RegioneEmilia-Romagna

AGENZIA REGIONALE PER LA SICUREZZA TERRITORIALE E LA PROTEZIONE CIVILE
Servizio Area Reno e Po di Volano - Sede di Ferrara

PIANO NAZIONALE PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
(DPCM 20 FEBBRAIO 2019)

Cod. 08IR456/G1 - Adeguamento altimetrico e planimetrico di alcuni tratti di scogliere del litorale Nord in comune di Comacchio a difesa dall'ingressione marina (I stralcio)

CUP: F53H19000360001

Importo: € 2.300.000,00

PROGETTO ESECUTIVO

--- I STRALCIO ---

ELABORATI:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

IL PROGETTISTA	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	
Prof. Ing, Alessandro Mancinelli	Dott. Claudio Miccoli	TAV. N. ---
		ALL. N. 04
		SCALA: ------
		DATA:
		COMUNE: Comacchio (FE)

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	APPROVATO	AUTORIZZATO

Sommario

1. Descrizione delle opere 1
2. Dimensionamento statico dei massi naturali 3
3. Caratteristiche dei materiali 9
4. Verifiche geotecniche 12
4.1 Caratteristiche geotecniche del sito 15
4.2 Caratterizzazione sismica del sito 19
4.3 Verifica alla stabilità insieme rilevato lapideo – terreno di fondazione 21
4.4 Verifica del carico limite del terreno di fondazione 26
4.5 Calcolo dei cedimenti 28

1. Descrizione delle opere

Sui due tratti, separati, ovvero:

- Tratto 1 - Lido delle Nazioni, dalla scogliera n. 58 alla n. 62;
- Tratto 2 - Lido di Pomposa, dalla scogliera n. 39 alla n. 43;

saranno realizzate le seguenti lavorazioni:

1. rifiorimento delle scogliere con larghezza di berma di 3.00 m e quota a +2.50 m, adeguamento con pendenza del paramento a lato terra 2/3 e 1/2 a lato mare;
2. restringimento dei varchi tramite prolungamento dei setti con gli stessi parametri geometrici descritti nel punto precedente;
3. ricarica e sistemazione delle testate con paramento di pendenza 1/2.

I lavori saranno eseguiti a lato mare, con pontone o altri mezzi marittimi idonei dotati di escavatore a fune e benna idraulica, pala e/o gru, limitando la movimentazione del fondale allo strato più superficiale. Un sommozzatore, inoltre, effettuerà le ispezioni subacquee su richiesta della D.L. I materiali che saranno impiegati sono:

1. Pietrame misto di cava, fornito e posto in opera per la realizzazione dell'imbasamento di nuove scogliere, di natura calcarea compatta non geliva;
2. Scogli di II categoria costituita da elementi del peso ciascuno da 1000 a 3000 kg di natura calcarea compatta non geliva;
3. Scogli di III categoria costituita da elementi del peso ciascuno da 3000 a 5000 kg di natura calcarea compatta non geliva.

La tipologia costruttiva adottata prevede quindi:

1. Imbasamento delle scogliere, ovvero uno strato di sottofondazione da realizzarsi con pietrame calcareo di cava, privo di sostanze pulverulente per uno spessore di 0.50 m;
2. Corpo della sezione corrente dei nuovi setti di scogliera foranea formato da massi naturali di II e III categoria nella percentuale rispettiva del 50%, costituendo una sagoma trapezoidale con pendenza lato mare di 1/2 e lato terra di 2/3. I massi di II categoria saranno posti al centro e alla base della sagoma per formare la base della mantellata, quelli di III categoria dovranno essere posizionati a formare lo strato della mantellata sia esterna (lato mare) sia di quella interna (lato terra). Per il rifiorimento delle scogliere esistenti saranno usati prevalentemente massi di III categoria, utilizzando quelli di II per il riempimento dei vuoti.;
3. Testate a forma a tronco di cono innestato nella sezione corrente dell'opera realizzate con gli elementi di III categoria sulla mantellata esterna.

Per le modalità di posa in opera ed i dimensionamenti di si vedano le sezioni tipo (Allegato 03, tavole 04.3-4 e 05.3-4).

Le opere in progetto vengono realizzate interamente nel territorio del Comune di Comacchio, classificato, ai sensi della DGR n. 1164 del 23/07/2018 “Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna” e dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri 8 maggio 2003, n. 3274, come zona 3 – bassa sismicità.

Per quanto riguarda gli adempimenti tecnici previsti dalle NTC 2018 e dalle disposizioni normative regionali, le opere previste ricadono tra gli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici ai sensi dell'Allegato 1 della DGR n. 2272 del 21 dicembre 2016 "Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell'articolo 9, comma 4, della L.R. n. 19 del 2008", ovvero sono classificate come A.2.1. lettera c) "Opere di sostegno a gravità, in calcestruzzo, gabbionate, muri cellulari, terre rinforzate, rilevati ed argini di altezza fuori terra minore o uguale 3 m, con inclinazione media del terrapieno sull'orizzontale minore o uguale a 30° e per le quali non siano presenti carichi permanenti direttamente agenti sul cuneo di spinta, e il cui eventuale collasso non pregiudichi la stabilità e la funzionalità di infrastrutture esistenti a monte o a valle".

Le opere non dovendo osservare la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica previste dal DPR n. 380/2001 ed essendo opere privi di rilevanza ai fini sismici non sono soggette a collaudo statico ai sensi del cap. 9 delle NTC 2018, ma solo al collaudo tecnico amministrativo.

Nella presente Relazione vengono riportati il dimensionamento statico dei massi naturali, per verificare le dimensioni minime da garantire agli elementi costituenti la scogliera per resistere alle sollecitazioni della mareggiata cosiddetta di progetto, e le verifiche geotecniche ritenute necessarie.

2. Dimensionamento statico dei massi naturali

Per la determinazione del tempo di ritorno da associare all'onda di progetto si fa riferimento alle Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 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:

$$T_R = T_V / \left[-\ln\left(1 - P_f\right) \right]$$

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 minorio 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.

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 – Durata minima di vita dell'opera "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime CSLLPP)

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 – Durata minima di vita dell'opera "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime CSLLPP)

Dai rilievi topo-batimetrici disponibili su i due tratti di intervento (rilievo del 23/10-3/11/2017 nell'ambito dello "Studio morfologico su quattro aree della costa emiliano-romagnola comune di Comacchio (FE) con tecniche di indagini topografiche e batimetriche sperimentali" commissionato dal Servizio Area Reno e Po di Volano sui tratti più critici del litorale ferrarese; rilievo commissionato da ARPAE nel periodo dicembre 2018 – febbraio 2019 nell'ambito dell'attività istituzionale di monitoraggio dello Stato del litorale emiliano-romagnolo) si è dedotta la profondità di fronte alle scogliere pari a -3.50m ÷ -4.00m. Le tabelle seguenti mostrano i risultati del trasferimento delle onde dal largo alla profondità di imbasamento per il tempo di ritorno di 30 anni.

	Θ_0 (°N)	H_s (m)	T_s (s)	L_0 (m)	a_0	h/L_0	K_r	H'_0 (m)	H'_0/L_0	K_s	Θ_h (°N)	$H_{1/3\ (progetto)}$ (m)	L_h (m)
Tr = 30 anni	0	3.64	6.22	60.38	80	0.06	0.8	2.91	0.048	1.003	65	2.10	34.78
	30	5.21	7.06	77.97	70	0.04	0.8	4.17	0.053	1.048	78	2.20	40.09
	60	4.98	7.35	84.49	40	0.04	0.86	4.29	0.051	1.063	84	2.22	41.88
	90	5.58	7.35	84.35	10	0.04	0.93	5.19	0.062	1.063	95	2.27	41.84
	120	5.83	9.06	128.34	20	0.03	0.92	5.36	0.042	1.154	108	2.35	52.30

Tab. 2/3 – Altezze d'onda di fronte alle profondità di -3.50m l.m.m.

	Θ_0 (°N)	H_s (m)	T_s (s)	L_0 (m)	a_0	h/L_0	K_r	H'_0 (m)	H'_0/L_0	K_s	Θ_h (°N)	$H_{1/3\ (progetto)}$ (m)	L_h (m)
Tr = 30 anni	0	3.64	6.22	60.38	80	0.07	0.8	2.91	0.048	0.983	61	2.37	36.82
	30	5.21	7.06	77.97	70	0.05	0.8	4.17	0.053	1.024	75	2.46	42.56
	60	4.98	7.35	84.49	40	0.05	0.87	4.34	0.051	1.038	82	2.48	44.50
	90	5.58	7.35	84.35	10	0.05	0.94	5.25	0.062	1.038	95	2.53	44.46
	120	5.83	9.06	128.34	20	0.03	0.92	5.36	0.042	1.123	108	2.61	55.72

Tab. 2/4 – Altezze d'onda di fronte alle profondità di -4.00m l.m.m.

La rifrazione delle onde produce fronti d'onda leggermente inclinati rispetto l'andamento della linea di riva del paraggio per le onde comprese tra 0°N e 30°N e per le onde da 120°N, mentre i fronti si dispongono praticamente paralleli alla costa per le altre direzioni del settore di traversia.

Nel dimensionamento statico dei massi costituenti la mantellata, a favore di sicurezza, si considera l'onda più intensa, quella proveniente da 120°N che presenta, alla profondità di imbasamento delle scogliere, l'altezza e il periodo superiori tra le direzioni considerate della traversia ondosa.

Per il dimensionamento dei massi della mantellata i parametri di progetto principali sono la sollecitazione ondosa di progetto H_S (altezza significativa, frangente o non frangente sull'opera), la geometria della struttura (pendenza del paramento lato mare $\cot\alpha$, tipologia del masso, naturale o artificiale, peso specifico) e la posizione di testata o di sezione corrente).

La geometria delle sezioni di progetto è riportata negli elaborati TAV_04.3, 04.4, 05.3 e 05.4.

Il ripristino delle scogliere emerse esistenti ed i nuovi setti di scogliera per ridurre la larghezza dei varchi saranno realizzati fornendo e posando in opera massi naturali di cava. La quota di sommità della berma è stato fissato, nelle modellazioni idrauliche precedenti, in +2.50m sul l.m.m., la berma avrà una larghezza di 3m e pendenza delle mantellate di 1/2 lato mare e 2/3 lato costa.

La quota di sommità di +2.50m sul l.m.m. garantisce limitati valori di tracimazione in mareggiate con piccoli valori di storme surge. Nelle mareggiate accompagnate da elevati valori di sovralzo marino la struttura sarà ancora del tipo emerso ma diventerà più facilmente tracimabile. La condizione con storme surge diventa la più gravosa anche per il dimensionamento dei massi.

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) $\cot\alpha$, esistono diverse espressioni sperimentali di largo impiego.

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

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

La formula può essere scritta in forma diversa evidenziando il parametro di stabilità:

$$Ns = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot\alpha)^{1/3};$$

dove Δ 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 adimensionale di stabilità di Hudson, per il quale si fa riferimento ai valori suggeriti dal "Shore Protection Manual" – 1984 ed edizioni successive, 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. In condizioni di moto ondoso reale l'onda caratteristica utilizzata, per piccole strutture, è l'altezza significativa al piede della struttura.

Considerando i parametri di progetto e l'onda significativa non frangente sulla struttura si ottiene il seguente peso:

$P \cong 1.40 - 1.95\,t$ (sezione corrente e di testata, profondità 3.50m)

$P \cong 1.90 - 2.70\,t$ (sezione corrente e di testata, profondità 4.00m)

In caso di evento ondoso estremo associato a storm surge di +1.50m l'altezza d'onda al piede della scogliera è maggiore e il peso minimo da garantire è:

$P \cong 3.30 - 4.65t$ (sezione corrente e di testata, profondità 5.00m)

$P \cong 4.20 - 5.90t$ (sezione corrente e di testata, profondità 5.50m)

Negli aggiornamenti sull'utilizzo della formula di Hudson è stato proposto di utilizzare $H_{1/10}$ in sostituzione di H_s, ottenendo un maggior coefficiente di sicurezza.

Nei calcoli con la formula di Hudson si è considerata come onda di progetto H_s provvedendo a confrontare i risultati con un secondo approccio di seguito illustrato.

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):

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

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0\, S^{0.2} P^{-0.13} N^{-0.1} (\cot\alpha)^{0.5} \xi_m^{P}$$ per onde di tipo "surging"

dove Δ 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, 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), ξ_m è il parametro di Iribarren.

Il parametro di Iribarren ξ_m è definito dal rapporto tra la pendenza della mantellata e la radice della ripidità calcolata con l'altezza d'onda al piede dell'opera ed la lunghezza d'onda calcolata al largo con il periodo medio dello spettro si ha:

$$\zeta_m = \frac{tg\alpha}{\sqrt{Sm}}; \qquad S_m = \frac{Hsi}{\frac{gTm^2}{2\pi}};$$

Alla profondità a cui sono imbasate le scogliere si può ritenere valida la distribuzione delle onde di tipo Rayeleigh e quindi H_s uguale circa H_{mo}

Il periodo T_m è stimato T_p/T_m=1.1÷ 1.25

Il valore critico del parametro di Iribarren che definisce il limite tra frangenti tipo plunging da quello surging è calcolato con l'espressione fornita da Van der Meer

$$\zeta c = \left(6.2\rho^{0.31}\sqrt{\tan\alpha}\right)^{1/\rho+0.5};$$

con ρ=0.5 e tanα=0.5, ξ_c=3.54

Per opere in acqua bassa con R_c non elevati, e con R_c>0 le formule per il calcolo del D_{n50} possono essere modificate attraverso un fattore f_i di riduzione da moltiplicare per il D_{n50}

$$fi = \frac{1}{1.25 - 4.8\frac{R_c}{H_s}\sqrt{\frac{S_m}{2\pi}}};$$

valida per

$$0 \angle \frac{R_c}{H_s}\sqrt{\frac{S_m}{2\pi}} \angle 0.052$$

Nel nostro caso il fattore di riduzione risulta pari a 0.85÷0.87.

Le condizioni ondose variano considerando l'effetto dello storme surge previste, secondo la normativa regionale in 1.50m sul l.m.m.. Le tabelle che seguono evidenziano, per le direzioni di provenienza al largo, θ_o(N), selezionate e trasferite in prossimità della struttura i valori di $H_{1/3}$ nei casi di storm surge.

	Θ_0 (°N)	H_s (m)	T_s (s)	L_0 (m)	a_0	h/L_0	K_r	H'_0 (m)	H'_0/L_0	K_s	Θ_h (°N)	$H_{1/3\ (progetto)}$ (m)	L_h (m)
Tr = 30 anni	0	3.64	6.22	60.38	80	0.08	0.83	3.02	0.050	0.954	60	2.78	40.33
	30	5.21	7.06	77.97	70	0.06	0.81	4.22	0.054	0.988	75	2.99	46.89
	60	4.98	7.35	84.49	40	0.06	0.88	4.39	0.052	1.000	80	3.01	49.10
	90	5.58	7.35	84.35	10	0.06	0.94	5.25	0.062	1.000	94	3.06	49.06
	120	5.83	9.06	128.34	20	0.04	0.92	5.36	0.042	1.075	108	3.14	61.84

Tab. 2/5 – Altezze d'onda di fronte alle profondità di -5.00m l.m.m. (-3.50m + S.S.)

	Θ_0 (°N)	H_s (m)	T_s (s)	L_0 (m)	a_0	h/L_0	K_r	H'_0 (m)	H'_0/L_0	K_s	Θ_h (°N)	$H_{1/3\ (progetto)}$ (m)	L_h (m)
Tr = 30 anni	0	3.64	6.22	60.38	80	0.09	0.82	2.99	0.049	0.943	65	2.75	41.84
	30	5.21	7.06	77.97	70	0.07	0.81	4.22	0.054	0.974	72	3.26	48.80
	60	4.98	7.35	84.49	40	0.07	0.88	4.39	0.052	0.985	78	3.28	51.14
	90	5.58	7.35	84.35	10	0.07	0.93	5.19	0.062	0.985	93	3.32	51.09
	120	5.83	9.06	128.34	20	0.04	0.93	5.42	0.042	1.057	109	3.41	64.61

Tab. 2/6 – Altezze d'onda di fronte alle profondità di -5.50m l.m.m. (-4.00m + S.S.)

L'altezza d'onda massima che si verifica al piede della struttura è quella proveniente dalla direzione al largo di 120°N con $H_{1/3}$=3.14-3.41m con sovralzo di +1.50m sul l.m.m.

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_Δ il coefficiente di forma dei massi che vale 1 per massi naturali a spigoli vivi.

Considerando una mareggiata con tempo di ritorno 30anni, direzione 120°N, della durata di 10ore con periodo di picco dello spettro di 9.00s, associata ad un evento di sovralzo il peso calcolato è

$P \cong 3.95\,t$ per la profondità di imbasamento -3.50m e $P \cong 4.70\,t$ per la profondità di -4.00m.

La formula di Van der Meer non distingue tra sezione corrente o di testata e considera l'onda frangente sulla struttura. La condizione di frangimento è stata verificata con il metodo di Goda e sia alla profondità di imbasamento delle opere che in caso di storm surge, l'onda di progetto non risulta frangente, pertanto la formula di Van der Meer tende a sovrastimare la dimensione dei massi.

Per la mantellata dei nuovi setti di scogliere saranno adottati massi naturali di 2ª categoria (1÷3t) e 3ª categoria (3÷5t), al 50% entrambe le categorie, i massi di 2ª saranno posti al centro e alla base della sagoma trapezia e quelli di 3ª dovranno essere posizionati a formare lo strato della mantellata sia esterna (lato mare) che interna (lato terra).

Lo spessore medio dei massi della mantellata è pari a:

$$s = nk_\Delta \left(\frac{P}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

con numero di strati $n = 2$, coefficiente di forma per massi naturali a spigoli vivi collocati in opera "alla rinfusa" $k_\Delta = 1.0$ e peso specifico $\gamma_s = 2.5$t/m^3 lo spessore medio minimo per la 3ª categoria è pari a circa 2.40m.

Per il rifiorimento delle scogliere esistenti saranno usati prevalentemente massi di 3ª categoria usando quelli di 2ª per il riempimento dei vuoti.

3. Caratteristiche dei materiali

Il rifiorimento e le nuove testate delle scogliere foranee emerse saranno realizzate in massi naturali provenienti da cave (scogli di varia pezzatura e pietrame per imbasamento scogliere). I materiali naturali da impiegare devono presentare caratteristiche di notevole compattezza e durezza, avere peso specifico elevato (da 2.4 a 2.7 t/m^3) ed essere chimicamente non reagenti con l'ambiente marino circostante. Nei capitoli d'appalto sono indicate le prescrizioni e le prove da effettuare per verificare l'idoneità dei materiali utilizzati.

I materiali di cava sono suddivisi nelle seguenti categorie:

- Tout – venant o pietrame da 5 a 50 Kg;
- I categoria, da 500 kg a 1000 kg;
- II categoria, da 1 a 3 ton;
- III categoria, da 3 a 5 ton;
- IV categoria, superiore alle 5 ton.

L'assorbimento dei massi per la mantellata va scelto opportunamente per ricercare un compromesso tra il minor costo di un assortimento esteso e la maggiore permeabilità di uno più omogeneo. In genere

$$W_{max} \leq 1.25\ W_{50}$$

$$W_{min} \geq 0.75\ W_{50}$$

e almeno il 50% dei massi deve avere peso maggiore di W_{50}, essendo W_{50} il valore teorico del peso fornito dalle formule di calcolo.

La dimensione lineare (lunghezza dello spigolo) del cubo equivalente usata nelle formule di stabilità dei massi di mantellata è definita come:

$$D_{n50}=(W_{50}/\rho g)^{1/3}$$

Dove W_{50} è il peso mediano e ρ è la densità del blocco.

Il diametro della sfera equivalente è:

$$D_s=1.24D_n$$

La stabilità dei massi di mantellata dipende, dalla geometria della mantellata stessa. Bisogna comunque precisare che, per una fissata geometria dell'opera, il ruolo assunto dalla forma dei massi nella determinazione del peso del blocco di mantellata è notevolmente importante.

Va sottolineato che la forma determina il grado di incastro reciproco tra i massi costituenti la mantellata, che è ovviamente diverso a seconda che si consideri un blocco a spigoli vivi oppure un altro a spigoli arrotondati.

Esistono diversi metodi per la caratterizzazione della forma dei blocchi.

Definendo:

l: massima lunghezza assiale, data dalla massima distanza tra due punti interni al blocco.

d: spessore, dato dalla minima distanza tra due rette parallele, attraverso le quali il blocco generico riesce appena a passare.

z: la minima larghezza della griglia attraverso cui la roccia, opportunamente orientata, riesce a passare.

Il rapporto d/z (generalmente dell'ordine di 0.75) distingue le rocce di forma appiattita da quelle di forma allungata.

Tale distinzione è secondaria rispetto a quella che è in grado di fornire il rapporto di forma l/d, che di fatto stabilisce il grado di allontanamento dei blocchi dalla forma regolare. La sola capace di ottimizzare la stabilità idraulica della mantellata costituita da massi disposti casualmente.

Il rapporto l/d deve essere dell'ordine di 2.0÷2.5 (l/d=1.73 nel caso del cubo).

Per i blocchi costituenti la mantellata è opportuna una proporzione il 30÷50% dei blocchi devono assumere un valore del rapporto l/d non inferiore a 2 e non maggiore di 3.

La stabilità dei materiali rocciosi dipende principalmente dal peso e dalla densità dei massi. Anche la forma e la irregolarità della superficie sono importanti ai fini della stabilità dei blocchi di mantellata. Per gli strati sottostanti, assume invece, particolare importanza la loro dimensione.

La capacità dei materiali usati di resistere alla degrado causato dalla disgregazione e dall'abrasione per effetto dell'ambiente marino particolarmente aggressivo definisce la durabilità.

La durabilità dipende prima di tutto dal tipo di roccia e dal grado di deterioramento prodotto degli agenti chimici e fisici.

Il deterioramento che avviene durante la vita dell'opera è dovuto essenzialmente a fattori fisici, i quali determinano lo sgretolamento dei blocchi che la costituiscono.

L'abrasione – causata dalle onde frangenti è dovuta alla presenza di sabbia e ghiaia fine da essa trasportate – come pure gli sfregamenti ed urti tra masso e masso – sempre presenti sotto l'azione dell'onda sulla mantellata – comportano perdita di peso ed arrotondamento dei blocchi.

La valutazione della durabilità è prima di tutto basata sulla ispezione a vista allo scopo di identificare il tipo di roccia, il grado di corrosione e le lesioni della superficie.

La roccia dei massi della scogliera, non deve essere, se non in modo insignificante corrodibile, cioè per essa si potrebbe ammettere uno scolorimento della superficie ma non la degradazione/disgregazione; neanche di una sola parte di essa.

La distribuzione e spaziatura di tali discontinuità deve essere valutata sulla base di specificate forme dei massi.

Il peso specifico della roccia è un buon indicatore della durabilità (>2.8 t/m^3: molto buona; <2.3 t/m^3: insufficiente).

Un altro importante indicatore globale è l'assorbimento di acqua (<0.5%: roccia di buona qualità; >6%: insufficiente).

Le caratteristiche delle rocce utilizzate in alto Adriatico sono generalmente:

- Calcare γ=2.3÷2.7 t/m^3; assorbimento d'acqua 5÷0.2% e spaziatura delle discontinuità ≥1m;

- Arenaria γ=2.6÷2.8 t/m^3; assorbimento d'acqua 15÷1% e spaziatura delle discontinuità ≥1m;
- Granito γ=2.5÷2.8 t/m^3; assorbimento d'acqua 2÷0.2% e spaziatura delle discontinuità ≥1m.

4. Verifiche geotecniche

Il Progetto prevede la manutenzione di opere foranee esistenti e la costruzione di alcuni nuovi tratti di scogliera in prosecuzione di quelle esistenti in modo da ridurre la dimensione degli attuali varchi tra le opere stesse. Nel caso del rifiorimento delle scogliere esistenti l'interazione dell'intervento con il terreno di fondazione si esplica in un modesto sovraccarico dovuto al materiale di riporto rispetto alla condizione attuale; si ritiene che il terreno abbia avuto il tempo per assestarsi sotto il peso del materiale lapideo posto in opera intorno gli anni '70. Il dissesto delle opere è avvenuto principalmente per l'azione di violente mareggiate che hanno provocato lo spostamento dei massi della mantellata, non per i cedimenti del piano di fondazione, come dimostrano i rilievi effettuati sulle opere.

Nel caso dei nuovi tratti il materiale lapideo costituito da scogli di II e III cat. verrà posto in opera sopra uno stato di imbasamento di 0.50m costituito da pietrame al fine di distribuire il peso proprio dell'opera sul piano di imposta.

Nei successivi paragrafi vengono affrontate le necessarie verifiche geotecniche, in particolare la verifica del carico limite per il sovraccarico sul terreno, ed i relativi cedimenti, e la stabilità globale dell'opera in condizioni statiche e in condizioni sismiche (anche se quest'ultime non strettamente necessarie), 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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] 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 γ_{G1}

Tab. 4/1 – 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 γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 4/2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC'18)

Nel caso della scogliera 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. 4/3 – 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. 4/4 – 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 .

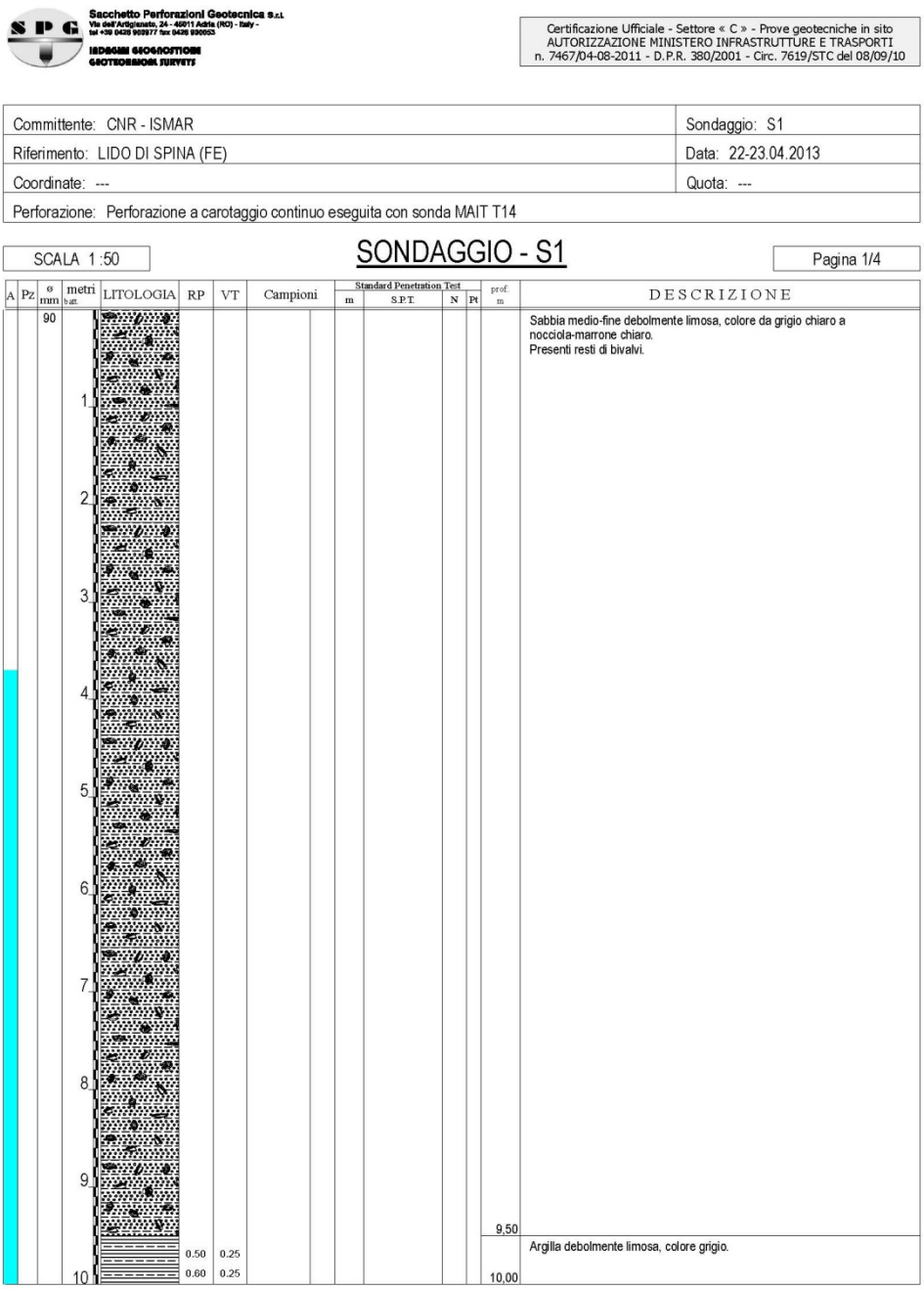
Per ottenere la risposta sismica locale di progetto si deve tener conto dell'amplificazione stratigrafica (l'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale viene valutata in funzione dell'effettiva categoria di sottosuolo presente nel sito) e dell'amplificazione topografica.

La normativa richiede inoltre, nell'ambito della progettazione per azioni sismiche, la verifica alla stabilità nei confronti del fenomeno di liquefazione dei terreni.

4.1 Caratteristiche geotecniche del sito

Le informazioni di carattere geologico, geomorfologico e geotecniche del sito, data l'uniformità dei fondali vicino alla costa, possono essere dedotte dall'indagine geognostica eseguita nel 2013 per conto del CNR ISMAR su terreni in prossimità della linea di costa, in corrispondenza del Lido di Spina e del Lido di Volano, in comune di Comacchio (FE).

I sondaggi mostrano per i primi 10m circa di profondità la presenza di sabbia medio fine debolmente limosa, più in profondità argilla debolmente limosa con intercalazioni di sabbie.



Sacchetto Perforazioni Geotecnica s.r.l.
Via dell'Artigianato, 24 - 46011 Adria (RO) - Italy -
tel +39 0426 900977 fax 0426 900253
INDAGINI GEOGNOSTICHE
GEOTECHNICAL SURVEYS

Certificazione Ufficiale - Settore « C » - Prove geotecniche in sito
AUTORIZZAZIONE MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI
n. 7467/04-08-2011 - D.P.R. 380/2001 - Circ. 7619/STC del 08/09/10

Committente: CNR - ISMAR	Sondaggio: S1
Riferimento: LIDO DI SPINA (FE)	Data: 22-23.04.2013
Coordinate: ---	Quota: ---
Perforazione: Perforazione a carotaggio continuo eseguita con sonda MAIT T14	

SCALA 1:50

SONDAGGIO - S1

Pagina 1/4

A	Pz	ø mm	metri b.st.	LITOLOGIA	RP	VT	Campioni	Standard Penetration Test m	S.P.T.	N	Pt	prof. m	DESCRIZIONE
		90											Sabbia medio-fine debolmente limosa, colore da grigio chiaro a nocciola-marrone chiaro. Presenti resti di bivalvi.
			1										
			2										
			3										
			4										
			5										
			6										
			7										
			8										
			9									9,50	
					0.50	0.25							Argilla debolmente limosa, colore grigio.
			10		0.60	0.25						10,00	

Fig. 4.1/1 – Primi 10m della colonna stratigrafica del sondaggio S1 (indagine geognostica CNR ISMAR 2013)

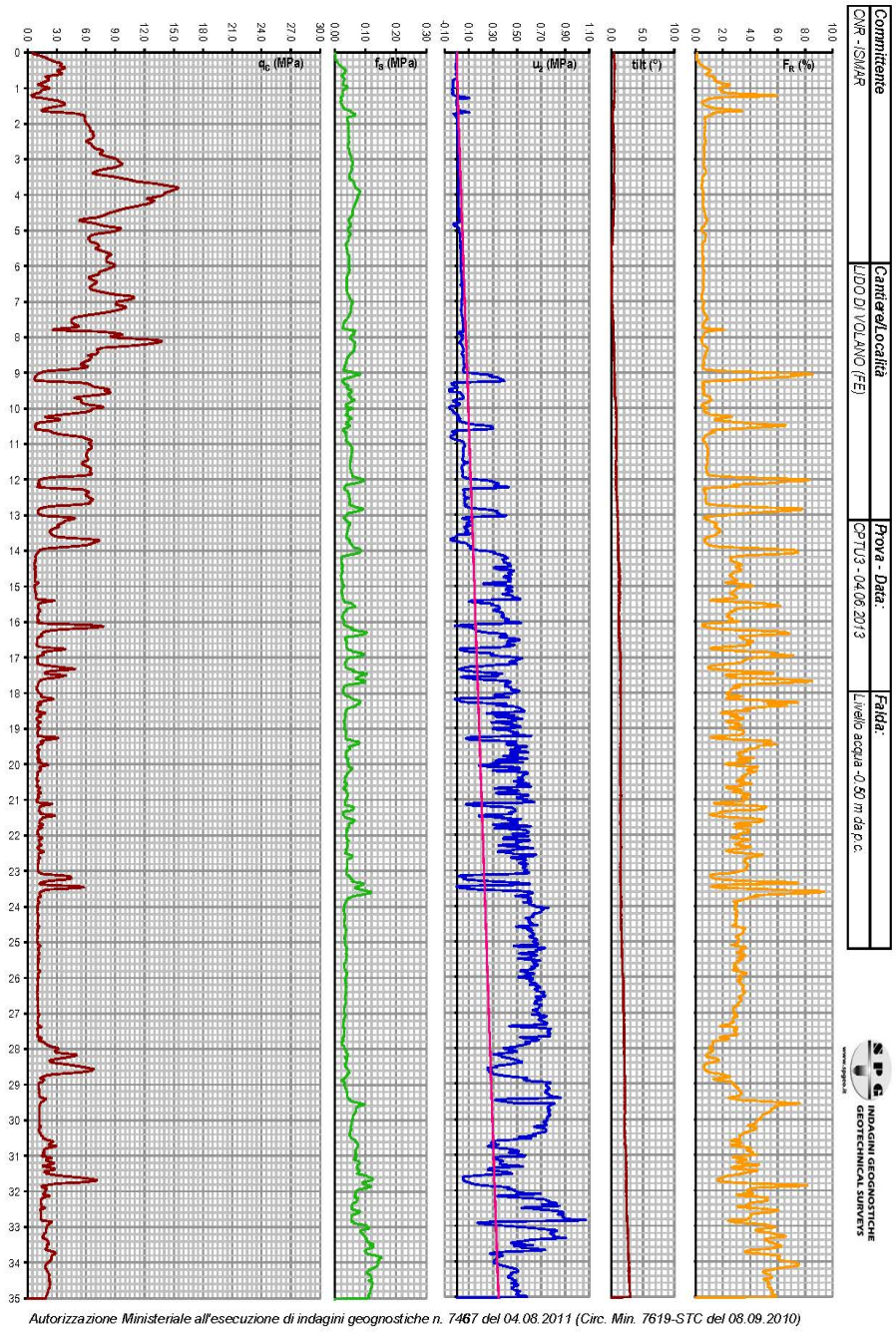


Fig. 4.1/2 – Risultati della prova CPTU3 (indagine geognostica CNR ISMAR 2013)

Dai risultati delle prove geotecniche tramite correlazioni di letteratura è possibile attribuire un valore del peso specifico ad una sabbia medio fine debolmente limosa pari a 2.0-2.10t/m^3 e risalire dal valore della resistenza di punta q_c al valore di densità relativa e da questa all'angolo di attrito di picco.

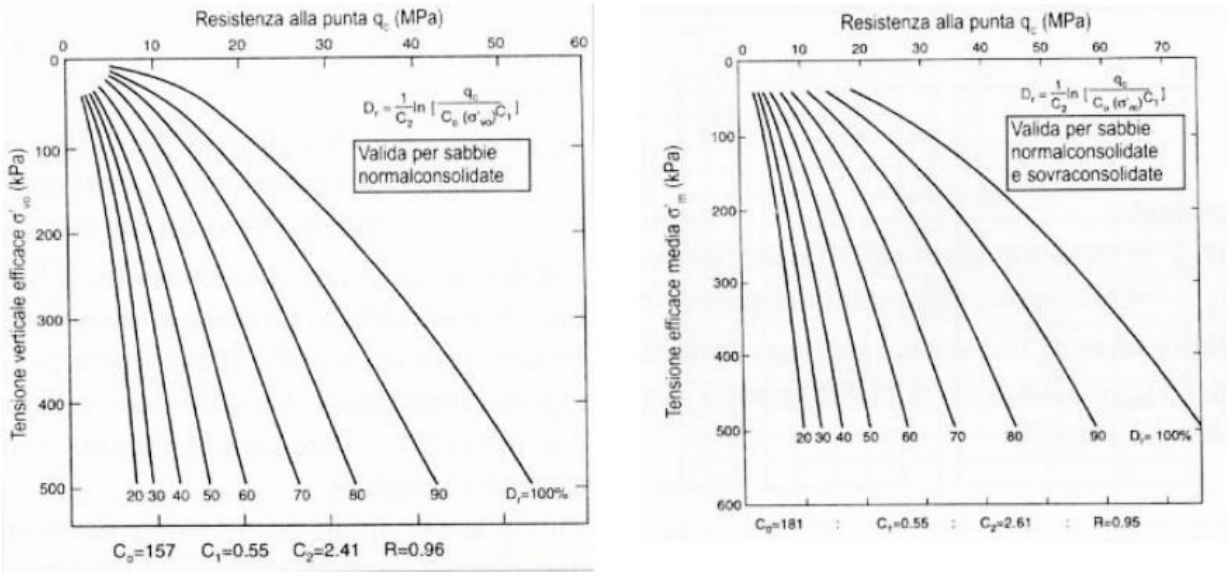


Fig. 4.1/3 – Stima di D_R dai risultati di prove CPTU per terreni normalconsolidati o sovraconsolidati

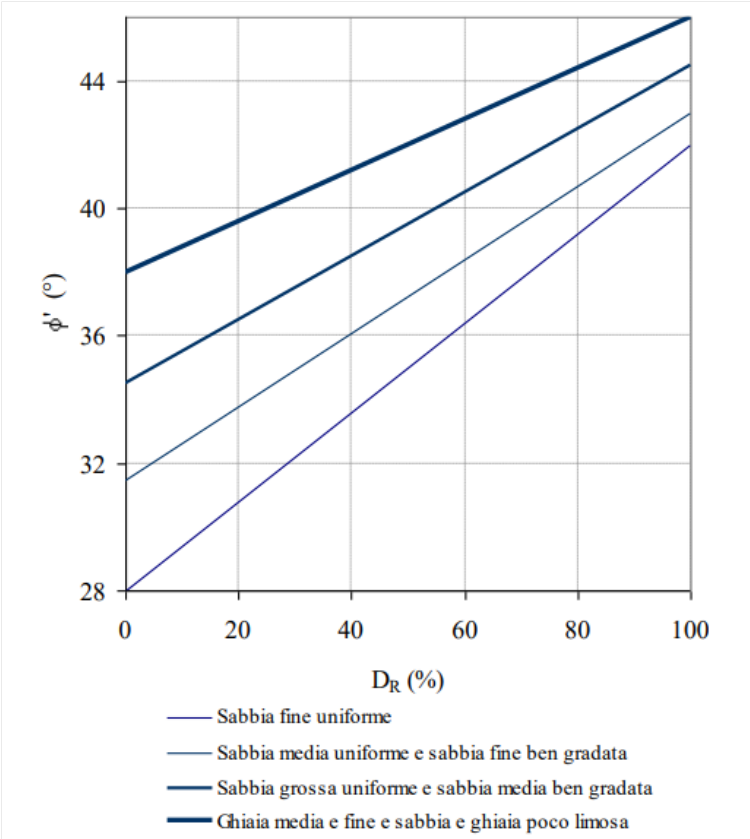


Fig. 4.1/4 – Stima di Φ' da D_R per differenti granulometrie (Schmertmann 1978)

I valori di riferimento per le successive verifiche geotecniche relativamente al fondale sabbioso sono:

Peso di volume (γ) = 2.0 t/ m^3;

Peso di volume immerso (γ') = 1.0 t/m^3;

Peso di volume secco γ_s = 1.9 t/m^3;

Angolo di attrito interno (ϕ) = 30 ° (valore prudenziale).

4.2 Caratterizzazione sismica del sito

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.

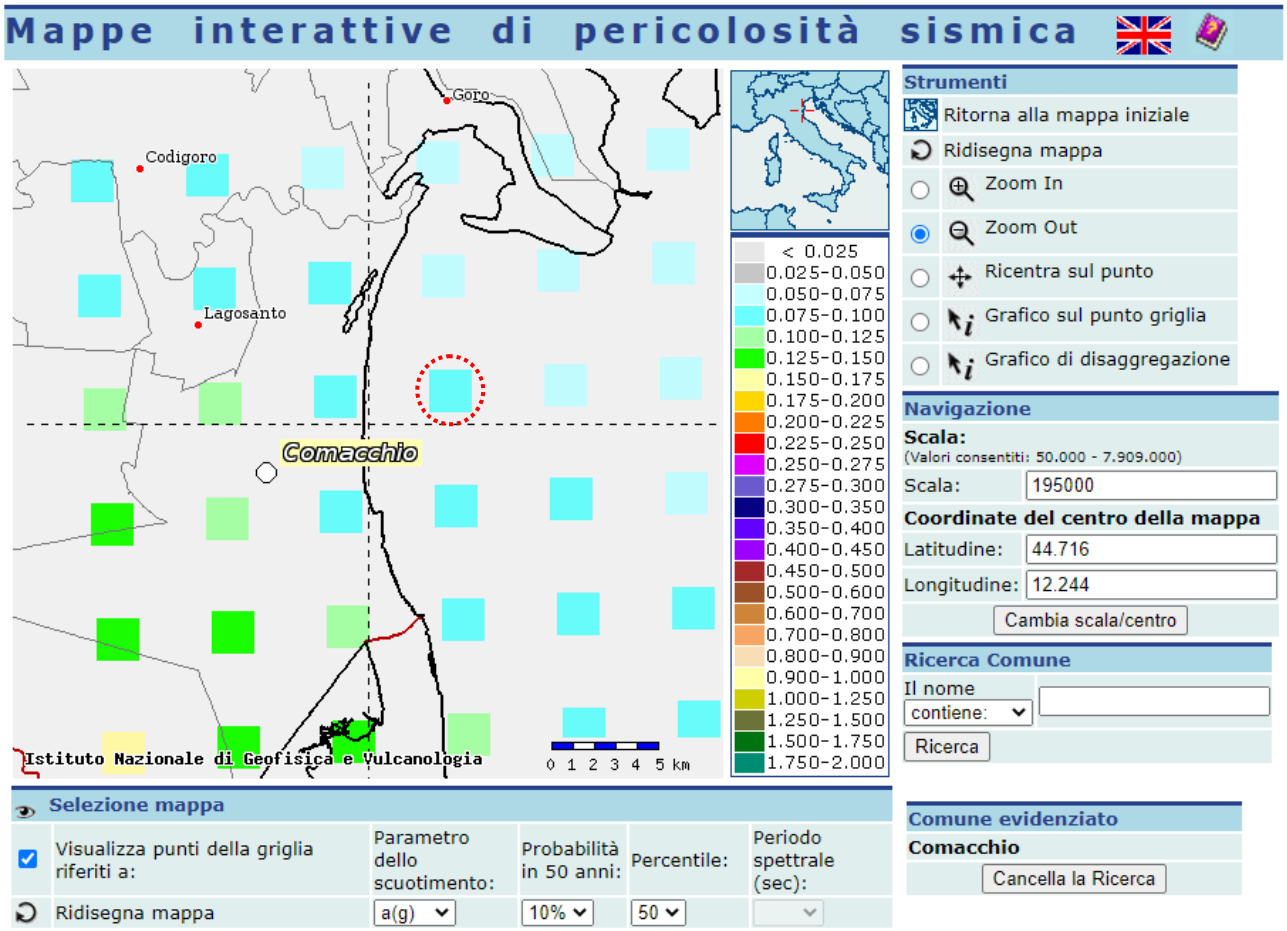
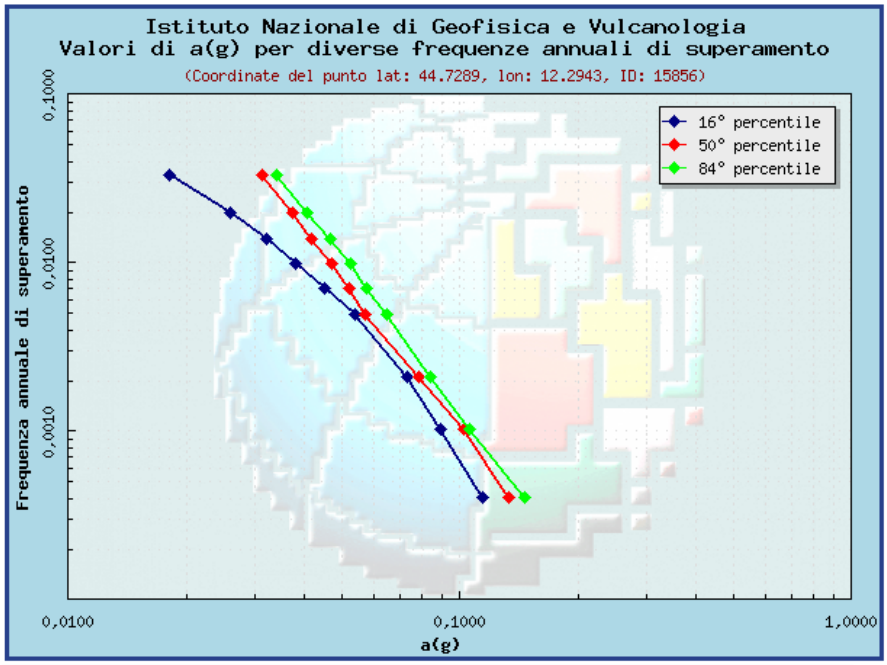


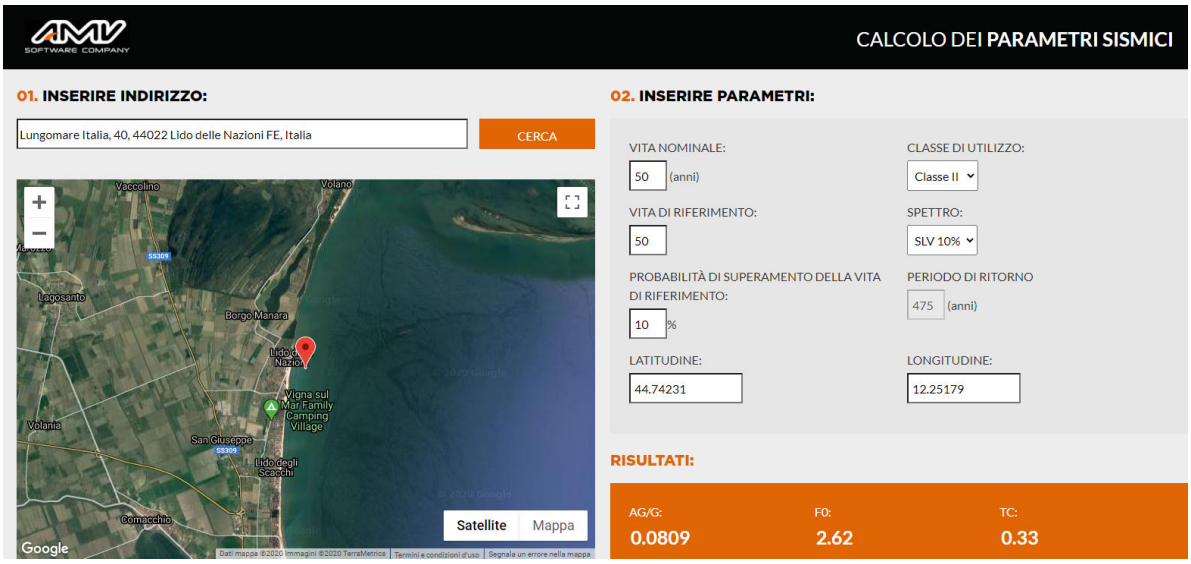
Fig. 4.2/1 – Punti griglia per le mappe di pericolosità sismica nel Comune di Comacchio



Frequenza annuale di superamento	a(g) (Coordinate del punto lat: 44.7289, lon: 12.2943, ID: 15856)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.1145	0.1336	0.1464
0.0010	0.0890	0.1025	0.1058
0.0021	0.0731	0.0782	0.0838
0.0050	0.0539	0.0573	0.0650
0.0071	0.0450	0.0519	0.0579
0.0099	0.0379	0.0470	0.0524
0.0139	0.0321	0.0419	0.0467
0.0200	0.0259	0.0372	0.0405
0.0333	0.0181	0.0311	0.0341

Fig. 4.2/2 – Accelerazione massima orizzontale per il punto griglia di Comacchio

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 Lungomare del Comune di Comacchio:



Stato Limite	Tr (anni)	a_g/g	F_O	T_c* (s)
SLO	30	0.0313	2.52	0.24
SLD	50	0.0374	2.56	0.27
SLV	475	0.0809	2.62	0.33
SLC	975	0.1041	2.60	0.33

Fig. 4.2/3 – Parametri sismici nel punto indicato in mappa

4.3 Verifica alla stabilità 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 11 (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).

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.

La verifica è stata condotta considerando la sagoma di progetto, di forma trapezoidale, considerando i due casi seguenti per il paramento lato terra che presenta la maggiore pendenza (pendenza 1/1.5):

1) assenza di sisma;
2) presenza di sisma;

per il paramento lato mare con pendenza 1/2 è stata considerata la condizione più gravosa rappresentata dal momento di Run-down dell'onda durante una mareggiata estrema (Tr 30anni) sia in condizioni statiche che sismiche.

3) run-down dell'onda lato mare.
4) presenza di sisma+run-down dell'onda lato mare.

Nelle verifiche, date le diverse profondità di imbasamento che si riscontrano nei vari tratti di intervento, si assumono i casi di profondità minima -3.0m l.m.m. e massima -4.0m l.m.m. e si considera, tra le due tipologie di intervento, ricarica e allungamento, il caso più gravoso ai fini della stabilità, rappresentato dall'allungamento della scogliera con posa in opera di massi naturali sul fondale a formare la sezione trapezia di progetto. Nel caso di ricarica della scogliera esistente la scogliera viene risagomata apportando nuovo materiale lapideo sull'esistente e lato terra il deposito di materiale sabbioso a ridosso delle opere, come mostrato dai rilievi, incrementa la stabilità del paramento stesso. La stratigrafia tipo per le verifiche è rappresentata nella seguente figura.

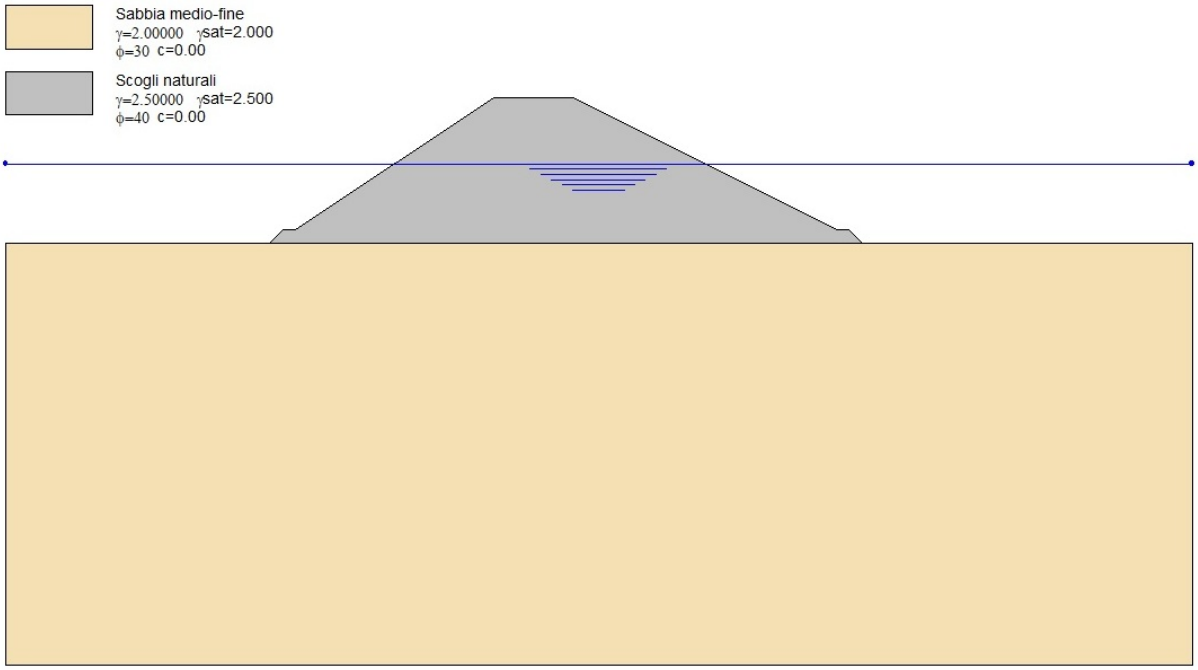


Fig. 4.3/1 – Profilo stratigrafico del terreno (sez. di progetto lato terra - pendenza 1:1.5 – profondità 3.0m)

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, β_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 Comacchio un'accelerazione massima circa $a_g = 8\% g$ e un tempo di ritorno dell'evento sismico di riferimento di circa 500anni (vedi precedente Tab. 4.2/3).

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 (2.0) riferito alla classe d'uso e alla probabilità di non superamento P_{V_R}, secondo l'espressione:

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

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 1.2).

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

Di seguito vengono riportati i risultati relativi ai casi analizzati.

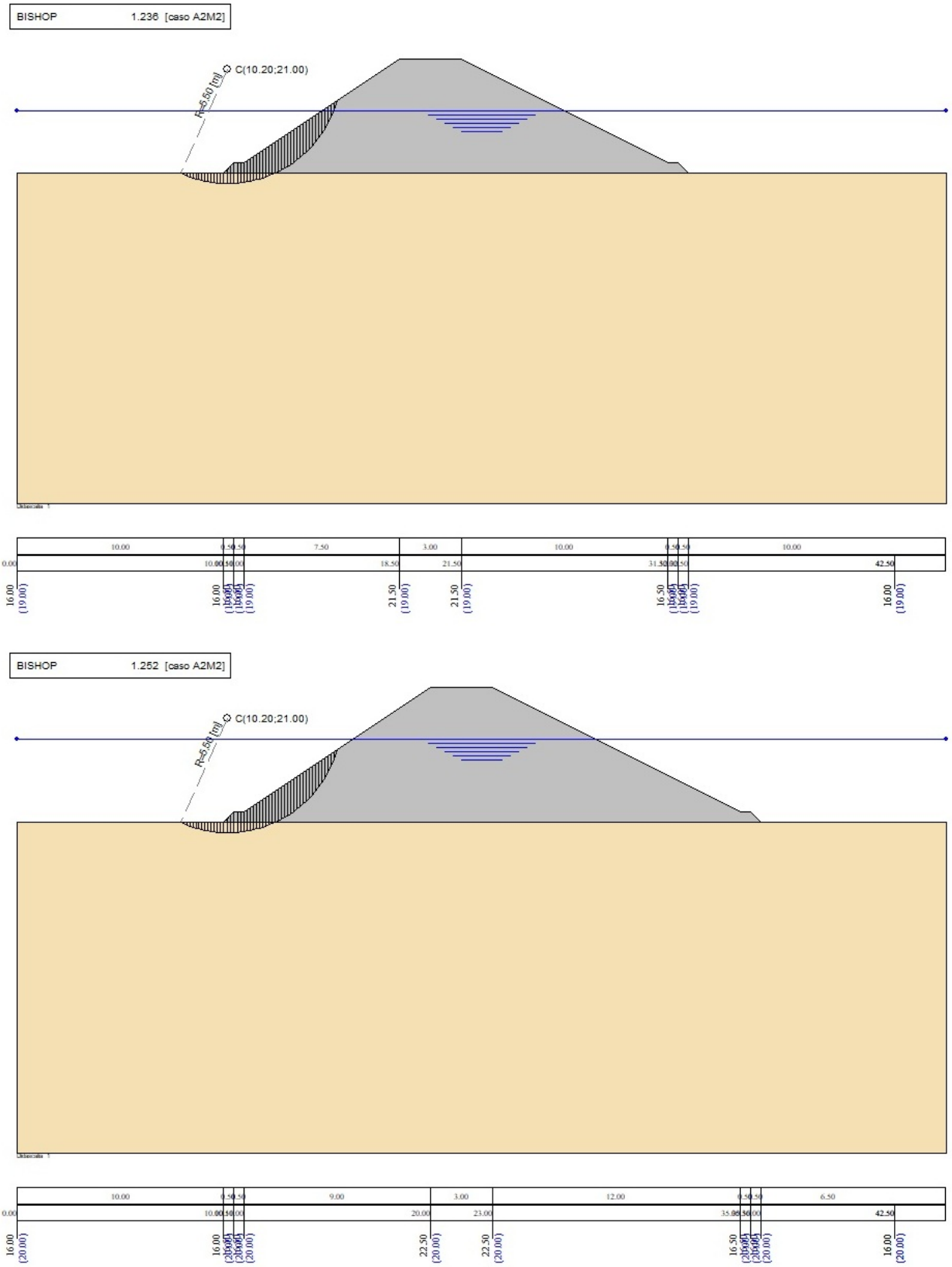


Fig. 4.3/2 – Superficie di rottura con minor fattore di sicurezza, sezione corrente lato terra (pendenza 1:1.5) – condizioni statiche – profondità 3m (sopra) 4m (sotto)

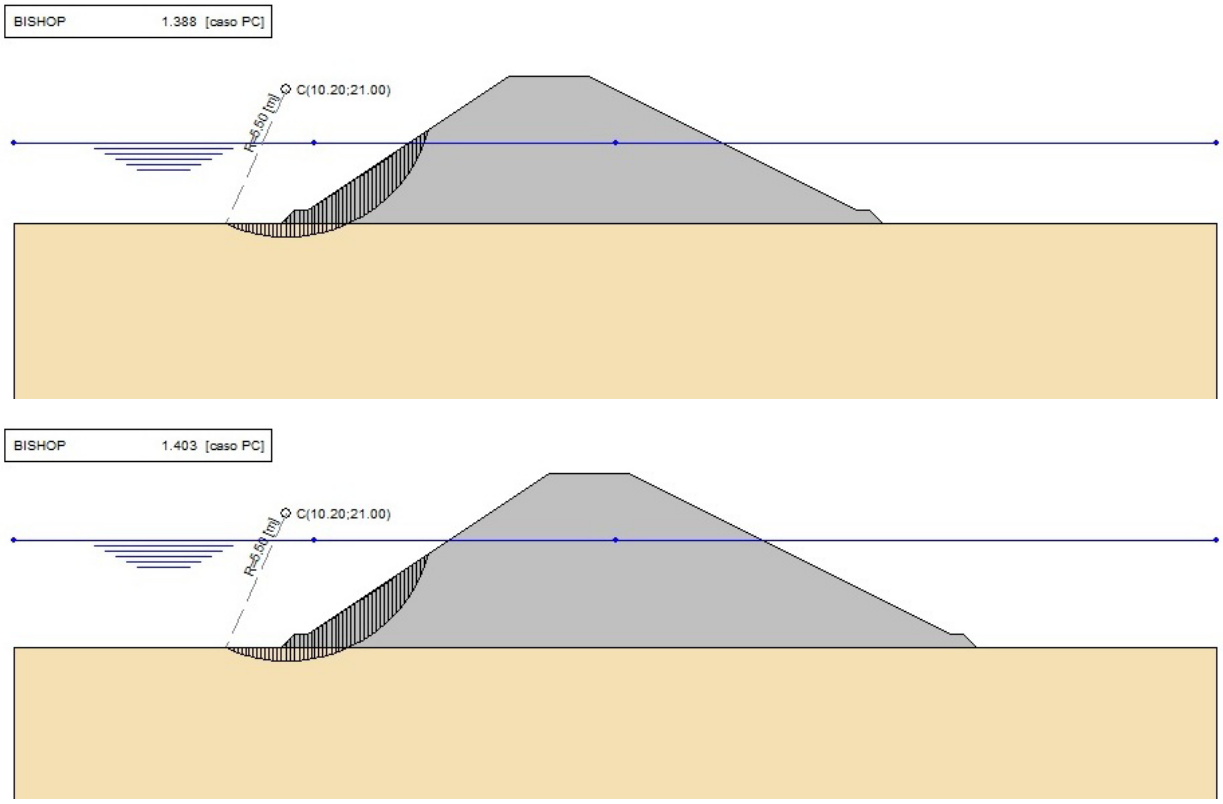


Fig. 4.3/3 – Superficie di rottura con minor fattore di sicurezza, sezione corrente lato terra (pendenza 1:1.5) – condizioni sismiche – profondità 3m (sopra) 4m (sotto)

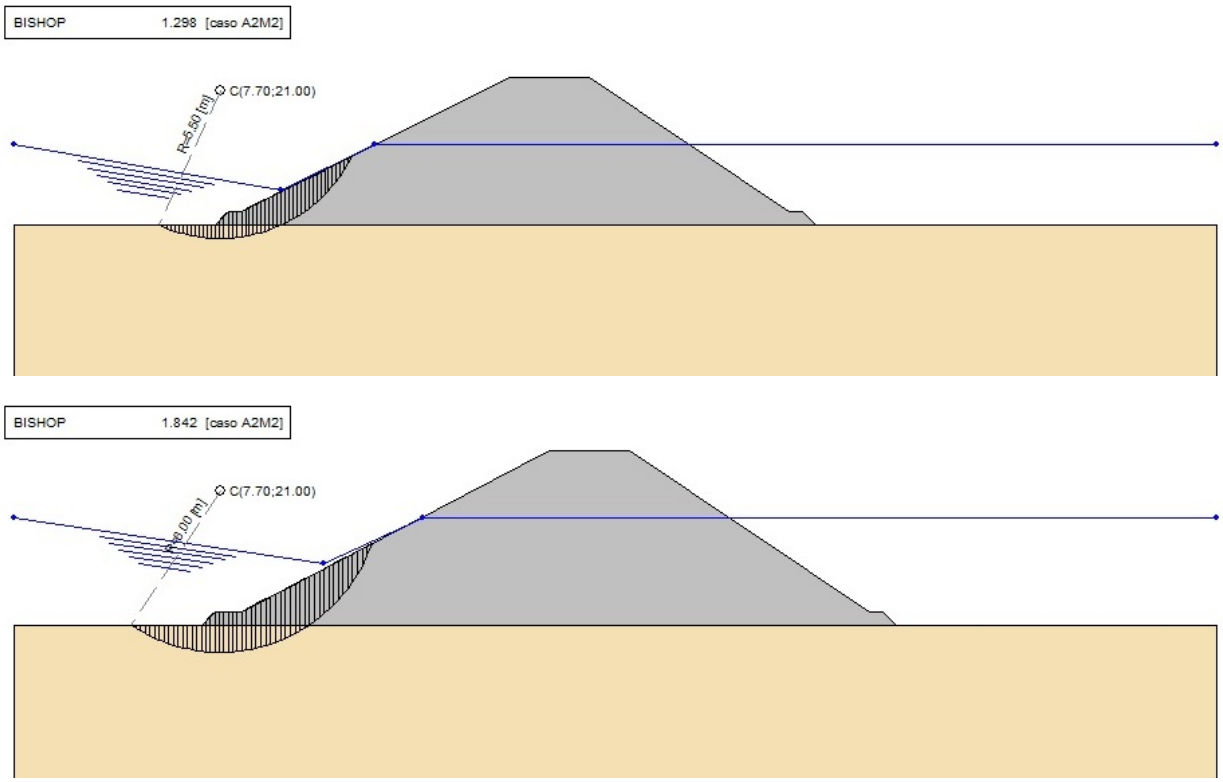


Fig. 4.3/4 – Superficie di rottura con minor fattore di sicurezza, sezione corrente lato mare (pendenza 1:2) – condizioni statiche + Run down – profondità 3m (sopra) 4m (sotto)

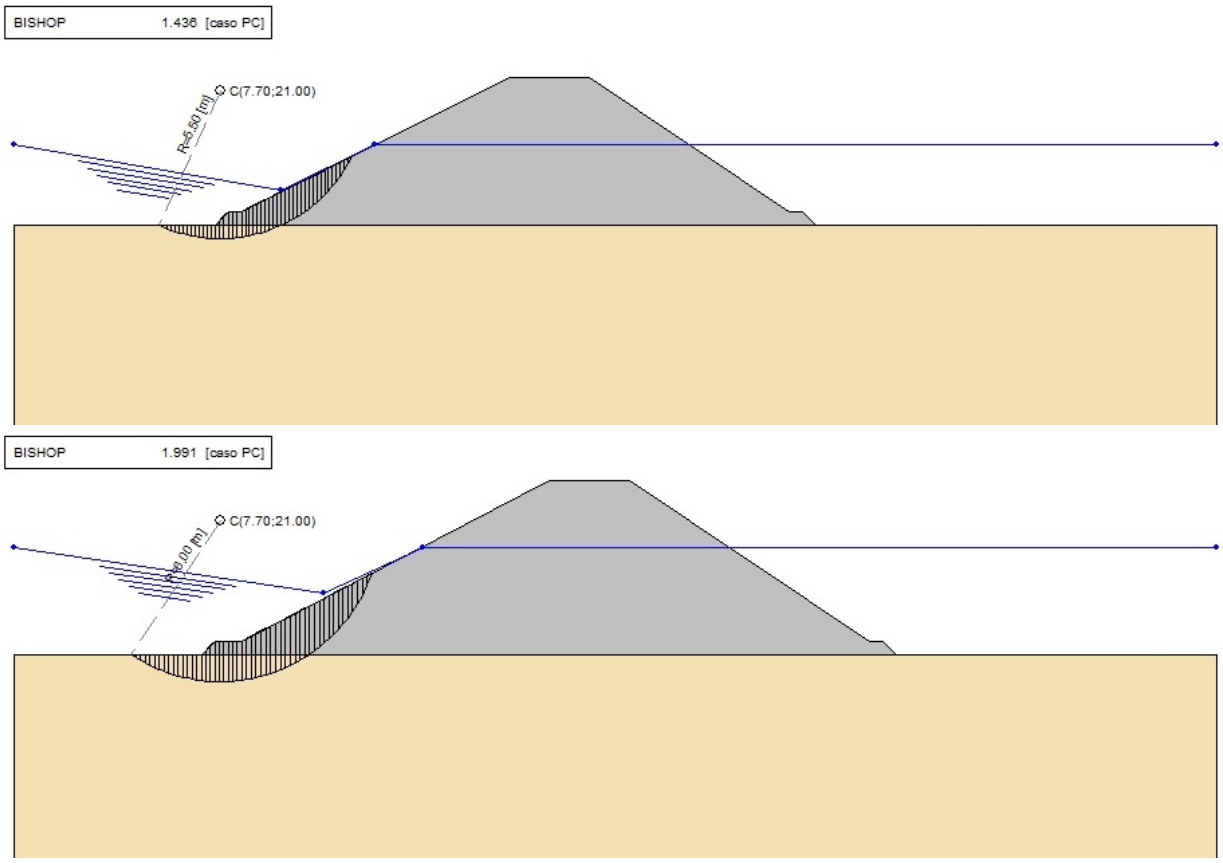


Fig. 4.3/5 – Superficie di rottura con minor fattore di sicurezza, sezione corrente lato mare (pendenza 1:2) – condizioni sismiche + Run down – profondità 3m (sopra) 4m (sotto)

Le verifiche sono soddisfatte in tutte le condizioni analizzate, sono risultate più gravose quelle statiche in quanto, per il sito in questione, essendo l'accelerazione massima attesa al suolo nello stato limite ultimo SLV pari a 0.08g (il Comune di Comacchio è classificato, ai sensi della DGR n. 1164 del 23/07/2018 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna" e dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri 8 maggio 2003, n. 3274, come zona 3 – bassa sismicità), influisce di più sul risultato, in termini di fattore di sicurezza, l'applicazione dei coefficienti parziali previsti dalla combinazione A2M2 in condizioni statiche.

4.4 Verifica del carico limite del terreno di fondazione

Il collasso dell'opera per il raggiungimento del carico limite del terreno di fondazione rappresenta uno stato limite ultimo e può essere effettuato, secondo la normativa tecnica vigente NTC'18, applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, con i seguenti coefficienti per le resistenze:

Tab. 7.11.II - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche*

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Tab. 4.4/1 – Coefficienti correttivi delle resistenze (Tab.7.11.II NTC'18)

In condizioni sismiche la nuova normativa, rispetto la precedente, richiede che i coefficienti parziali su azioni e caratteristiche geotecniche del terreno siano posti pari a 1.

L'espressione più generale per il calcolo del carico limite del terreno di una fondazione superficiale fa riferimento alla formula di *Brinch-Hansen* (1970):

$$q_{ult} = \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma' D N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

nella quale:

N_γ, N_c, N_q sono fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

s_γ, s_c, s_q sono fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_c, i_q fattori che tengono conto dell'inclinazione del carico applicato;

b_γ, b_c, b_q fattori che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q fattori che tengono conto dell'eventuale inclinazione del piano campagna;

d_c, d_q fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Nell'impiego della precedente espressione trinomia, la normativa specifica che, in condizioni statiche i valori di progetto dei parametri di resistenza del terreno siano utilizzati per determinare sia i fattori di capacità portante, sia i valori dei vari coefficienti correttivi, in condizioni sismiche vengano usati i valori caratteristici.

La verifica è stata condotta considerando la situazione di maggior sovraccarico per il terreno di fondazione che si verifica in corrispondenza dei nuovi tratti di scogliera da realizzare in allungamento delle esistenti per la chiusura parziale dei varchi. Nella condizione di ricarica il nuovo materiale lapideo viene caricato sulla scogliera esistente ammalorata e il terreno di fondazione in quei tratti ha già subito un processo di consolidamento per il peso stesso della scogliera esistente.

Nei tratti ex-novo la scogliera viene fondata su uno strato di 0.50m in pietrame misto di cava, al quale si associa un angolo di resistenza al taglio di 35° e coesione nulla (il valore è cautelativo).

Il coefficiente di sicurezza, è dato dal rapporto tra il carico limite del terreno, opportunamente ridotto, e il carico costituito dal peso proprio della scogliera.

Nel caso di azione sismica gli effetti delle accelerazioni nel sottosuolo possono essere portati in conto, modellando l'azione sismica mediante la sola componente orizzontale, mediante i coefficienti sismici K_{hi} e K_{hk}, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi al terreno e il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del parametro K_{hi}, e viene portato in conto applicando formule analoghe a quelle utilizzate per i parametri i_γ, i_c e i_q.

L'effetto cinegetico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente K_{hk}.

Per la verifica del carico limite in condizioni sismiche si fa riferimento alla correzione del fattore di capacità portante N_γ ottenuta dal metodo delle caratteristiche (*MdC*):

$$N_{\gamma e} = N_\gamma \, e_{\gamma k} \, e_{\gamma i}$$

con $e_{\gamma k} = \left(1 - K_{hk} / \tan\varphi\right)^{0.45}$ coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto cinematico del terreno, $e_{\gamma i} = \left(1 - 0.7\, K_{hi}\right)^5$ coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto inerziale della struttura.

In assenza di sisma il carico ultimo risulta pari a 130t/m^2, in presenza di sisma, considerando un'accelerazione sismica $a_g = 0.1041g$ (SLC - Tr 975 anni) il carico ultimo si riduce a circa 30t/m^2, ma risulta ancora superiore rispetto al carico trasmesso, costituito dal peso proprio della scogliera (vedi paragrafo seguente), <u>la verifica risulta pertanto soddisfatta</u> in entrambe le condizioni.

4.5 Calcolo dei cedimenti

La verifica di possibili cedimenti differenziali del terreno di fondazione sottoposto al carico proprio del rilevato rappresenta una verifica di SLE. La normativa impone, nell'analisi dei cedimenti differenziali sotto una fondazione superficiale che i valori delle proprietà meccaniche del terreno siano quelli caratteristici e che i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano sempre unitari.

Per la verifica dei cedimenti sono state dapprima calcolate le tensioni litostatiche e successivamente, adottando il metodo edometrico, sono stati valutati i cedimenti in dieci punti alla base della scogliera. L'opera è stata schematizzata di forma trapezoidale sottoposta ad un carico anch'esso trapezoidale (massimo nella parte centrale e linearmente tendente a zero agli estremi della struttura). Il calcolo è stato effettuato per la sezione a maggiore profondità che presenta il maggior sovraccarico. Il carico massimo verticale è risultato pari a circa 40KN/m^2.

L'incremento di sollecitazione verticale nel terreno di fondazione sottoposto al peso della scogliera è stato calcolato mediante la teoria di Boussinesq, considerando un carico nastriforme di sezione rettangolare nella parte centrale e di sezione triangolare nelle parti laterali. Nei calcoli viene

indicato con h l'affondamento in metri rispetto al fondale posto a -4.00m l.m.m., che coincide con il piano di posa del carico.

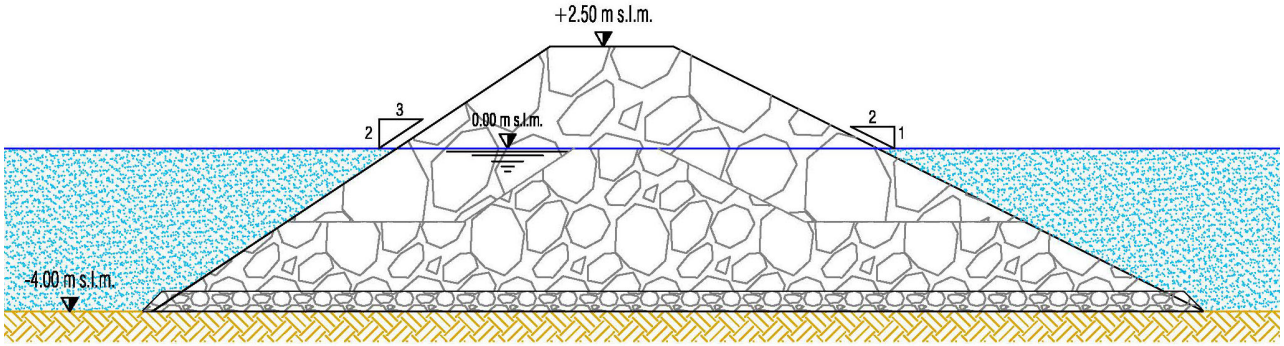


Fig. 4.5/1 – Schema della sezione della scogliera

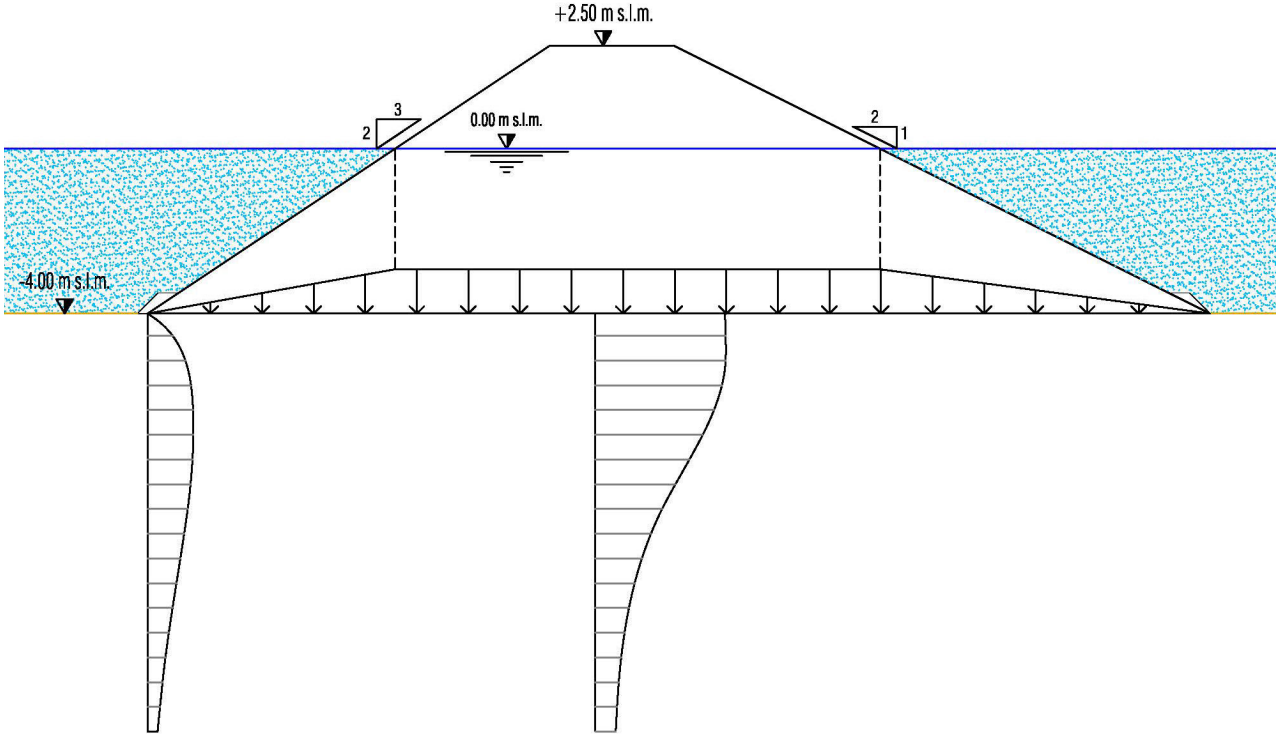


Fig. 4.5/2 – Incremento tensioni verticali, secondo la teoria di Boussinesq, in due sezioni della scogliera

	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)									
h (m)	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
-1	4.87	34.78	83.47	67.47	70.95	69.56	66.78	83.47	35.47	4.17
-1.5	7.65	34.78	78.60	66.08	69.56	67.47	66.08	81.38	34.78	5.56
-2	66.08	34.78	74.43	65.38	68.17	66.78	65.38	77.90	34.08	6.96
-3	13.91	34.08	64.69	63.30	67.47	64.69	63.30	71.64	34.08	10.43
-4	18.09	32.69	59.12	61.21	65.38	60.52	61.21	65.38	34.08	13.91
-5	21.56	32.00	50.78	59.82	61.91	57.04	59.12	59.82	34.08	17.39
-6	23.65	32.00	47.30	55.65	59.82	55.65	56.34	53.56	32.69	19.48
-7.5	24.35	31.30	43.82	53.56	56.34	54.26	53.56	50.78	32.69	21.56
-8	23.65	29.21	39.65	50.78	54.26	52.86	52.17	47.30	32.00	22.95
-10	22.95	27.13	34.78	46.60	49.39	47.99	47.30	41.73	29.91	22.95
-14	21.56	23.65	40.34	41.73	61.21	43.13	41.73	33.39	24.35	22.26

Tab. 4.5/1 – Incremento delle tensioni verticali (teoria di Boussinesq), nelle sezioni verticali dei dieci punti di riferimento

PUNTO A

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	4.87	4.63	5000	0.09
-1.5	0.36	7.65	7.29	5000	0.07
-2	0.48	66.08	65.60	5000	0.66
-3	0.72	13.91	13.19	5000	0.26
-4	0.96	18.09	17.13	5000	0.34
-5	1.20	21.56	20.36	5000	0.41
-6	1.44	23.65	22.21	5000	0.44
-7.5	1.80	24.35	22.55	5000	0.68
-8	1.92	23.65	21.73	5000	0.22
-10	2.40	22.95	20.55	5000	0.82
-14	3.36	21.56	18.20	5000	1.46
				Δz_{TOT} (cm)	5.45

PUNTO B

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	34.78	34.54	5000	0.69
-1.5	0.36	34.78	34.42	5000	0.34
-2	0.48	34.78	34.30	5000	0.34
-3	0.72	34.08	33.36	5000	0.67
-4	0.96	32.69	31.73	5000	0.63
-5	1.20	32.00	30.80	5000	0.62
-6	1.44	32.00	30.56	5000	0.61
-7.5	1.80	31.30	29.50	5000	0.89
-8	1.92	29.21	27.29	5000	0.27
-10	2.40	27.13	24.73	5000	0.99
-14	3.36	23.65	20.29	5000	1.62
				Δz_{TOT} (cm)	7.68

PUNTO C

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	83.47	83.23	5000	1.66
-1.5	0.36	78.60	78.24	5000	0.78
-2	0.48	74.43	73.95	5000	0.74
-3	0.72	64.69	63.97	5000	1.28
-4	0.96	59.12	58.16	5000	1.16
-5	1.20	50.78	49.58	5000	0.99
-6	1.44	47.30	45.86	5000	0.92
-7.5	1.80	43.82	42.02	5000	1.26
-8	1.92	39.65	37.73	5000	0.38
-10	2.40	34.78	32.38	5000	1.30
-14	3.36	40.34	36.98	5000	2.96
				Δz_{TOT} (cm)	13.43

PUNTO D

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	67.47	67.23	5000	1.34
-1.5	0.36	66.08	65.72	5000	0.66
-2	0.48	65.38	64.90	5000	0.65
-3	0.72	63.30	62.58	5000	1.25
-4	0.96	61.21	60.25	5000	1.21
-5	1.20	59.82	58.62	5000	1.17
-6	1.44	55.65	54.21	5000	1.08
-7.5	1.80	53.56	51.76	5000	1.55
-8	1.92	50.78	48.86	5000	0.49
-10	2.40	46.60	44.20	5000	1.77
-14	3.36	41.73	38.37	5000	3.07
				Δz_{TOT} (cm)	14.24

PUNTO E

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	70.95	70.71	5000	1.41
-1.5	0.36	69.56	69.20	5000	0.69
-2	0.48	68.17	67.69	5000	0.68
-3	0.72	67.47	66.75	5000	1.34
-4	0.96	65.38	64.42	5000	1.29
-5	1.20	61.91	60.71	5000	1.21
-6	1.44	59.82	58.38	5000	1.17
-7.5	1.80	56.34	54.54	5000	1.64
-8	1.92	54.26	52.34	5000	0.52
-10	2.40	49.39	46.99	5000	1.88
-14	3.36	61.21	57.85	5000	4.63
				Δz_{TOT} (cm)	16.46

PUNTO F

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	69.56	69.32	5000	1.39
-1.5	0.36	67.47	67.11	5000	0.67
-2	0.48	66.78	66.30	5000	0.66
-3	0.72	64.69	63.97	5000	1.28
-4	0.96	60.52	59.56	5000	1.19
-5	1.20	57.04	55.84	5000	1.12
-6	1.44	55.65	54.21	5000	1.08
-7.5	1.80	54.26	52.46	5000	1.57
-8	1.92	52.86	50.94	5000	0.51
-10	2.40	47.99	45.59	5000	1.82
-14	3.36	43.13	39.77	5000	3.18
				Δz_{TOT} (cm)	14.48

PUNTO G

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	66.78	66.54	5000	1.33
-1	0.36	66.08	65.72	5000	0.66
-1.5	0.48	65.38	64.90	5000	0.65
-2	0.72	63.30	62.58	5000	1.25
-3	0.96	61.21	60.25	5000	1.21
-4	1.20	59.12	57.92	5000	1.16
-5	1.44	56.34	54.90	5000	1.10
-6	1.80	53.56	51.76	5000	1.55
-7.5	1.92	52.17	50.25	5000	0.50
-8	2.40	47.30	44.90	5000	1.80
-10	3.36	41.73	38.37	5000	3.07
-14				Δz_{TOT} (cm)	14.27

PUNTO H

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	83.47	83.23	5000	1.66
-1.5	0.36	81.38	81.02	5000	0.81
-2	0.48	77.90	77.42	5000	0.77
-3	0.72	71.64	70.92	5000	1.42
-4	0.96	65.38	64.42	5000	1.29
-5	1.20	59.82	58.62	5000	1.17
-6	1.44	53.56	52.12	5000	1.04
-7.5	1.80	50.78	48.98	5000	1.47
-8	1.92	47.30	45.38	5000	0.45
-10	2.40	41.73	39.33	5000	1.57
-14	3.36	33.39	30.03	5000	2.40
				Δz_{TOT} (cm)	14.07

PUNTO I

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	35.47	35.23	5000	0.70
-1.5	0.36	34.78	34.42	5000	0.34
-2	0.48	34.08	33.60	5000	0.34
-3	0.72	34.08	33.36	5000	0.67
-4	0.96	34.08	33.12	5000	0.66
-5	1.20	34.08	32.88	5000	0.66
-6	1.44	32.69	31.25	5000	0.63
-7.5	1.80	32.69	30.89	5000	0.93
-8	1.92	32.00	30.08	5000	0.30
-10	2.40	29.91	27.51	5000	1.10
-14	3.36	24.35	20.99	5000	1.68
				Δz_{TOT} (cm)	8.00

PUNTO L

h (m)	σ_v' (KN/m^2)	$\Delta\sigma_v$ (KN/m^2)	ΔP (KN/m^2)	E (KN/m^2)	Δz (cm)
-1	0.24	4.17	3.93	5000	0.08
-1.5	0.36	5.56	5.20	5000	0.05
-2	0.48	6.96	6.48	5000	0.06
-3	0.72	10.43	9.71	5000	0.19
-4	0.96	13.91	12.95	5000	0.26
-5	1.20	17.39	16.19	5000	0.32
-6	1.44	19.48	18.04	5000	0.36
-7.5	1.80	21.56	19.76	5000	0.59
-8	1.92	22.95	21.03	5000	0.21
-10	2.40	22.95	20.55	5000	0.82
-14	3.36	22.26	18.90	5000	1.51
				Δz_{TOT} (cm)	4.47

Tab. 4.5/2 – Cedimenti sulle dieci verticali

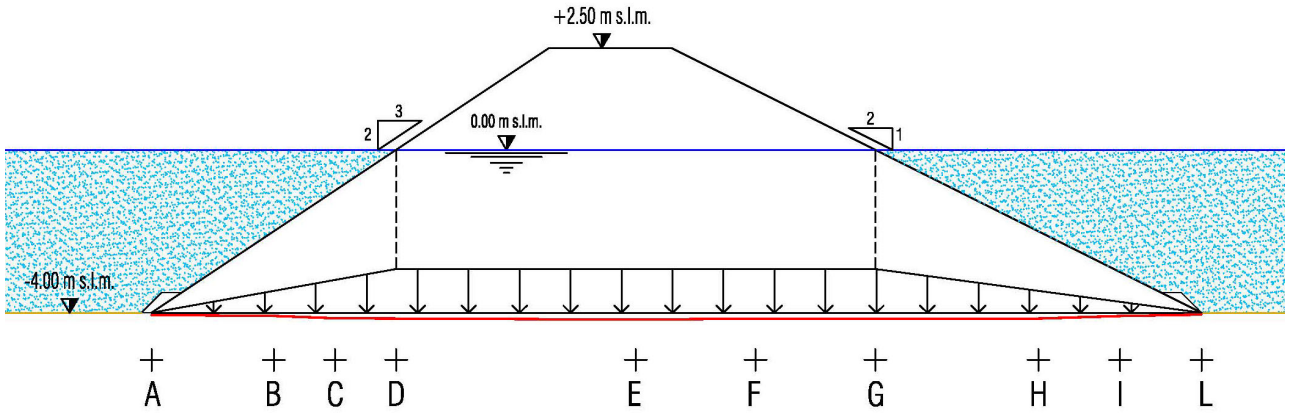


Fig. 4.5/3 – Andamento dei cedimenti sotto la base della scogliera

I risultati mostrano cedimenti massimi, nella parte centrale dell'opera di circa 16.5cm che sono del tutto compatibili con la tipologia dell'opera, (è pratica usuale prevedere, già nella fase di progettazione, l'assestamento del materiale e la ricarica di massi naturali, proprio in previsione di possibili cedimenti, per ristabilire la forma geometrica di progetto dell'opera) e si riferiscono ai tratti di nuova realizzazione.

Per quanto riguarda i tratti di ricarica va evidenziato che il terreno di fondazione ha già presumibilmente esaurito la consolidazione sotto il peso proprio della scogliera esistente, trattandosi di un terreno sabbioso in scarsa matrice limosa ben addensato e compatto la consolidazione avviene in tempi relativamente brevi, pertanto il sovraccarico dovuto all'intervento di progetto dovrebbe comportare in effetti cedimenti molto più contenuti di quelli calcolati teoricamente.