01	1.3	1.5	1.4	1.5
0.05	1.2	1.4	1.3	1.4
0.10	1.2	1.2	1.3	1.2
0.20	1.1	1.2	1.2	1.2
0.40	1.0	1.2	1.1	1.0

Shallow water. Design without model tests.

P_f	$\sigma_{F_{H_S}} = 0.05$		$\sigma_{F_{H_S}} = 0.2$	
	γ_H	γ_z	γ_H	γ_z
0.01	1.3	1.9	1.4	1.9
0.05	1.2	1.6	1.3	1.6
0.10	1.2	1.4	1.3	1.4
0.20	1.1	1.3	1.2	1.3
0.40	1.0	1.2	1.0	1.2

Shallow water. Wave loads \hat{F}_H and \hat{F}_U determined by model tests. No bias factors applied.

P_f	$\sigma_{F_{H_S}} = 0.05$		$\sigma_{F_{H_S}} = 0.2$	
	γ_H	γ_z	γ_H	γ_z
0.01	1.2	1.6	1.3	1.6
0.05	1.1	1.5	1.2	1.5
0.10	1.1	1.3	1.2	1.3
0.20	1.1	1.2	1.1	1.2
0.40	1.0	1.1	1.0	1.1

- \hat{H}_S^{TL} significant wave height with return period TL
- T_L structure lifetime
- B width of caisson
- $\hat{U}_{Hor.Force}$ 0.90, bias factor to be applied to the Goda horizontal wave force
- $\hat{U}_{Ver.Force}$ 0.77, bias factor to be applied to the Goda vertical wave force
- $\hat{U}_{Hor.Moment}$ 0.81, bias factor to be applied to the moment from the Goda horizontal wave forces around the shoreward heel of the base plate
- $\hat{U}_{Ver.Moment}$ 0.72, bias factor to be applied to the moment from the Goda vertical wave forces around the shoreward heel of the base plate
- $\hat{\rho}_c$ mass density of caisson
- \hat{F}_G buoyancy reduced weight of caisson
- \hat{F}_H horizontal wave force calculated by the Goda Formula
- \hat{F}_U wave induced uplift force calculated by the Goda formula
- \hat{f} friction coefficient
- $\hat{\xi}$ tidal elevation



Table 7-3. Partial safety factors for overturning failure of vertical wall caissons.

Design equation

$$G = G(\gamma_H \hat{H}_S^{TL}, \hat{\rho}_c, \hat{U}_{Hor.Moment}, \hat{U}_{Ver.Moment}, \hat{\xi}, B)$$

$$= (\hat{M}_G - \hat{U}_{Ver.Moment} \hat{M}_U) - \hat{U}_{Hor.Moment} \hat{M}_H$$

In calculation of \hat{M}_U and \hat{M}_H apply as wave height $\gamma_H \hat{H}_S^{TL}$.

Design without model tests.		
	$\sigma'_{F_{H_S}} = 0.05$	$\sigma'_{F_{H_S}} = 0.2$
P_f	γ_H	γ_H
0.01	-	-
0.05	2.7	-
0.10	2.0	2.5
0.20	1.6	1.7
0.40	1.2	1.2

Wave load determined by model tests.
No bias factors applied.

	$\sigma'_{F_{H_S}} = 0.05$	$\sigma'_{F_{H_S}} = 0.2$
P_f	γ_H	γ_H
0.01	2.1	2.3
0.05	1.7	1.9
0.10	1.4	1.6
0.20	1.3	1.4
0.40	1.1	1.2

- \hat{H}_S^{TL} significant wave height with return period T_L
- T_L structure lifetime
- B width of caisson
- $\hat{U}_{Hor.Force}$ 0.90, bias factor to be applied to the Goda horizontal wave force
- $\hat{U}_{Ver.Force}$ 0.77, bias factor to be applied to the Goda vertical wave force
- $\hat{U}_{Hor.Moment}$ 0.81, bias factor to be applied to the moment from the Goda horizontal wave forces around the shoreward heel of the base plate
- $\hat{U}_{Ver.Moment}$ 0.72, bias factor to be applied to the moment from the Goda vertical wave forces around the shoreward heel of the base plate
- $\hat{\rho}_c$ mass density of caisson
- \hat{M}_G moment of F_G around heel of caisson
- \hat{M}_H moment of F_H around heel of caisson
- \hat{M}_U moment of F_U around heel of caisson
- F_G buoyancy reduced weight of caisson
- F_H horizontal wave force calculated by the Goda Formula
- F_U Wave induced uplift force calculated by the Goda formula
- indicates that a partial safety factor corresponding to the small P_f -values cannot be obtained due to the large inherent uncertainties
- $\hat{\xi}$ tidal elevation

Slater D. and Sharp B. N., (1998). C Slater D. and Sharp B. N., (1998). *Chapters 4-6 in design guides, specifications and design*. Allen, RTL (editor), Concrete in Coastal Structures. Thomas Telford, London.

Tanimoto, K., Moto, K., Ishizuka, S. and Goda, Y. (1976). *An investigation on design wave force formulae of composite type breakwaters*. Proc. 23rd Japanese Conf. on Coastal Eng. (In Japanese).

Tanimoto, K. and Takahashi, S. (1994). *Japanese experience on composite breakwaters*. Proc. Int. Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan.

Takahashi, S., Tanimoto, K. and Shimozaki, K. (1994). *A proposal of impulsive pressure coefficient for design of composite breakwaters*. Proc. Int. Conf. on Hydro-technical Engineering for Port and Harbour Construction. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan.

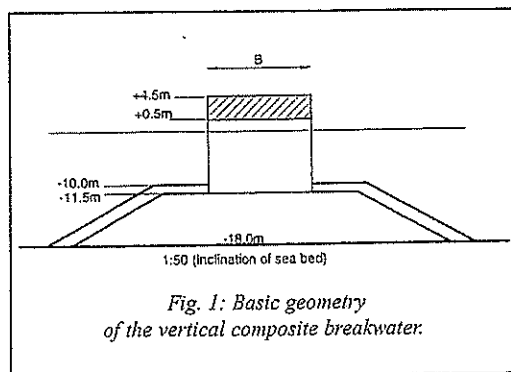
Van der Meer, J. W., d'Angremond, K. and Juhl, J. (1994). *Probabilistic calculations of wave forces on vertical structures*. Proc. 24th Int. Conf. Coastal Eng., Kobe, Japan.

APPENDIX

The following example demonstrates the use of partial safety factors in the design of a caisson breakwater. The result is also compared with that of the conventional deterministic design for the same case.

(i) Design process

The design process is simplified to the determination of the width of the caisson, necessary to achieve stability for sliding and overturning. The overall geometry of the vertical composite breakwater is already defined and shown in Fig.1. Other failure mechanisms, such as slip failure through the mound and instability of the rubble mound foundation, are not considered in this example.



(ii) Design data

The service life time for the structure is set to 50 years. The structure is considered to belong to the normal safety class, cf. Table 10-1, which implies a safety level corresponding to a probability of serious failures, cf. $P_f = 0.05$ (ULS). The concept of the presented partial safety factor system implies that in the calculations the return period for the design wave conditions is set equal to the structure lifetime, i.e. 50 years in this example.

The design wave conditions for 50 year return period are determined on the basis of wave records at the location of the breakwater and read as follows:

$$\begin{aligned} H_s &= 6.45 \text{ m} \\ T_p &= 11.0 \text{ s} \\ \beta &= 10 \text{ deg} \end{aligned}$$

The breakwater is located outside the surf zone and no impulsive breaking wave forces are to be expected.

Other geometrical parameters in Goda's formula can be derived from Fig.1, as follows:

$$\begin{aligned} h_b &= 18.65 \text{ m (at distance } 5xH_s) \\ d &= 10.00 \text{ m} \\ h' &= 11.50 \text{ m} \\ h_c &= 4.50 \text{ m} \end{aligned}$$

The specific weight of the caisson material is given as:

- concrete cap
 $w = 23 \text{ kN/m}^3$
- caisson above water
 $w = 21 \text{ kN/m}^3$
- caisson below water
 $w = 11 \text{ kN/m}^3$ (incl. Buoyancy effect)

(iii) Design based on Partial Safety Factors

The relevant design equations in this example are (see Ch.7.2):

Sliding:

$$G = (\hat{F}_G - U_v \cdot F_U) \gamma_z^{-1} \cdot \hat{f} - U_H \cdot F_H \geq 0$$

$$G = (\hat{M}_G - U_{vm} \cdot M_U) - \hat{U}_{HM} \cdot M_H > 0$$

in which F_H , F_U , M_H , and M_U are calculated on the basis of:

$$H_s = \gamma_H \cdot \hat{H}_s^{TL}$$



box 9-10

The partial safety factors are obtained from Tables 7-2 and 7-3 respectively, taking the values for $\sigma_{FHs} = 0.05$ (reliable wave climate) and $P_f = 0.05$ (see ~~Ch 10~~, normal safety class and ULS). This gives: box 1

- for sliding $\gamma_H = 1.3, \gamma_Z = 1.4$
 - for overturning $\gamma_H = 1.7 \leftarrow (\circ)$
- $\hat{U}_{VF} = 0.77; \hat{U}_{HF} = 0.9$
 $\hat{U}_{VM} = 0.72; \hat{U}_{HM} = 0.81$

The wave loads F_H and F_U are calculated using Goda's formula, with $H_{max} = 1.8 \cdot 1.3 \cdot 6.45 = 15.09$ m. For the friction coefficient the characteristic value $f = 0.6$ is taken. box 9

Applying the bias factors U_H and U_V as given in ~~Ch 2~~ the design equation reads:

$$(22.9 \cdot 10^4 - 3.30 \cdot 10^4) \cdot 1.4 \cdot 0.6 - 0.9 \cdot 233.1 \cdot 10^4 > 0$$

from which follows: $B \geq 25.9$ m V. Box 11 Ec

b. Overturning $\gamma_H = 1.7 \leftarrow$

The wave induced moments M_H and M_U are calculated with Goda's formula, now with $H_{max} = 1.8 \cdot 1.7 \cdot 6.45 = 19.74$ m.

Applying the bias factors U_{HM} and U_{VM} as given in ~~Ch 2~~ box 10 the design equation reads:

$$(22.9 \cdot 0.5 B - 0.72 \cdot 6.63 B \cdot 0.67 B) \cdot 0.81 \cdot 302.9 \cdot 7.94 > 0$$

from which follows: $B \geq 15.3$ m.

The caisson width is determined by sliding stability at the value $B = 25.9$ m.

(iv) Deterministic design

The deterministic design gives for the same conditions and a standard safety factor $SF = 1.2$ a caisson width $B = 17.9$ m, also with sliding stability being determining. The return period of the design wave condition is taken at 50 years, but the actual failure probability of this design is not known. It is interesting to assess this P_f value, using the partial safety factor approach. This is done by substituting the width in the design equation, as follows:

$$G = (22.9 \cdot 17.9 - 0.77 \cdot 4.29 \cdot 17.9) \gamma_Z^{-1} \cdot 0.6 - 0.9 \cdot \gamma_H \cdot 233.1 > 0$$

$210 \cdot \gamma_Z^{-1} - 210 \gamma_H > 0 \quad \gamma_H \approx \gamma_Z = 1 \quad P_f > 0.4$
 By fitting the γ_H, γ_Z values from ~~Table 7-2~~ in this expres- box 9

one finds that the failure probability is in any case higher than 0.4. If we assume $P_f = 0.50$ (with $\gamma_H = 1.0$ and $\gamma_Z = 1.0$), this means P_f is about 10 times higher than what is aimed for in the design based on partial safety factors.

(v) Discussion

A first reaction to the above result could be that the application of partial safety factors leads to larger caisson width and thus to higher costs. This would be a wrong conclusion. What the example does point out is that the conventional design method with a safety factor of 1.2 has a probability of failure that is higher than what is recommended in ~~Chapter 10~~ in Box 1 of this report. This is not surprising when one realizes that the 50 years wave height has a probability of occurrence during a 50 year economic lifetime of $P = 0.64$, which is very high. With conventional design we do not know how this figure is translated into the failure probability, while the presented system of partial safety factors allows the designer to make a quantitative assessment of this. Based on this assessment the designer will have to decide which level of failure probability is chosen in his or her project, also taking into account the costs related to loss of function due to failure and the costs of repair.

$\gamma_H = 2.7 !$ (v Box 10)

Se si rifanno i calcoli con $\gamma_H = 2.7$ (enorme) il risultato $B \geq 30$ m !!

I calcoli raw nel Box 11 quot

$s = 6.45 \text{ m}$ $H = 1.8 \times 6.45 = 11.61 \text{ m}$
 H_{max}

SCORRIENTO

$\gamma_H = 1.3$
 $\gamma_z = 1.4$

$H_{deg} = 11.61 \text{ m}$

$H_{colata} = 1.3 \times 11.61 = 15.09 \text{ m}$

$\rho_g = (23 \text{ calc; } 21 \text{ cast; } 10 \text{ acqua})$
 $\times 10^3 \text{ N/m}^3$

$2 + h_s / L_b = 0.966$ $\text{cch} = 4.504$

$4 + h_s / L_b = 1.932$ $\text{d} \text{uch} = 3.378$

$T = 11 \text{ s}$
 $T_s = 1.1 \cdot 0.82 = 0.902 \text{ s} \leftarrow$

$\beta = 10^\circ$ $\tan \beta = 0.02$ $r_s = 18.0 \text{ m}$

$r_b = 18.0 + 5 \times 6.45 \times 0.02 = 18.65 \text{ m}$

$H_b = 13 > 11.61 \text{ m} \leftarrow H_{deg}$

$L_b = 117.1 \text{ m}$ $\text{su } 18.65 \text{ m ca } T = 9.92 \text{ s}$

$\alpha_1 = 0.764$

$\alpha_2 = \min(0.352; 1.325) = 0.352$

$\alpha_3 = 0.786$

$\eta = 22.5 \text{ m}$

$p_1 = 16 \times 10^4 \text{ N/m}^2$

$p_2 = 13 \text{ " " "}$

$p_3 = 13 \text{ " " "}$

$p_u = 8.5 \text{ " " "}$

$F_H = [(16 + 13)/2 \times 4.5 + (16 + 13)/2 \times 11.5] \times 10$
 $= 1233 \times 10^4 \text{ N/m}$

$F_U = B/2 \times 8.5 \times 10^4 \text{ N/m}$

$F_G = B(4.0 \times 23 + 0.5 \times 21 + 11.5 \times 11) \times 10^3 = B \times 229 \times 10^4 \text{ N}$

Diagram showing forces: F_G (vertical force), F_U (horizontal force), F_H (horizontal force).
 $(229 \times 10^4 B - 0.77 \times 8.5/2 \times 10^4 B) \times 0.6/1.4 - 0.9 \times 233 \times 10^4 > 0$
 $8.4 B - 209.7 > 0$
 $B \geq 25 \text{ m (Scorrimento)}$

RIBALTAMENTO con $\gamma_H = 1.7$ PIANO

$H_{colata} = 1.7 \times 11.61 = 19.74 \text{ m}$ *Rifaccendo i calcoli*

$F_H = 362.9 \times 10^4 \text{ N/m} \rightarrow \text{braccio} = 7.94 \text{ m}$

$F_U = B/2 \times 6.63 \times 10^4 \text{ N/m} \rightarrow \text{braccio} = 2/3 B$

Diagram showing forces: F_U (vertical force), F_H (horizontal force).
 $10^4 \times [B^2 \times (22.9 \times 0.5 - 0.72 \times 6.63 \times 2/3) - 0.81 \times 362.9 \times 7.94] \geq 0$
 $8.27 B^2 - 1948 \geq 0$

$B \geq 15.3 \text{ m}$ Ribalimento (molto minore di 25 m)

RIBALTAMENTO con $\gamma_{\#}^d = 2.7$

$$H_{\text{calcolo}} = 2.7 \times 11.61 = 31.35 \text{ m}$$

$$\alpha_1 = 0.764 \text{ un cubica}$$

$$\alpha_2 = \min(1.519; 0.637) = 0.637$$

$$\eta = 46.89 \text{ m}$$

$$\alpha_3 = 0.786 \text{ un cubica}$$

$$p_1 = 42.17 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

$$p_2 = 38.12 \quad "$$

$$p_3 = 33.14 \quad "$$

$$p_u = 18.33 \quad "$$

$$F_{\#} = \left[(42.17 + 38.12)/2 \times 4.5 + (42.17 + 33.14)/2 \times 11.5 \right] \times 1$$

$$\text{(NON SERVE)} \quad 613 \times 10^4 \text{ N/m}$$

$$F_u = B/2 \times 18.33 \times 10^4 \text{ N/m}$$

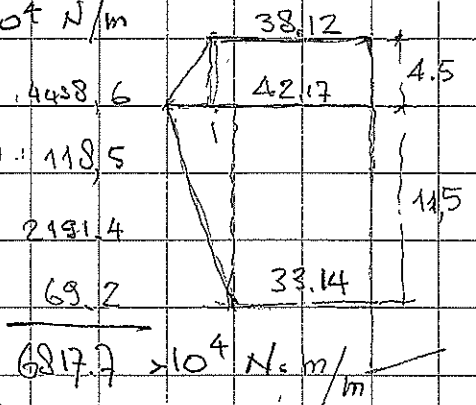
$$F_G = B \times 22.9 \times 10^4 \text{ N/m}$$

$$M_{\#} = 10^4 \times \left[38.12 \times 4.5 \times (4.5/2 + 11.5) + \right.$$

$$\left. (42.17 - 38.12) \times 4.5/2 \times (4.5/3 + 11.5) + \right.$$

$$\left. 33.14 \times 11.5 \times 11.5/2 + \right.$$

$$\left. (42.17 - 33.14) \times 2 \times 11.5/3 = \right.$$



$$6817.7 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m/m}$$

$$M_u = 10^4 \times 18.33 \times B/2 \times 2/3 B = 6.1 \times 10^4 \times B^2$$

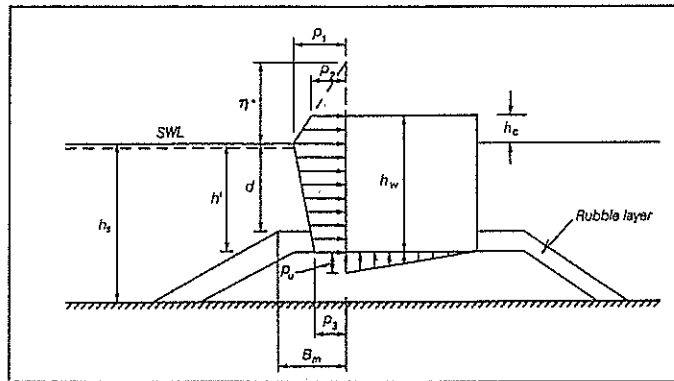
$$M_G = 22.9 \times 10^4 \times B \times B/2 = 11.5 \times 10^4 \times B^2$$

$$10^4 \times \left[(11.5 - 0.77 \times 6.1) B^2 - 0.9 \times 6817.7 \right] > 0$$

$$6.8 B^2 - 6135.9 > 0 \quad B \geq 30 \text{ m!}$$

RICHAM DA Box 23 e 32

Box 5-1. Goda formula for irregular waves (Goda 1974, Tanimoto et al. 1976).



$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{\text{design}}$$

$$P_1 = 0.5 (1 + \cos\beta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_* \cos^2 \beta) \rho_w g H_{\text{design}}$$

$$P_2 = \begin{cases} (1 - \frac{h_c}{\eta^*}) P_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \leq h_c \end{cases}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

$$P_u = 0.5 (1 + \cos\beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{\text{design}}$$

where

β
 H_{design}

angle of incidence of waves (angle between wave crest and front of structure)

design wave height defined as the highest wave in the design sea state at a location just in front of the breakwater. If seaward of a surf zone Goda (2000) recommends for practical design a value of $1.8 H_s$ to be used corresponding to the 0.15 % exceedence value for Rayleigh distributed wave heights. This corresponds to $H_{1/250}$ (mean of the heights of the waves included in 1/250 of the total number of waves, counted in descending order of height from the highest wave). Goda's recommendation includes a safety factor in terms of positive bias as discussed in the Subgroup report A. If within a surf zone, H_{design} is taken as the highest of the random breaking waves at a distance $5H_s$ seaward of the structure.

$$\alpha_* = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi h_s / L}{\sinh 4\pi h_s / L} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{the smallest of } \frac{h_b \cdot d}{3h_b} \left(\frac{H_{\text{design}}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{\text{design}}}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh (2\pi h_s / L)} \right]$$

L wave length at the water depth h_b , corresponding to that of the significant wave $T_s = \text{app. } 1.1 T_m$, where T_m is the average period.

h_b water depth at a distance of $5H_s$ seaward of the breakwater front wall.

λ_1, λ_2 , and λ_3 modification factors depending on the structure type. For conventional vertical wall structures $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$.

Rebaudengo Landò, Oddo, Stura 2010

Diga di Voltri

Boccotti 1986

Box 2 Determinazione del clima ondoso di fronte all'opera

• Clima ondoso al largo per il settore di massima traversia del Mar Ligure

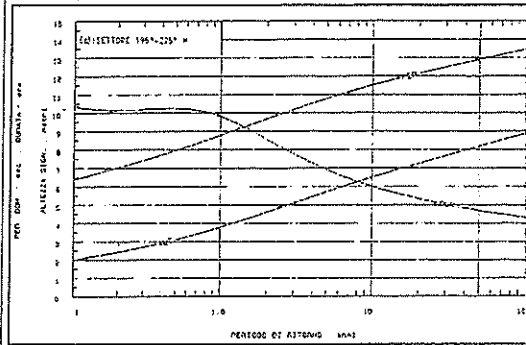


Fig. 2-1 - Altezza spettrale, durata e periodo dominante in funzione del periodo di ritorno, per il settore di massima traversia dell'area Ligure

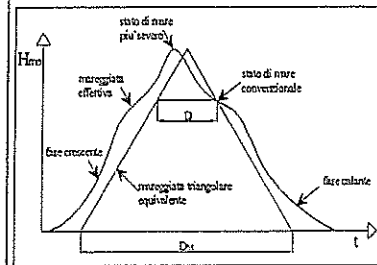


Fig. 2-2 - Mareggiata effettiva e mareggiata triangolare equivalente

Settore di massima traversia (gradi nord)	195°-225° N	
Vita utile dell'opera (anni)	V	50
Periodo di ritorno (anni)	T _R	50
Altezza d'onda spettrale su profondità infinita (metri)	H _{mo}	8.10
Periodo di picco (secondi)	T _p	12.85
Durata (ore)	D _{Hmo}	4.75

Probabilità di accadimento:

$$P(T_R, V) = 1 - \exp\left(-\frac{V}{T_R}\right)$$

$$P(50, 50) = 63\%$$

Tab. 2-1

• Clima ondoso locale di fronte alla diga di Voltri:

Gli effetti sperimentati dall'onda nel propagarsi verso riva sono:

Shoaling - Rifrazione - Saturazione - Frangimento

L'altezza d'onda significativa in corrispondenza della profondità di impianto della diga:

h (m)	L (m)	h/L	K _{SH}	K _{RE}	K _{SAT}	H _{SR} (m)	H _f (m)	H _{SAT} (m)	H _s (m)
30	193.59	0.15	0.92	1	0.79	7.47	16.72	6.37	6.37

Tab. 2-2

Clima ondoso di progetto di fronte all'opera:

H _s = H _e (m)	6.37
T _p (s)	12.85

Tab. 2-3

Rebaudengo Landò, Oddo, Stura 2010

Box 5 Modello probabilistico del PIANC per la stabilità allo "scorrimento"

Design equation

$$G = (\hat{F}_G - \hat{U}_{\text{Vert, force}} \cdot \hat{F}_U) \cdot \frac{1}{\gamma_Z} \cdot \hat{f} - \hat{U}_{\text{Hor, force}} \cdot \hat{F}_H \geq 0 \quad \hat{H}_{\text{ch}} = 1.8 \cdot \hat{H}_S^{\text{TL}} \cdot \gamma_H$$

Type of work or installation	Required security level		
	Level 1	Level 2	Level 3
General use infrastructure	25	50	100
Specific industrial infrastructure	15	25	50

Tab. 5-1

Limit State	Safety class			
	Very low	Low	Normal	High
S.L.S.	0.4	0.2	0.1	0.05
S.L.U.	0.2	0.1	0.05	0.01

Tab. 5-2

Modello numerico: $\sigma_{F_{H_S}} = 0.2$

S.L.U.	P_f	γ_H	γ_Z
		0.01	1.5
	0.05	1.4	1.4
	0.10	1.4	1.3
	0.20	1.3	1.2
S.L.S.	0.40	1.1	1.1

Tab. 5-3

Diga di Voltri

1. Progettazione della larghezza B con il modello PIANC:

- Required security level: 50 years.
- Clima ondosio di progetto: vedi box 2.

\hat{H}_S^{TL} (m)	6.37
T_P (s)	12.85

Tab. 5-4

	P_f	γ_H	γ_Z	P_f	γ_H	γ_Z	P_f	γ_H	γ_Z
	0.05	1.4	1.4	0.10	1.4	1.3	0.20	1.3	1.2
\hat{H}_{ch} (m)	16.05			16.05			14.91		
\hat{H}_r (m)	19.30			19.30			19.30		
α_1	0.73			0.73			0.73		
α_2	0.073			0.073			0.063		
α_3	0.73			0.73			0.73		
η^* (m)	24.09			24.09			22.37		
p_1 (N/m ²)	129,850			129,850			119,055		
p_2 (N/m ²)	78,934			78,934			72,372		
p_3 (N/m ²)	94,209			94,209			86,377		
p_{11} (N/m ²)	85,592			85,592			79,478		
\hat{F}_G (kN/m)	313 · B			313 · B			313 · B		
\hat{F}_U (kN/m)	43 · B			43 · B			40 · B		
\hat{F}_H (kN/m)	3,262			3,262			2,977		
$\hat{f} = \mu_c$	0.6			0.6			0.6		

Tab. 5-5

Sostituendo i valori caratteristici tabulati (soprasegno ^) e i coeff. parziali di sicurezza (γ_H, γ_Z) nella design equation, si ottiene la sezione B minima tale da soddisfare la probabilità di failure ipotizzata:

P_f	B (m)
0.05	24.50
0.10	22.75
0.20	19.01

Tab. 5-6

Adottando quanto suggerito dal PIANC, riferito a una diga a parete come quella di Voltri, per soddisfare la design equation si dovrebbe avere la corrispondenza:

$$P_f = 5\% \rightarrow B = 24.50 \text{ m}$$

2. Probabilità di failure con il modello PIANC (usato come verifica)

$$B_{\text{Voltri}} = 18.50 \text{ m} \rightarrow \gamma_H = 1.28 \text{ e } \gamma_Z = 1.19 \rightarrow P_f = 22\% > 5\%$$

Perciò, assumendo il modello probabilistico di verifica basato sui coefficienti parziali di sicurezza, la diga di Voltri non soddisfa i requisiti minimi richiesti.

Diga di Voltri

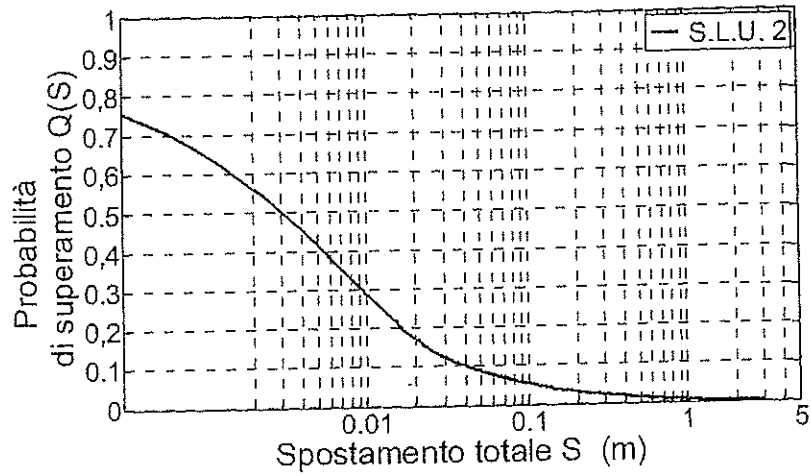


Fig. 14-2 - Probabilità di superamento

Spostamento totale S (cm)	Q(S) (%)
1	29
$S_{\text{medio}} = 3.1$	12
5	8.7
10	5.3
15	3.7
20	3.0
25	2.4
30	2.2