



D. Diret. 08.11.2021 del Ministero dell'interno "Contributi ai Comuni per la realizzazione di opere pubbliche per la messa in sicurezza di edifici e del territorio anno 2021. Scorrimento graduatoria di cui al D.M. 23 febbraio 2021, come rettificato dal D.M. 25 agosto 2021"

*PNRR - M2C4 - TUTELA DEL TERRITORIO E DELLA RISORSA IDRICA - 2.2:  
Interventi per la resilienza, la valorizzazione del territorio e l'efficienza energetica dei Comuni.*



# COMUNE DI FANO

Provincia di Pesaro e Urbino  
SETTORE 5° - LAVORI PUBBLICI

COMPLETAMENTO RIFIORIMENTO SCOGLIERE  
SE4-SE5-SE6 FRONTE "BERSAGLIO"  
CUP E39E19000740002 CUI L00127440410202000002

## PROGETTO ESECUTIVO

### RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

PROGETTISTA GENERALE:

Dott. Ing. Elisa Seta

D.L.:

Prof. Ing. Alessandro Mancinelli

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Dott. Ing. Federico Fabbri

DATA: DICEMBRE 2022

Rev 00

SCALA:

ELAB.

03

## Indice

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	1
2.	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO .....	2
2.1	CALCOLO DELL'ONDA DI PROGETTO .....	2
2.2	DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA.....	5
3.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA' .....	7
3.1	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E SISMICHE DEL SITO.....	7
3.2	CRITERI DI VERIFICA.....	10
3.3	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE INSIEME RILEVATO LAPIDEO – TERRENO DI FONDAZIONE .....	14

## **1. DESCRIZIONE DELL'OPERA**

L'intervento oggetto del presente progetto è l'intervento conclusivo previsto sulle difese foranee nel tratto di costa tra il porto di Fano e Baia Metauro nel Progetto Generale del 2015 e consiste nella trasformazione delle ultime scogliere rimaste sommerse in opere emerse. L'intervento sarà realizzato in continuità e conformità con quelli già messi in opera, in stralci realizzati successivi, con le stesse caratteristiche geometriche e materiali:

- quota di sommità +1.50m l.m.m.
- larghezza berma 3.00m
- pendenza paramento lato mare 1:2
- pendenza paramento lato terra 1:1.5
- mantellata realizzata con massi naturali di 3<sup>a</sup> categoria (3 - 7t)
- nucleo realizzato con scogli di 1<sup>a</sup> (50kg - 1t) e 2<sup>a</sup> categoria (1 – 3t)

Nel paragrafi che seguono sono riportati il dimensionamento dei massi della mantellata e le verifica geotecniche.

Per le modalità di posa in opera e la configurazione geometrica della scogliera si rimanda agli elaborati grafici.

## 2. DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

### 2.1 CALCOLO DELL'ONDA DI PROGETTO

Per la determinazione del tempo di ritorno da associare all'onda di progetto per il dimensionamento dei massi dell'opera a gettata si fa riferimento alle *“Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime”* emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel 1994, valutando la durata di vita presunta dell'opera marittima ( $T_v$ ) in relazione al progetto in cui è inserita e tenuto conto delle sue caratteristiche funzionali, e valutando il livello di rischio o probabilità di superamento dell'onda di progetto ( $P_f$ ), tenuto conto dei danni che tali onde possono arrecare all'opera e della possibilità di ripristinare la normale funzionalità dell'opera.

La combinazione del tempo di vita dell'opera e della probabilità di danneggiamento determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto  $T_R$ :

$$T_R = T_v / [-\ln(1 - P_f)]$$

Durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo $T_v$			
Tipo dell'opera	livello sicurezza richiesto		
	1	2	3
	vita di progetto anni		
Infrastrutture uso generale	25	50	100
Infrastrutture uso specifico	15	25	50

Tab. 2.1/1 – Durata minima di vita dell'opera *“Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime CSLLPP”*

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili o industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera. Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singole installazioni industriali, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, ecc.

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee ecc.).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione o di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali, ecc.).

La scogliera in esame può essere considerata un'infrastruttura civile di uso generale con un livello di sicurezza pari a 1.

Si è quindi assunto un tempo di vita dell'opera pari a 25 anni.

Per quanto riguarda la probabilità di occorrenza dell'onda di progetto, si devono assumere le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale in relazione alle deformazioni-modificazioni subite dall'opera in caso di danneggiamento ed alla difficoltà di riparare il danno subito, come riportato nella seguente tabella:

Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera $P_f$		
Danneggiamento incipiente (scogliere)	rischio x la vita	
Ripercussione economica	limitato	elevato
bassa	0.5	0.3
media	0.3	0.2
alta	0.25	0.15
Distruzione totale (opere verticali)	rischio x la vita	
Ripercussione economica	limitato	elevato
bassa	0.2	0.15
media	0.15	0.1
alta	0.1	0.05

Tab. 2.2/2 – Probabilità di danneggiamento “Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime CSLLPP)

Per strutture flessibili o comunque per opere riparabili (ad es. scogliere), si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente inteso come il livello di danneggiamento predefinito in relazione al tipo di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione.

Per rischio limitato per la vita umana si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento non è prevista alcuna perdita di vite umane. Quando queste perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione economica bassa, media ed alta si intendono casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette, ed il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

Considerando i valori suggeriti per infrastrutture di uso generale, con livello di sicurezza 1 che si riferisce ad opere di interesse locale, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc...), e danneggiamento di tipo incipiente (livello di danneggiamento tipico per strutture flessibili o comunque riparabili, come le scogliere, superato il quale il danno risulta apprezzabile e risolvibile con interventi di manutenzione), il tempo di ritorno dell'onda di progetto risulta pari a 36anni (approssimato a 30anni nei calcoli), avendo adottato la durata minima di vita  $T_v$  dell'opera pari a 25 anni e la probabilità,  $P_f$ , di danneggiamento ammissibile pari a 0.5.

L'onda considerata ai fini del calcolo dei massi ha un tempo di ritorno di 30anni e le seguenti caratteristiche ondose:

- altezza significativa  $H_s = 3.10m$ ,
- periodo  $T_s = 7.58s$ ,
- direzione al largo  $\theta_0 = 30^\circ N$  e direzione alla profondità delle strutture  $\theta_h = 34^\circ N$ , determinate applicando il metodo spettrale per il trasferimento dell'onda a profondità finita e i diagrammi di rifrazione per il trasferimento alla profondità di -5.00m l.m.m. (l'opera sarà imbasata a circa -4.00m l.m.m., la scelta di tale profondità tiene conto dell'eventuale storm-surge del livello medio marino, che può verificarsi in Adriatico in concomitanza con mareggiate di levante).

	$\theta_0$ (°N)	$H_s$ (m)	$T_s$ (s)	$L_0$ (m)	$\alpha_0$	$h/L_0$	$K_r$	$H'_0$ (m)	$H'_0/L_0$	$K_s$	$H_{1/3}$ (progetto)	$\theta_h$ (°N)
Tr = 30 anni	320	4.08	6.20	60.13	80	0.083	0.83	3.383	0.056	0.953129	2.940	5
	340	4.08	6.20	60.13	60	0.083	0.83	3.383	0.056	0.953129	2.940	10
	0	4.56	7.22	81.48	40	0.061	0.88	4.013	0.049	0.994227	3.010	20
	30	5.79	7.58	89.68	10	0.056	0.95	5.501	0.061	1.009509	3.103	34
	60	5.45	7.81	95.24	20	0.053	0.93	5.070	0.053	1.01962	3.091	50
	90	6.33	7.99	99.76	50	0.050	0.83	5.256	0.053	1.027696	3.109	61
	120	6.25	7.99	99.76	80	0.050	0.8	4.998	0.050	1.027696	3.095	70

Tab. 2.1/3 Stralcio della Tab. 4.2.2. della Relazione Tecnica-Specialistica del Progetto Definitivo - Risultati del trasferimento di alcune onde di interesse alla profondità di -5.00m l.m.m.

## 2.2 DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA

Le scogliere in progetto, come precedentemente ricordato, verranno realizzate con le medesime caratteristiche geometriche e gli stessi materiali di quelle realizzate.

In questo paragrafo viene riportato il dimensionamento degli elementi lapidei formanti la mantellata delle scogliere, così come eseguito nel Progetto Definitivo “Progetto Generale 2015 – Rifiorimento delle scogliere soffolte e costruzione scogliera emersa nel tratto di costa compreso fra il Porto di Fano e Baia Metauro” e recepito nella progettazione esecutiva delle opere finora realizzate.

Per il dimensionamento del peso dell'elemento della mantellata, parametro di progetto principale per le opere a gettata, funzione della sollecitazione ondosa di progetto  $H_s$  (altezza significativa) e della geometria della struttura (pendenza del paramento lato mare  $\cot g\alpha$ ), esistono diverse espressioni sperimentali di largo impiego.

### FORMULA DI HUDSON:

Nell'espressione sperimentale più nota e generalmente adottata, quella di *Hudson*, il peso minimo dei massi costituenti la mantellata è calcolato tramite

$$P_{\min} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot g\alpha}$$

dove  $\Delta$  rappresenta il rapporto relativo tra i pesi specifici del masso e dell'acqua ( $\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$ ) e  $K_D$  il

coefficiente di stabilità di Hudson, per il quale si fa riferimento ai valori suggeriti dal “*Shore Protection Manual*” – 1984, che dipende dalla tipologia degli elementi, dal numero di strati costituenti la mantellata, dal loro collocamento in opera, dalla pendenza del paramento e dalla condizione di frangimento.

### FORMULA DI VAN DER MEER:

Una delle formule proposte dal *Coastal Engineering Manual (CEM)*, pubblicato dal Coastal and Hydraulics Laboratory del US Army Corp of Engineers, che risulta, a tutt'oggi, il documento più completo e accreditato nell'ambito della progettazione delle opere marittime e costiere, è quella di Van der Meer (1988):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 S^{0.2} P^{0.18} N^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \text{ per onde tipo “plunging”}$$

dove  $\Delta$  rappresenta il rapporto relativo tra i pesi specifici del masso e dell'acqua ( $\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a}$ ),  $D_{n50}$

rappresenta la dimensione di un cubo equivalente al masso di dimensioni medie,  $S$  è il livello di danneggiamento della mantellata, pari a 2 per danneggiamento iniziale,  $P$  la permeabilità della struttura pari a 0.4 per mantellata seguita da strato filtro,  $N$  è il numero delle onde della mareggiata che investe la struttura (in genere 3000÷4000, al massimo 7500, deriva dalle prove sperimentali eseguite per tarare la formula),  $\xi_m$  è il parametro di Iribarren.

Il peso medio del masso che compone la mantellata per il tronco della scogliera si ricava dalla formula precedente tramite l'espressione:

$$P_{n50} = \gamma_s \left( \frac{D_{n50}}{K_\Delta} \right)^3$$

con  $K_\Delta$  il coefficiente di forma dei massi che vale 1 per massi naturali a spigoli vivi.

Considerando per i parametri di progetto i valori dell'onda estrema con tempo di ritorno 30 anni e direzione al largo 30°N, trasferita alla profondità di imbasamento dell'opera, e onda frangente sulla struttura, applicando Hudson per materiale con peso specifico di 2.5t/m<sup>3</sup> si ottiene il seguente peso:

$$P \cong 6.30 t \quad (\text{massi naturali di 3ª categoria}).$$

Considerando una mareggiata della durata di 12ore (numero di onde prossimo al valore massimo ammesso dalla formula) con i parametri ondosi relativi all'onda con Tr 30 anni e direzione al largo 30°N, il peso calcolato con Van der Meer per materiale con peso specifico di 2.5t/m<sup>3</sup> è:

$$P \cong 5.10 t \quad (\text{massi naturali di 3ª categoria}).$$

La formula di Hudson è risultata la più cautelativa, i massi naturali da utilizzare per la mantellata lato esterno delle scogliere sono risultati di 3ª categoria.



### 3. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITA'

Nel caso di rifiorimento delle scogliere esistenti, come quello in progetto, l'interazione dell'intervento con il terreno di fondazione si esplica nel sovraccarico dovuto al materiale di riporto rispetto alla condizione attuale.

Dal momento che il terreno ha subito il processo di assestamento e consolidamento sotto il peso proprio del materiale lapideo posto in opera a formare le scogliere sommerse esistenti alla fine degli anni '80, si ritengono trascurabili le verifiche del carico limite per il sovraccarico sul terreno e dei relativi cedimenti, mentre la verifica geotecnica che viene affrontata nei paragrafi seguenti è quella della stabilità globale dell'opera in condizioni sismiche, secondo quanto specificato nel D.M. 17 Gennaio 2018 *"Aggiornamento delle <<Norme Tecniche delle Costruzioni>>"*.

Va inoltre precisato che la verifica dei cedimenti può essere trascurata poiché l'opera a gettata di che trattasi è una struttura flessibile e non rigida per la quale è possibile ripristinare geometria, caratteristiche e funzionalità mediante interventi di manutenzione programmata (rifiorimenti e ricariche di materiale lapideo, vd Elab\_13\_Piano di Manutenzione dell'opera). Nel calcolo delle masse si è tenuto conto di un grado di costipamento di circa il 10% (fattore di assestamento) che tiene conto anche dei cedimenti che si verificheranno.

Si ricorda inoltre che l'intervento sarà realizzato in continuità e a completamento di quelli già messi in opera, con le stesse caratteristiche geometriche e materiali, pertanto si attendono le stesse prestazioni delle opere già esistenti.

#### 3.1 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E SISMICHE DEL SITO

Per le caratteristiche geotecniche del sito, necessarie per le successive verifiche geotecniche, data l'uniformità dei fondali vicino alla costa, si può considerare, alla profondità di imbasamento della scogliera, la presenza di sabbia debolmente limosa con i seguenti valori di riferimento (supportati dalla Relazione Geologica allegata al Progetto Esecutivo delle scogliere già realizzate):

Peso di volume	Peso di volume immerso	Peso di volume secco	Angolo di attrito interno
(t/ m <sup>3</sup> )	(t/ m <sup>3</sup> )	(t/ m <sup>3</sup> )	(°)
$\gamma$	$\gamma'$	$\gamma_s$	$\phi$
2.0	1.0	1.9	30

Tab. 3.1/1 – Parametri geotecnici del terreno di fondazione dell'opera

Per la definizione della pericolosità sismica nel sito di progetto si fa riferimento alle mappe interattive elaborate dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nell'ambito del progetto DCP-INGV-S1.

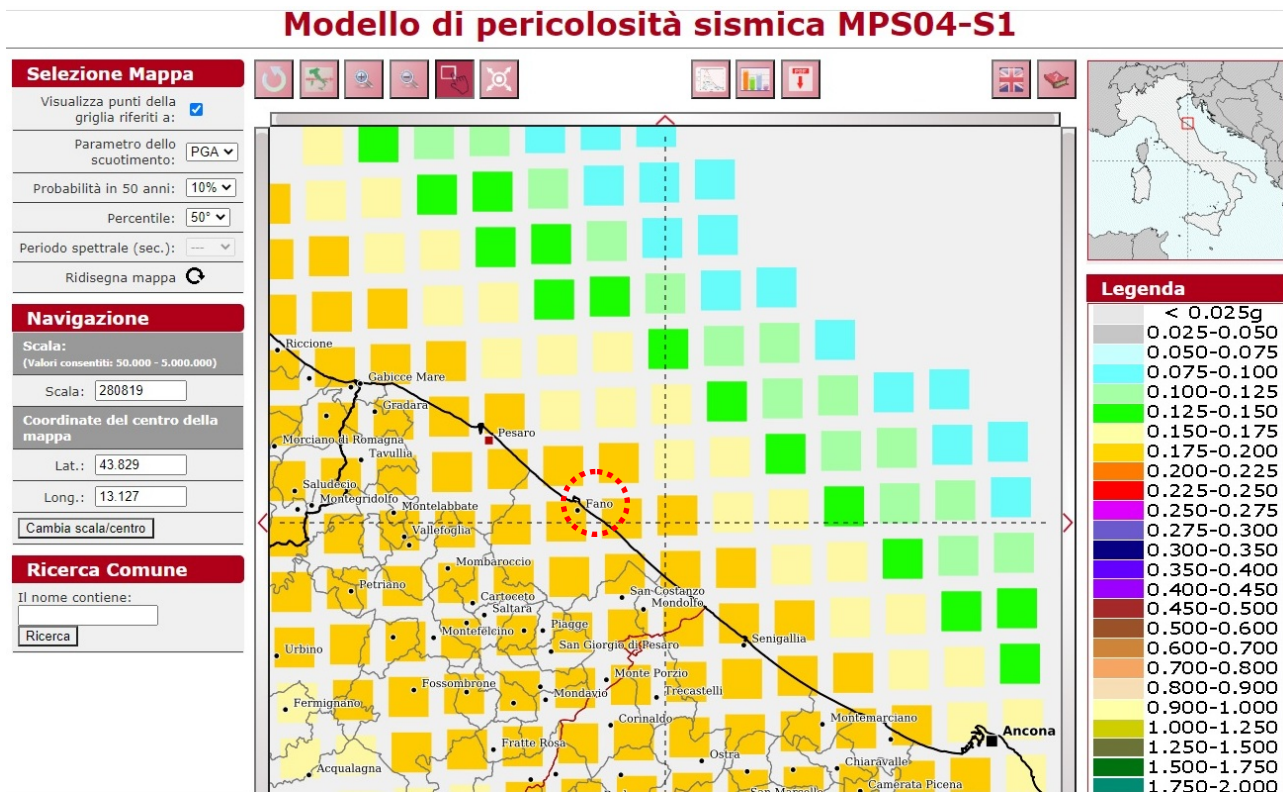
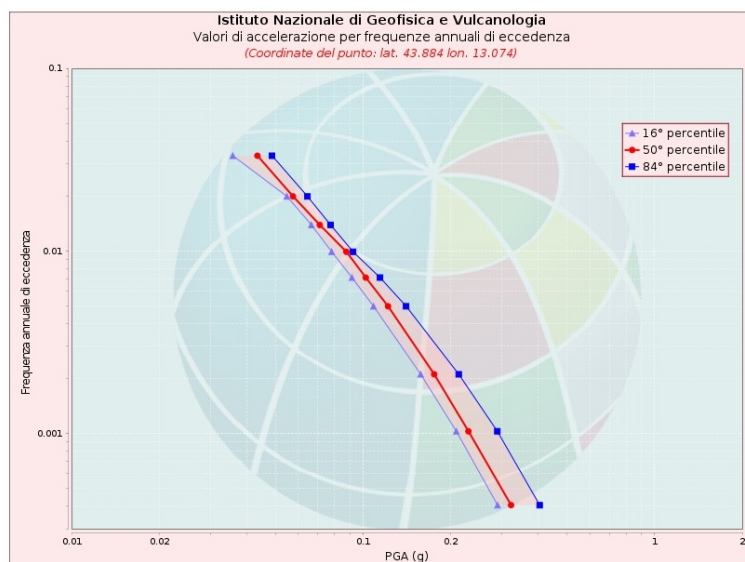


Fig. 3.1/1 – Punti griglia per le mappe di pericolosità sismica nel Comune di Fano



Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza (Coordinate del punto: lat. 43.884 lon. 13.074)			
Frequenza annuale di eccedenza	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.2895	0.3222	0.4038
0.0010	0.2091	0.2301	0.2891
0.0021	0.1577	0.1756	0.2130
0.0050	0.1087	0.1219	0.1406
0.0071	0.0917	0.1023	0.1144
0.0099	0.0781	0.0877	0.0924
0.0139	0.0665	0.0711	0.0774
0.0199	0.0548	0.0575	0.0645
0.0332	0.0358	0.0435	0.0488

Fig. 3.1/2 – Accelerazione massima orizzontale per il punto griglia al largo di Fano

Associando all'opera in progetto una vita nominale di 50anni e classe d'uso II (NTC'08) si possono ottenere speditamente i seguenti parametri di pericolosità sismica per il sito di progetto:

CALCOLO DEI PARAMETRI SISMICI

VITA NOMINALE:  
 (anni)

CLASSE DI UTILIZZO:

VITA DI RIFERIMENTO:

SPETTRO:

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO:  
 %

PERIODO DI RITORNO  
 (anni)

LATITUDINE:

LONGITUDINE:

RISULTATI:

AG/G:

F0:

TC:

0.1801

2.47

0.3

Stato Limite	Tr (anni)	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*$ (s)
SLO	30	0.0458	2.44	0.27
SLD	50	0.0598	2.58	0.28
SLV	475	0.1801	2.47	0.30
SLC	975	0.2347	2.50	0.31

Tab. 3.1/2 – Parametri sismici nel punto indicato in mappa

### 3.2 CRITERI DI VERIFICA

Nella realizzazione di opere foranee l'interazione dell'intervento con il terreno di fondazione si esplica in un sovraccarico dovuto al materiale lapideo costituente l'opera rispetto alla condizione attuale

Nei successivi paragrafi viene affrontata la verifica di stabilità globale dell'opera in condizioni sismiche, secondo quanto specificato nel D.M. 17 Gennaio 2018 *"Aggiornamento delle <<Norme Tecniche delle Costruzioni>>"*.

Il Decreto Ministeriale Infrastrutture e Trasporti che aggiorna il D.M. 14 Gennaio 2008 *"Norme tecniche per le costruzioni"* (NTC'08), dedica il Capitolo 6 alla progettazione geotecnica, che si basa sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali, che si combinano in funzione del tipo di opera e di verifica, sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

La condizione che va rispettata per ogni stato limite è la classica:

$$E_d \leq R_d$$

con  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] = \gamma_F E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

La normativa suggerisce la combinazione dei coefficienti parziali di sicurezza applicati alle azioni, ai parametri geotecnici e alle resistenze a seconda della tipologia di opera e della specifica verifica.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Tab. 3.2/1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I NTC'18)

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 3.2/2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC'18)

Nel caso delle scogliere in progetto si considerano, per la verifica di sicurezza, gli stati limite “geotecnici” rappresentati:

- dalla stabilità dell'insieme rilevato-terreno di fondazione,
- dal raggiungimento del carico limite del terreno di fondazione sotto il peso del rilevato,
- dai cedimenti differenziali del terreno di fondazione.

La nuova normativa disciplina (nel Paragrafo 7.11) inoltre la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici soggetti ad azioni sismiche.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere devono soddisfare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti nel paragrafo 3.2.1 della suddetta norma, per ciascuno dei quali varia il tempo di ritorno  $T_R$  di riferimento per l'evento sismico di progetto. Il tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto per la struttura in esame è calcolato, a partire dalla vita nominale dell'opera  $V_N$  (anni), dal coefficiente d'uso  $C_U$  riferito alla classe d'uso dell'opera e dalla probabilità di non superamento  $P_{V_R}$ , secondo l'espressione:

$$T_R = -C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -V_R / \ln(1 - P_{V_R})$$

Per la vita nominale dell'opera si fa riferimento ai valori forniti da normativa, il periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R$  si ricava a partire dalla vita nominale e dalla classe d'uso:

$$V_R = C_U V_N$$

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tab. 3.2/3 – Valori minimi della Vita nominale di progetto per i diversi tipi di costruzioni (Tab.2.4.I NTC'18)

#### 2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 3.2/4 – Classificazione e coefficienti delle classi d'uso delle costruzioni (Par. 2.4.2 e Tab.2.4.II NTC'18)

La normativa fornisce per ciascuno dei quattro Stati Limite i valori della probabilità di superamento dell'evento sismico nel periodo di riferimento:

- Stato Limite di Operatività (*SLO*)  $P=81\%$ ;
- Stato Limite di Danno (*SLD*)  $P=63\%$ ;
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (*SLV*)  $P=10\%$ ;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (*SLC*)  $P=5\%$ .

In particolare, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione che è definita dall’accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  (in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, sottosuolo di categoria A, e superficie topografica orizzontale) e dalle ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  corrispondente all’accelerazione massima, con riferimento alle prefissate probabilità di superamento  $P_{V_R}$  dell’evento nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Per ottenere la risposta sismica locale di progetto si deve tener conto dell’amplificazione stratigrafica (l’influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale viene valutata in funzione dell’effettiva categoria di sottosuolo presente nel sito) e dell’amplificazione topografica. La normativa richiede inoltre, nell’ambito della progettazione per azioni sismiche, la verifica alla stabilità nei confronti del fenomeno di liquefazione dei terreni.

In condizioni sismiche l’analisi di stabilità di un pendio viene eseguita con metodo pseudo-statico considerando, cioè, l’azione sismica come un’azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza, e le componenti si esprimono con:

$$F_h = k_h W \quad ; \quad F_v = k_v W$$

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

con  $g$  accelerazione di gravità,  $\beta_s$  il coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al suolo  $a_{\max} = S_s S_T a_g$ , e  $S_s$  e  $S_T$  i coefficienti di amplificazione stratigrafica (in funzione della categoria di sottosuolo, D) e di amplificazione topografica (1 per superfici orizzontali) dell’accelerazione massima  $a_g$  su suolo rigido.



### 3.3 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE INSIEME RILEVATO LAPIDEO – TERRENO DI FONDAZIONE

L'analisi della stabilità globale dell'insieme rilevato-terreno di fondazione è stata eseguita con l'applicazione di un programma di calcolo geotecnico STAP 16 (distribuito dalla *Aztec Informatica*) che valuta la stabilità di pendii in terreni sciolti sia in condizioni statiche che in presenza di sisma, applicando, come normativa di riferimento le N.T.C. 2008 (D.M. 14/01/2008) e le N.T.C. 2018 (D.M. 17/01/2018).

Per la verifica di stabilità dell'insieme rilevato-terreno di fondazione, intesa come stabilità di un generico pendio, le Norme indicano che le verifiche debbano essere effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) adeguando i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici del terreno alle disposizioni del nuovo decreto N.T.C. 2018 (in condizioni sismiche i coefficienti su azioni e caratteristiche del terreno vanno considerati pari a 1), nelle verifiche di stabilità di un pendio il coefficiente per le resistenze è assunto pari a 1.2 in condizioni sismiche e 1.10 in condizioni statiche.

La verifica è stata condotta considerando la sagoma di progetto, di forma trapezoidale, per il paramento lato mare con pendenza 1/2, nella condizione più gravosa rappresentata dal momento di Run-down dell'onda durante una mareggiata estrema (Tr 30anni) sia in condizioni statiche che sismiche. Facendo riferimento ai valori dell'altezza d'onda desunti dalla relazione tecnica – Specialistica del Progetto Definitivo sopracitato poco al largo delle scogliere per tempo di ritorno di 30 anni il run-down dell'onda più intensa (da 90°N al largo) può essere stimato con l'espressione desunta dal Coastal Engineering Manual (CEM VI-5-19) intorno a 1.50m.

La stratigrafia tipo per le verifiche è rappresentata nella seguente figura (gli scogli naturali vengono posati sul corpo della scogliera sommersa esistente a formare una sezione trapezoidale con berma a +1.50m l.m.m., larghezza 3m e paramenti 1/2 e 1/1.5 rispettivamente lato mare e lato terra).



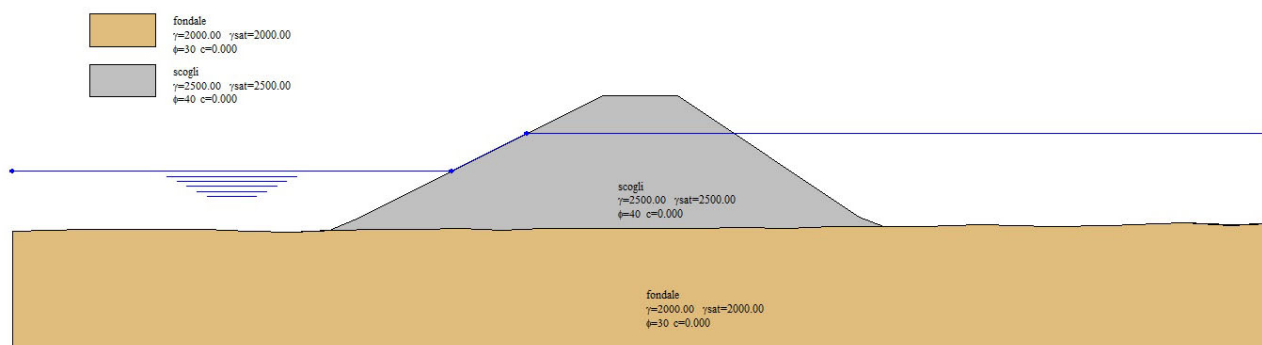


Fig. 3.4/1 – Profilo stratigrafico del terreno – sez. tipo progetto - pendenze 1:2 e 1:1.5 Rc=+1.50m

In condizioni sismiche l'analisi di stabilità di un pendio viene eseguita con metodo pseudo-statico considerando, cioè, l'azione sismica come un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza, e le componenti si esprimono con:

$$F_h = k_h W \quad ; \quad F_v = k_v W$$

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g} \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

con  $g$  accelerazione di gravità,  $\beta_s$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al suolo  $a_{\max} = S_S S_T a_g$ , e  $S_S$  e  $S_T$  i coefficienti di amplificazione stratigrafica (in funzione della categoria di sottosuolo, D) e di amplificazione topografica (1 per superfici orizzontali) dell'accelerazione massima  $a_g$  su suolo rigido.

Lo stato limite scelto per la verifica è lo Stato Limite di Vita a cui corrisponde per il sito di progetto un'accelerazione massima circa  $a_g = 18\%g$  e un tempo di ritorno dell'evento sismico di riferimento di circa 500anni (vedi precedente Tab. 3.3/1).

Si ricorda che il tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto per la struttura in esame è calcolato, a partire dalla vita nominale dell'opera  $V_N$  (50 anni), dal coefficiente d'uso  $C_U$  (1.0 per classe II) riferito alla classe d'uso e alla probabilità di non superamento  $P_{V_R}$ , secondo l'espressione:

$$T_R = -C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -V_R / \ln(1 - P_{V_R})$$

e nel caso più gravoso (Stato Limite Ultimo di Collasso SLC, paragrafo 3.2.1 della NTC) vale 975 anni.

Il risultato della verifica è dato dal coefficiente di sicurezza espresso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento, (assunto pari a 1.1-1.2).

Il metodo di analisi scelto è quello di Bishop, che ipotizza superfici di rottura del terreno di forma circolare.

Le seguenti figure riportano i risultati dell'analisi relativi alla superficie più critica tra quelle analizzate.

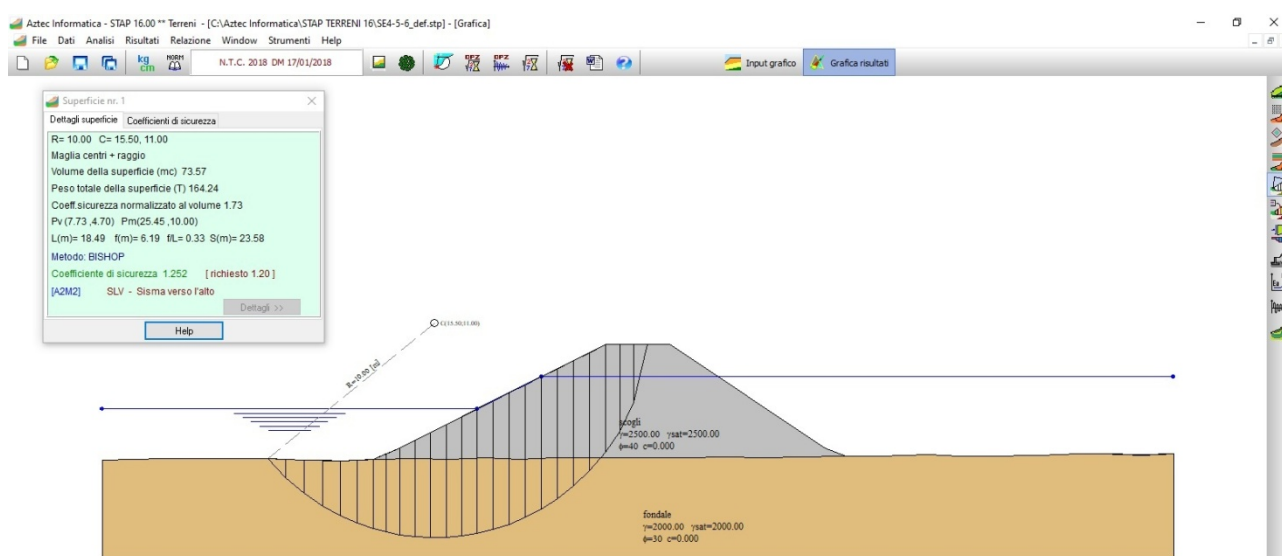


Fig. 3.4/2 – Superficie di rottura più critica (minor fattore di sicurezza FS= 1.252)

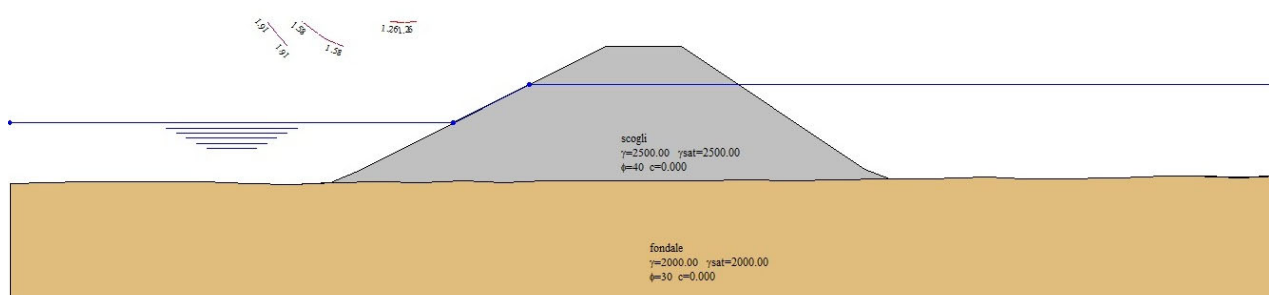


Fig. 3.4/3 – Distribuzione dei fattori di sicurezza per le superfici analizzate

Le verifiche sono soddisfatte in tutte le condizioni analizzate, il minor coefficiente di sicurezza rilevato pari a 1.252 e si riferisce ad una superficie in condizioni sismiche con sisma diretto verso l'alto.