

COMUNE DI VIBO VALENTIA

LAVORI DI PROTEZIONE DELL'ABITATO DELLA FRAZIONE MARINA

PROGETTO DEFINITIVO

TAVOLA

SCALA

DATA

FILE

СЗ

AG0.08

COORDINATE PROGETTO

REVIBO-07

3007/CE

elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO A.T.P. - ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI PROFESSIONISTI DOTT. ING. ANTONIO D'ARRIGO (CAPOGRUPPO) DOTT. ING. NICOLA RUSTICA DOTT. ING. DOMENICO MANGANO DOTT. ING. AGOSTINO LA ROSA RELAZIONE GEOLOGICA TECNICA DOTT. GEOL PIERO MERK RICORDI c/o dott. ing. Antonio D'Arrigo – via Gagini, 6 – 98122 MESSINA (tel./fax 090/364154 – e-mail a.darrigo@tiscali.it)

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO (R.U.P.) DOTT. ING. LUIGI SCALAMANDRE'



COMUNE DI VIBO VALENTIA

RELAZIONE GEOTECNICA

3007/CE - AGO.08 - REVIBO-07 - RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1.	GEN	ERALITÀ	1
	1.1.	PREMESSA	1
	1.2.	NORMATIVA ADOTTATA	1
	1.3.	RELAZIONI DI RIFERIMENTO	2
	1.4.	CRITERI GENERALI SULLA GEOTECNICA DELLE OPERE MARITTIME	2
	1.5.	INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA	4
	1.6.	CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE	7
	1.7.	VERIFICHE DI STABILITÀ	8
	1.8.	VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
2.	CAF	ATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	17
	2.1.	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO	17
	2.2.	GEOLOGIA DI SUPERFICIE E STRATIGRAFIA	
	2.3.	IDROLOGIA DI SUPERFICIE	20
	2.4.	GEOMORFOLOGIA DEI SISTEMI LITORALE E SUBACQUEO.	
	2.5.	SEDIMENTOLOGIA	
	2.6.	DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	25
	2.6.1	. Tabella di calcolo delle caratteristiche geotecniche	
3.	VEF	IFICHE GEOTECNICHE SULLE BARRIERE	29
	3.1.	PREMESSA	
	3.2.	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	
	3.2.1	. Analisi statica in condizioni di esercizio (VIBO-01)	
	3.2.2	. Analisi in condizioni sismiche (VIBO-02)	
	3.3.	ANALISI EVOLUTIVA AD ELEMENTI FINITI	45
	3.3.1	. Fasi costruttive analizzate e tabulati di calcolo	
	3.4.	VERIFICA DEL TERRENO SUL PIANO DI APPOGGIO	
	3.5.	VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
	3.6.	TABELLA DI VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	
4.	CON	ICLUSIONI	58

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica si riferisce al Progetto Definitivo per i *Lavori di protezione dell'abitato della frazione Marina* del Comune di Vibo Valentia.

In particolare, secondo quanto previsto dalle *Linee guida per la progettazione ed esecuzione degli interventi dell'Autorità di Bacino Regionale della Calabria*, la presente relazione tratta i seguenti temi:

- sintesi degli studi, delle indagini e dei risultati contenuti delle relazioni di riferimento
- descrizione delle caratteristiche geomorfologiche, geotecniche, tettoniche, sedimentologiche, ecc. delle aree a mare interessate dalle opere;
- esecuzione dei calcoli e delle verifiche geotecniche al riguardo dei seguenti aspetti:
 - stabilità locale e globale del complesso opere-sedime
 - vevoluzione del regime delle tensioni e dei cedimenti in funzione delle reali fasi di esecuzione dell'opera
 - > verifica della capacità portante del terreno di sedime
 - > calcolo del potenziale di liquefazione del terreno di sedime sotto sisma.

1.2. NORMATIVA ADOTTATA

Nei calcoli si sono adottate le seguenti norme:

D.M. 11.Mar.1988 Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, sulle rocce la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

1.3. RELAZIONI DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione geotecnica si è fatto riferimento ai seguenti elaborati e studi:

- [1] elaborato di progetto B Relazione sulle Indagini e sui Rilievi Geomorfologici e Sedimentologici - a firma del Dott. Geol. Piero Merk
- [2] elaborato di progetto C.1 Relazione Geologica a firma del Dott. Geol. Piero Merk
- [3] elaborato di progetto C.2 Relazione Sedimentologica
- [4] Campagna d'indagine topografica, batimetrica e sedimentologica lungo il litorale del quartiere Pennello in località Vibo Marina – redatto per conto del Provincia Regionale di Vibo Valentia dalla NAUTILUS Soc. Coop. a.r.l. come studio di supporto alla progettazione dell'*Intervento per la* mitigazione del rischio di erosione a protezione del quartiere Pennello in Località Vibo Marina (2004).

1.4. CRITERI GENERALI SULLA GEOTECNICA DELLE OPERE MARITTIME

Per una corretta definizione dei problemi connessi con la costruzione di opere marittime occorre in primo luogo considerare che devono essere risolti i problemi della stabilità del complesso opera terreno e quelli connessi con le deformazioni. Per risolvere il primo problema si adottano usualmente modelli plastici, mentre per risolvere il secondo problema si adottano modelli elastici, separando, come di consueto i due aspetti dell'interazione terreno struttura.

Il progetto dell'opera, dal punto di vista geotecnico, deve essere sviluppato in modo che i coefficienti di sicurezza rispetto alla rottura del terreno e allo slittamento sul piano di posa devono essere sufficientemente elevati anche in condizioni di onde estreme per effetto delle azioni orizzontali da queste provocate.

Si deve garantire inoltre la protezione del fondo contro lo scalzamento causato da correnti o dall'azione del moto ondoso.

Nel caso di opere indeformabili gli spostamenti verticali e orizzontali devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera anche in condizioni di onde estreme e la struttura di fondazione deve essere progettata in modo che sia sempre garantito il contatto tra la struttura e il terreno anche in condizioni di onde estreme.

Riferendoci al problema della stabilità, deve essere garantita tale stabilità dell'opera nei confronti del terreno di fondazione, ma più in generale deve essere garantita la stabilità della zona.

La stabilità del complesso opera terreno è eseguita con i metodi dell'equilibrio limite globale per le opere deformabili, quali le barriere di scogli, che agiscono sul terreno come carichi verticali in quanto le azioni orizzontali dovute al moto ondoso sono assorbite dalla struttura stessa. Alle barriere in progetto vengono assegnate le seguenti caratteristiche geotecniche:

•	pietrame	$\gamma = 1.80 \text{ ton/mc}$	$\varphi = 35^{\circ}$
•	scogli di 2° ctg	$\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$	$\phi = 45^{\circ}$
•	scogli di 3° ctg	$\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$	$\phi = 45^{\circ}$
•	massi parallelepipedi	$\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$	$\phi = 45^{\circ}$

mentre per il terreno si fa riferimento ai risultati delle indagini in sito ed alla relazione di riferimento [2]. I terreni che costituiscono il substrato nel nostro caso sono terreni granulari per cui la verifica deve essere eseguita in termini di pressioni efficaci assumendo il valore dell'angolo di attrito φ che si ricava da prove penetrometriche statiche o dinamiche. In caso di opere indeformabili quali, ad esempio, i cassoni, la verifica di stabilità deve essere eseguita tenendo in conto le azioni orizzontali sulla struttura. Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della rottura del terreno di fondazione è determinato nell'ipotesi che l'azione del moto ondoso sia trasformata in una forza statica equivalente. In realtà il moto ondoso ha carattere ciclico, per cui il terreno si trova ad essere sottoposto ad azioni di taglio di segno diverso. Nel caso di fondazione su sabbia densa il carico limite può essere calcolato con la relazione semi-empirica

$$q_{\text{lim}} = \gamma' \times N_{\gamma}/2 \times B \times (1-2 \times e)^2 \times s_{\gamma} \times i_{\gamma}$$

in cui B è la base del cassone, e = E/B essendo E l'eccentricità del carico verticale rispetto al baricentro della base di appoggio. Se M è il momento applicato sulla base di fondazione

$$E = M/P_v$$

essendo P_v la risultante delle azioni veticali. Il coefficiente s_γ fattore di forma è dato dalla seguente espressione

$$s_{\gamma} = 1-0.4 \times B/L$$

Il coefficiente i_{γ} , fattore di inclinazione del carico è dato dalla seguente espressione

$$i_{\gamma} = (1 - 0.7 \times P_h/P_v)^5$$

essendo Ph la risultante di tutte le azioni orizzontali.

Il problema della stabilità generale della zona si presenta nelle zone in prossimità del ciglio della scarpata. Si dovrà quindi procedere alle verifiche di stabilità delle opere in corrispondenza al ciglio della scarpata anche in condizioni sismiche.

Le deformazioni delle opere a mare possono anche essere elevate in funzioni delle caratteristiche dei terreni che costituiscono gli strati di fondazione. Nel caso di opere deformabili la valutazione dei cedimenti può essere eseguita con il metodo edometrico. In terreni sabbiosi il cedimento è immediato per cui ciò non comporta problemi per la funzionalità dell'opera. Per le opere deformabili il cedimento differenziale può compromettere la funzionalità dell'opera. Per il calcolo dei cedimenti occorre tenere in conto sia le azioni verticali che quelle orizzontali dovute all'azione del moto ondoso. La progressiva dimunizione della porosità può provocare deformazioni del terreno gradualmente crescenti. Anche in questo caso il metodo utilizzato è il metodo edometrico che permette di determinare i cedimenti del terreno sotto il carico dell'opera

1.5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA

Come detto in precedenza, la verifica geotecnica relativa all'evoluzione del regime delle tensioni e dei cedimenti connesse con le reali fasi di esecuzione dell'opera in oggetto è eseguita conducendo l'analisi con un programma di calcolo particolarmente studiato per l'analisi delle deformazioni e per la stabilità delle strutture dell'ingegneria geotecnica, PLAXIS V.8, sviluppato in Olanda presso l'università di Delft, in stretta collaborazione con le università di Stuttgart (Germania), Grenoble (Francia), Oxford (Inghilterra), Graz (Austria), Colorado e Massachusetts (USA).

Il programma consente di rappresentare realisticamente il comportamento dei terreni mediante l'impiego di modelli costitutivi avanzati di tipo non lineare ed è capace di caratterizzare il loro comportamento differito nel tempo.

Inoltre, tenuto conto che il terreno è generalmente un materiale multifase, è possibile tenere conto delle pressioni idrostatiche dovute alla presenza di acqua.

Poichè la progettazione geotecnica generalmente prevede la realizzazione di opere di contenimento, il programma utilizzato consente di studiare il comportamento complessivo del sistema terreno-struttura, tenendo conto delle interazione tra i due sottosistemi componenti. Si riportano in seguito le principali caratteristiche dei modelli di calcolo.

Modello ad elementi finiti

La struttura è studiata considerando il problema in stato piano di deformazione. Il modello permette la discretizzazione degli elementi caratteristici ulitizzando il metodo degli elementi finiti compatibili a comportamento non lineare. Il sistema permette la modellazione impiegando diversi tipi di elementi finiti per rappresentare i diversi componenti. In particolare:

- Terreno: è stato rappresentato mediante degli elementi finiti ha forma triangolare a 6 nodi, con 3 punti di Gauss utilizzati per le integrazioni numeriche e nei quali si valutano le tensioni. La mesh ad elementi finiti viene automaticamente costruita, una volta definite le stratificazioni del terreno, ed è possibile attuare un processo di "refinement" della mesh, in funzione degli scopi e della accuratezza richiesta.
- Paratie: si sono utilizzati elementi finiti di tipo "beam" a due nodi e 6 gradi di libertà (3 per ogni nodo, due traslazioni e una rotazione) con comportamento basato sull'ipotesi della trave di Mindlin, che tiene conto sia delle deformazioni flessionali, che di quelle taglianti, nonchè di quelle estensionali.
- Ancoraggi: si sono utilizzati elementi finiti di tipo "truss" a comportamento estensionale per modellare la parte libera dei tiranti, accoppiando un elemento finito di tipo "geotessile" per rappresentare il bulbo di ancoraggio, avente comportamento ancora estensionale. Entrambi gli elementi sono a due nodi.

Interfacce: si utilizzano per rappresentare l'interazione tra la struttura ed il terreno e tengono conto del fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia che mette in relazione la resistenza all'interfaccia (adesione e attrito della paratia) con la resistenza del terreno (coesione e angolo di attrito). Si utilizzano per esse dei particolari elementi finiti a 6 nodi di spessore nullo.

Modelli costitutivi del terreno e della struttura

Il software utilizzato prevede una modellazione costitutiva differenziata per il terreno e per i vari elementi costituenti la struttura. In particolare:

- Terreno: per esso si è assunto un comportamento elasto-plastico non lineare, con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb. In tal caso, le caratteristiche del terreno per ogni stratificazione sono costituite da:
 - coesione (c)
 - angolo di attrito interno (ϕ)
 - modulo elastico longitudinale di Young (E)
 - coeff. di contrazione laterale di Poisson (1/n)
 - Il peso per unità di volume (γ)
- Struttura: il comportamento del materiale costituente la struttura si è assunto di tipo elastico, con i seguenti parametri necessari per definirlo:
 - modulo elastico longitudinale di Young (E)
 - coeff. di contrazione laterale di Poisson (1/n)
 - area della sezione trasversale (A)
 - momento d'inerzia della sezione trasversale (I)
 - il peso per unità di area (w)

Tali parametri consentono tra l'altro di valutare la rigidezza assiale (EA) e la rigidezza flessionale (EI).

➤ Geotessile e ancoraggi: assunto il comportamento elastico, i parametri sono:

- modulo elastico longitudinale di Young (E)
- area della sezione trasversale (A)
- coeff. di contrazione laterale di Poisson (1/n)

che consentono tra l'altro di valutare la rigidezza assiale (EA)

1.6. CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE

Il calcolo delle azioni sismiche viene eseguito secondo le norme regolamentari applicando un incremento di spinta calcolato per la parete di altezza libera H con le caratteristiche del terreno riportate in precedenza. Il diagramma delle pressioni dovuto alle azioni sismiche è triangolare con il vertice in basso e la base in corrispondenza della sommità della struttura e la risultante del diagramma delle pressioni calcolate secondo il regolamento vale:

$$\delta \mathbf{F} = \gamma \times (\mathbf{k}_{\rm d} - \mathbf{k}_{\rm s}) \times \mathbf{H}^2 / 2$$

in cui:

- k_d coefficiente di spinta dinamica
- k_s coefficiente di spinta statica
- H altezza emergente della paratia.

Determinato il valore di δF si ricava il valore della pressione max p_o del diagramma di spinta:

$$p_o = 2 \times \delta F/H$$

La legge di distribuzione delle pressioni è del tipo

$$p(x) = p_0 \times x/H$$

Le formule utilizzate per il calcolo dei coefficienti di spinta sono:

- coefficiente di spinta dinamica

la formula utilizzata è dovuta a Mononobe e Okabe e tale formulazione si rifà alle teorie di Coulomb e Rankine salvo ad includere anche l'effetto delle forze di inerzia della massa di terreno in condizioni di mobilitazione incipiente.

Indicando con:

- ϕ angolo di attrito interno
- δ angolo di attrito terra-muro
- β angolo di inclinazione del paramento interno del muro con la verticale
- i angolo di inclinazione del terrapieno

- θ arctg(c)
- c = (s-2)/100
- s grado di sismicità

la relazione che esprime il coefficiente di spinta dinamica è data da

 $k_{ae} = \cos^{2}(\varphi - \theta - \beta) / [\cos(\theta) * \cos^{2}(\beta) * \cos(\delta + \delta + \theta)] * b^{2}$

in cui

$$b = 1 + \sqrt{[sen(\phi + \delta)^* sen(\phi - i - \theta)]/[cos(\delta + \beta + \theta)^* cos(i - \beta)]}$$

- coefficiente di spinta attiva

si ottiene dalla formula precedente ponendo $\theta=0$ e tale valore per $\delta=0$, i=0, $\beta=0$ coincide con il valore ottenuto con la formula di Rankine:

$$k_a = tg^2(45-\phi/2)$$

Nell'analisi di ciascuna opera è presente una tabella in cui sono determinate le azioni sismiche in funzione delle caratteristiche del terreno, dell'altezza libera e del grado di sismicità.

1.7. VERIFICHE DI STABILITÀ

Posizione del problema

La stabilità di una scarpata può essere studiata facendo riferimento a condizioni di equilibrio globale, ipotizzando cioè fenomeni di rottura che interessano volumi discreti della scarpata ed eventualmente della fondazione di opere interessate dalla scarpata stessa e determinando il margine di sicurezza rispetto a detti fenomeni.

Nel procedimento di calcolo si ammette che:

- La legge tensioni deformazioni del terreno sia del tipo rigido-plastico, tale cioè che il terreno non si deformi finchè viene raggiunta la sollecitazione di rottura per poi offrire un valore di resistenza indipendente dalla deformazione;
- Il problema sia di deformazione piana e quindi sia possibile fare riferimento alla sezione trasversale della scarpata;

- La rottura interessi il volume di terreno delimitato dal paramento della scarpata e da una superficie di forma nota, in genere di direttice circolare;
- La rottura si raggiunga contemporaneamente lungo tutta la superficie anzidetta.

Si consideri una scarpata omogenea e non interessata dal regime di pressioni neutre.

Le forze che agiscono sul volume di terreno compreso tra il paramento e l'arco di cerchio sono date dal peso del terreno, da forze esterne applicate sulla superficie e dalle reazioni che il terreno esercita attraverso la superficie di scorrimento.

Le forze agenti si possono distinguere in forze motrici, cioè il peso proprio e altre forze sulla superficie, e forze resistenti quali le reazioni normali e tangenziali lungo la superficie di scorrimento. La scarpata è stabile se:

$$\tau < \tau^*$$

dove con τ si è indicata la risultante delle azioni tangenziali sulla superficie di scorrimento e τ^* il valore limite di rottura pari a:

$$\tau^* = c + \sigma \times tg(\phi)$$

Si definisce quindi il coefficiente di sicurezza dato dal rapporto:

$$\mu = \Sigma \tau \times \delta s / \Sigma (\tau^*) \times \delta s$$

Al variare dell'arco AB il valore del rapporto μ varia e si assume come coefficiente di sicurezza il valore minimo del rapporto suddetto per la scarpata considerata.

Nel caso di scarpata costituita da più materiali si ricorre al metodo delle strisce. Il volume di terreno delimitato dal cerchio di scorrimento e dal paramento della scarpata viene suddiviso in strisce verticali. Con riferimento alla generica striscia i le forze agenti sono:

- W_i peso proprio della striscia
- $N_i = \sigma_i \times l_i$ forza reattiva in direzione normale
- $T_i = \tau_i \times l_i$ forza reattiva in direzione tangenziale
- E_i, E_{i+1} forze reattive in direzione normale sui lati

- S_i, S_{i+1} forze reattive in direzione tangenziale sui lati

Per l'equilibrio del volume complessivo di terreno dovrà essere soddisfatta la condizione di equilibrio dei momenti, che rispetto al punto O si scrive:

$$W_d = \Sigma R \times T_i = \Sigma R \times \tau_i \times l_i$$

in cui

$$W_d = \Sigma W_i$$

è il peso del volume rispetto al centro del cerchio. Si ha anche:

$$W_d = \Sigma W_i \times R \times sen(\beta_i)$$

e quindi

$$\Sigma \tau_i \times l_i = \Sigma W_i \times \text{sen}(\beta_i)$$

L'espressione del coefficiente di sicurezza si può scrivere quindi:

$$\mu = \sum \tau_i(*) \times l_i / \sum W_i \times \text{sen}(\beta_i) [1]$$

essendo $\tau_i(*) = c_i + \sigma_i \times tg(\phi_i)$

I parametri $c_i e \phi_i$ determinano la resistenza a rottura del materiale entro cui è contenuta la base della striscia. Oltre alla condizione di equilibrio dei momenti è necessario tener conto dell'equilibrio delle forze alla traslazione. A tale scopo sono stati proposti vari procedimenti tra i quali si distinguono il metodo di Fellenius e di Bishop. Il metodo di Fellenius ammette che la risultante delle forze reattive sui lati della striscia i-esima sia nulla per cui:

$$E_i + E_{i+1} + S_i + S_{i+1} = 0$$

Le forze che si considerano sulla striscia sono W_i, N_i, T_i. Considerando l'equilibrio alla traslazione normale alla base della striscia si ha:

$$N_i = W_i \times \cos(\beta_i)$$

per cui ponendo $\sigma_i = N_i/l_i = W_i \times \cos(\beta_i)/l_i$

$$\mu = \sum \left[(c_i \times b_i) / \cos(\beta_i) + W_i \times \cos(\beta_i) \times tg(\varphi_i) \right] / \sum W_i \times sen(\beta_i)$$

Il metodo di Bishop tiene conto soltanto della componente verticale delle forze in gioco per la striscia generica per cui

$$W_i + (S_i - S_{i+1}) = N_i \times \cos(\beta_i) + T_i \operatorname{sen}(\beta_i)$$

Si ammette quindi che la risultante delle forze agenti sulle facce laterali di ogni blocco nella direzione verticale sia nulla.

Il rapporto tra la sollecitazione tangenziale limite alla base della striscia e quella necessaria per l'equilibrio è dato da:

$$\tau_i(*)/\tau_i = [c_i \times l_i + N_i \times tg(\phi_i)]/T_i$$

Ricavando N_i e sostituendo i vari termini nella [1] si ottiene:

 $\mu = \sum [c_i \times b_i + W_i \times tg(\phi_i) + (S_i - S_{i-1}] \times (1/m_i) / \Sigma W_i \times sen(\beta_i)$

in cui

$$m_i = [1 + tg(\beta_i) \times tg(\varphi_i)/\mu] \times cos(\beta_i)$$

Tale espressione va risolta per tentativi in quanto μ compare in entrambi i membri dell'espressione del coefficiente di sicurezza.

Nel caso in cui nella scarpata vi sia la presenza di pressioni neutre occorre stabilire se la verifica va eseguita in condizioni drenate o non drenate. Nel caso di condizione drenata l'analisi viene svolta in termini di pressioni effettive e a tal fine occorre valutare in ogni punto della superficie di scorrimento il valore della pressione neutra u_i. L'espressione di Fellenius in tal caso diventa:

$$\mu = \sum [c_i' \times b_i / \cos(\beta_i) + (W_i - u_i \times b_i) \times \cos(\beta_i) \times tg(\phi_i)] / A$$

in cui

$$\mathbf{A} = \Sigma \mathbf{W}_i \times \operatorname{sen}(\beta_i)$$

L'espressione di Bishop diventa:

$$\mu = \Sigma[c_i' \times b_i + (W_i - u_i \times b_i) \times tg(\varphi_i)] \times 1/m_i/A$$

in cui si è trascurato in contributo di (S_i-S_{i+1}) alla valutazione di μ .

Il secondo caso, rottura in condizione non drenate, si presenta per materiali costituiti da terreni saturi molto fini ed in particolare argille sature allorquando la dissipazione delle pressione neutra è lenta rispetto al progredire delle sollecitazioni. In tal caso il calcolo deve essere sviluppato considerando il γ_{sat} e per le caratteristiche di rottura si fa riferimento alla resistenza a taglio non drenata c_u.

Codice di calcolo utilizzato

I calcoli di verifica di stabilità sono stati effettuati mediante il programma di calcolo PCSTABL6H realizzato dalla Scuola di Ingegneria Civile dellas Purdue University Indiana USA. Il software, utilizzato su personal computer, richiede l'inserimento dei dati relativi alla superficie topografica, alla geologia, alle caratteristiche dei terreni e di ogni altro elemento che abbia influenza sul pendio quali superficie piezometrica, carichi di superficie, eventuali tiranti.

Per ogni sezione calcolata il coefficiente di stabilità sono stati determinati lungo superfici circolari (Bishop) sia in condizioni statiche, che dinamiche.

L'analisi dei dati permette di definire superfici di rottura, aventi fattore di sicurezza minimo, le prime 10 delle quali sono evidenziate graficamente in fase di stampa.

Le unità di misura utilizzate sono m per le lunghezze, KN per le forze, KPa per le pressioni con la notazione che 1 kg/cmq = 100 KPa.

Gli aspetti teorici del metodo utilizzato sono stati descritti in linea generale nel paragrafo precedente.

Analisi eseguite

Sono state eseguite due tipologie di analisi:

- STATICA si considera l'opera finita in condizioni di esercizio;
- SISMICA si considera l'opera in fase di esercizio, e soggetta all'azione sismica determinata per zona sismica di 1^a ctg (ovvero per un'accelerazione orizzontale di 0.10 g).

1.8. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Trattandosi di terreni sabbiosi saturi d'acqua, in presenza di una variazione dello stato tenso-deformativo che avvenga con tale rapidità da non consentire un contemporaneo apprezzabile drenaggio dell'acqua può verificarsi il fenomeno della liquefazione delle sabbie sature.

Le condizioni di carattere geotecnico e le sollecitazioni indotte, possono in questi casi combinarsi in modo che la resistenza a taglio della sabbia diminuisca fino ad un limite inferiore che in alcuni casi può anche essere nullo.

La verifica che si esegue consiste nella determinazione del potenziale di liquefazione delle sabbie, ovvero la loro suscettività a presentare il fenomeno della liquefazione in condizioni sismiche.

La verifica può essere eseguita con diversi metodi ed in particolare vengono esposti di seguito i più comuni che possono essere utilizzati nella verifica a liquefazione.

Criterio del Chinese Building Code

Il Chinese National Code of Aseismic Design for Building (1974) presenta un metodo empirico per la valutazione della liquefacibilità di un deposito sabbioso sotto falda basato sull'utilizzo della prova SPT.

Il criterio consente di calcolare, in funzione del sisma di progetto, il numero di colpi SPT critico dello strato sabbioso con la relazione:

$$N_{cr} = N_0 * [0.90 + 0.10 * (d_s - d_w)] * \sqrt{(3/p_c)}$$

in cui:

- N_o = parametro funzione del sisma di progetto secondo la relazione empirica N_o=43.81*a_g+3 in cui a_g è l'accelerazione sismica riferita alla accelerazione di gravità;
- d_s = profondità media dello strato sabbioso saturo (m);
- $d_w =$ profondità media della falda (m);

- p_c = percentuale di fine presente d<=0.005 mm nello strato [se $p_c(\%) < 3$ porre $p_c(\%)=3$]

Il numero di colpi critico calcolato deve essere quindi confrontato con il numero di colpi effettivamente misurato: per $N_{misurato} < N_{cr}$ lo strato è liquefacibile.

Metodi semplificati

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettività alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza a taglio mobilitabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Il coefficiente di sicurezza è quindi dato da

$$\mu_1 = R/T$$
 [1.8.1]

Un deposito è suscettibile di liquefazione se il coefficiente μ_1 è minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto quali accelerazione sismica e magnitudo, mentre il valore di R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo addensamento e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con le prove penetrometriche dinamiche, statiche o con valori delle onde S ricavati da stendimenti di sismica a rifrazione. Il calcolo di T viene eseguito mediante la relazione:

$$T = 0.65 \times (a_{max}/g) \times (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}') \times r_d \times (1/MSF)$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione sismica massima;
- g è l'accelerazione di gravità 9.81 m/sec^2 ;
- σ_{vo} è la tensione totale alla profondità z dal p.c.;
- σ_{vo} ' è la tensione efficace alla profondità z del p.c.;
- r_d è un coefficiente funzione della profondità dal p.c. valutabile secondo il seguente schema:
 - $r_d = 1-0.00765 \times z$ per $z \le 9.15$ m
 - $r_d = 1.174-0.0267 \times z$ per $9.15 < z \le 23$ m
 - $r_d = 0.774 0.008 \times z$ per $23 < z \le 30$ m
 - $r_d = 0.5$ per z > 30 m

- MSF è un fattore correttivo funzione della magnitudo del sisma

Il valore MSF si può ricavare con la relazione

MSF =
$$(M/7.5)^{3.3}$$
 se M <= 7.5
MSF = $10^{2.24}/M^{2.56}$ se M > 7.5

I dati del sisma di progetto possono essere ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale. In particolare si fa riferimento alla magnitudo massima attesa nella zona sismogenetica di competenza, ricavabile dalla tabella 6 del Rapporto Conclusivo della Mappa di Pericolosità Sismica INGV.

Il calcolo da prove penetrometriche dinamiche secondo il metodo di Seed e Idriss (1982) è eseguito stimando la resistenza alla liquefazione con la seguente formula:

$$R = N_{a}/90$$

con

$$N_a = N_{spt} \times 1.7 / (\sigma_v + 0.70) + N_1$$

in cui σ_v è la tensione verticale efficace, N₁=0 se d₅₀(mm)>0.25 e N₁=7.5 se d₅₀(mm)<=0.25. Il coefficiente di sicurezza definito dalla [1.8.1] deve essere maggiore di 1.3.

Il metodo di Tokimatsu & Yoshimi, inserito nella proposta di normativa sismica del GNDT prevede che la resistenza alla liquefazione sia ottenuta con la relazione:

$$R = 0.26 \times [0.16 \times \sqrt{N_a + (0.21 \times \sqrt{N_a})^{14}})$$

in cui

$$N_a = N_{spt} * 1.7 / (\sigma_v + 0.70) + N_1$$

in cui σ_v' (kg/cmq) è la pressione verticale efficace ed N₁ si pone pari a 0 per una percentuale di fine ninore del 5% e pari a N₁=10×p_c+4 per una percentuale di fine maggiore uguale al 5%.

Il metodo di Iwasaki (1984) prevede che la resistenza alla liquefazione sia data dalla relazione:

$$R = 0.0882 \times N_{spt} \times \sqrt{(\sigma_v' + 0.70)} + 0.225 \times Log(0.35/d_{50})$$

valida per $d_{50} < 0.6$ mm. Per valori di $d_{50} >= 0.6$ mm la resistenza alla liquefazione assume il valore:

$$R = 0.0882*N_{spt}*\sqrt{(\sigma_v'+0.70)}-0.05$$

2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Lo studio geologico tecnico e subacqueo è stato curato dal Dott. Geol. Piero Merk Ricordi, facente fa parte dell'ATP incaricata per la redazione del progetto, ed è stato eseguito in ottemperanza alle *linee guida per la progettazione ed esecuzione degli interventi dell'accordo di programma quadro*, con la redazione degli elaborati [1] e [2] di cui al §1.3.

Gli studi e le conclusioni in essi riportati si sono basati sulle risultanze delle attività eseguite al fine di comprendere meglio i meccanismi che regolano la dinamica deposizionale e marina dell'area, di seguito esposte:

- 1. Rilievo batimetrico strumentale mediante DGPS con tolleranza $x,y \pm 0,50$ mt e scandaglio multibeam digitale con tolleranza $\pm 0,01$ mt, dell'area antistante il tratto di litorale interessato dal progetto stimato in circa 130 Ha.
- 2. Rilievo del profilo geomorfologico e geologico subacqueo con l'uso di metodologie dirette ed indirette.
- 3. Rilievo dei profili di riva fino alla fascia di marea, eseguiti con metodologie dirette.
- 4. Prelievo di n°6 campioni di fondale mobile e di riva e relative analisi granulometriche e sedimentologiche.
- 5. Documentazione fotografica.

2.1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO

L'area in studio ricade entro l'unità fisiografica compresa fra Capo Suvero e Capo Cozzo. In particolare, l'area in studio è localizzata all'estremità meridionale dell'unità fisiografica denominata Golfo di S. Eufemia. Tale unità fisiografica, presenta alcune subunità, inserite in questo contesto, corrispondenti sia nel settore settentrionale che meridionale, e distinte dal settore centrale costituito dal Golfo di S. Eufemia.

L'unità fisiografica si presenta come un approfondimento verso l'interno dell'area di cerniera fra il settore settentrionale della Calabria e quello meridionale dovuto all'effetto del moto ondoso e legato alla alta erodibilità delle formazioni geologiche di

età suprapliocenica e pleistocenica che si configurano tettonicamente come un settore di fossa, denominata fossa di Catanzaro, compresa fra i due bacini peritirrenici di Paola e Gioia e che interessano tutta la piana di S. Eufemia e corrono fino a Soverato sul settore Ionico.

Il diagramma di distesa libera su base geomorfologia ha evidenziato l'esposizione generale ai venti settentrionali, occidentali e nord occidentali su tutta l'unità fisiografica che rappresentano anche quelli a maggiore incidenza.

In merito alla costituzione morfologica litoranea dell'area, che interessa maggiormente ai fini della geologia subacquea, l'indagine ha reso evidente che trattasi di depositi litoranei con presenze a carattere alluvionale rappresentati dai sedimenti degli edifici alluvionali siti verso Porto Salvo e Briatico. A causa della correntometria riscontrata, non si ritiene che tali edifici alluvionali abbiano una influenza determinante sul litorale in quanto ubicati ad occidente del litorale in studio. L'osservazione delle foci dei torrenti, infatti, indica chiaramente un movimento della corrente da Est verso Ovest.

Il tratto di litorale di interesse per il presente studio si estende per circa 1.600 ml dal Porto di Vibo Marina fino alla frazione denominata Bivona e prosegue per altri 1.100 m verso la frazione di Porto Salvo per un totale di 2.700 mt di litorale.

Il sistema è costituito morfologicamente da una baia la cui tendenza evolutiva si manifesta con caratteri erosivi. Deve essere tenuto in debito conto, tuttavia, che l'andamento morfologico del litorale presenta estese zone di interventi antropici. A parte l'area del porto, si possono contare n°2 pennelli, n°6 break waters ed una barriera soffolta oltre un ulteriore pennello in fase di realizzazione e per il quale è stata condotta un'apposita mappatura del fondale.

La spiaggia associata a questa baia presenta dunque settori variabili a seconda delle strutture antropiche che vi sono state imposte e che ne condizionano le caratteristiche. Le modificazioni del litorale introdotte da tali interventi si manifestano in maniera scoordinata e talvolta hanno interferito le une con le altre, concorrendo alla formazione di zone di accumulo di sedimenti alternate ad altre ad elevata erosione, ovvero producendo fenomeni di avanzamento o arretramento differenziato del litorale. Procedendo da occidente, in frazione del Porto Salvo la dinamica del litorale appare in arretramento. Già verso Bivona si incontrano diverse barriere radenti lungo il litorale che, stante al rilevamento della linea di riva ed alla comparazione con la linea di riva rilevata in precedenza, hanno determinato una dinamica deposizionale dei sedimenti. Spostandosi ancora verso oriente la dinamica deposizionale rimane preminente su quella erosiva e si osserva come la linea di riva spesso riesca a superare le barriere di massi verso terra.

2.2. GEOLOGIA DI SUPERFICIE E STRATIGRAFIA

Lo studio geologico dell'area non può non tenere conto della geologia di superficie litoranea ed in generale di tutta l'unità fisiografica ed in particolare della geologia dei terreni presenti a monte dell'unità in studio con la quale la costituzione del fondale è intimamente connessa.

In Figura 1 è esposta la geologia di superficie dell'area litorale e dei rilievi retrostanti. In particolare, il tratto di litorale che interessa maggiormente il presente studio è costituito da un probabile livello di un sistema pliopleistocenico di terrazzamenti marini con presenze a carattere alluvionale morfologicamente più evidenti nell'entroterra.

Stratigraficamente, dall'alto verso il basso sono presenti recenti depositi di litorale di genesi marina giacenti su alluvioni recenti. Su di questi, soprattuto in corrispondenza del piccolo torrente mappato a Bivona, sono stati osservati depositi derivanti da fenomenologie di dilavamento e soliflusso che hanno interessato soprattutto le formazioni site a monte, mescolando tali prodotti con i sedimenti di genesi alluvionale.

In posizione stratigraficamente sottostante stanno le argille e silt miste a sabbie grossolane a scarsa resistenza all'erosione ed a bassa permeabilità, di età pliocenica localizzate ad occidente nella zona di Porto Salvo.

Infine, in posizione stratigraficamente inferiore, si rinvengono le formazioni metamorfiche costituite da scisti e gneiss con quarzo, mica biotite e granati a grana mista con una elevata resistenza meccanica e bassa permeabilità, localizzate topograficamente più a monte con un andamento grossomodo SW – NE.



Figura 1 – Stralcio geologico di superficie

2.3. IDROLOGIA DI SUPERFICIE

La piana costiera è caratterizzata dalla presenza di depositi sedimentari sabbio-limosi e ghiaiosi alluvionali (spesso in falda), originatesi dall'erosione, trasporto e deposito dei corsi d'acqua.

La morfologia accidentata e la varietà del paesaggio delle aree di versante sono legate principalmente alle caratteristiche litologiche delle formazioni geologiche e, in particolare, alla scarsa resistenza che le stesse oppongono all'azione erosiva delle acque di pioggia: l'azione demolitrice delle acque meteoriche si fa più evidente lungo le incisioni morfologiche caratterizzate dalla presenza di litotipi facilmente disgregabili come ad esempio, lungo la Fiumara Trainiti, lungo il Fosso Sant'Anna, lungo il Rio Varelli, e/o lungo i Fossi limitrofi ai centri abitati di Vena Media, Vena Inferiore, Longobardi e San Pietro.



Figura 2 – Situazione geolitologica nella frazione Vibo Marina

2.4. GEOMORFOLOGIA DEI SISTEMI LITORALE E SUBACQUEO.

Al fine di definire la natura morfologica del sistema in studio è stato condotto, oltre al rilevamento geologico e morfologico del litorale anche il rilievo subacqueo esteso fino al limite della frazione di Porto Salvo e, ad est, verso il nuovo pennello in costruzione.

Lo studio della fascia costiera aveva già messo in evidenza che il litorale è definibile come una spiaggia a moderata acclività morfologicamente ascrivibile ad una piattaforma di abrasione, associata ad un sistema litorale marino quaternario che il rilievo batimetrico ha consentito di delineare come una antica spiaggia attualmente sommersa fino alla isobata -6,00 mt.

Tutto il litorale presenta, in prossimità della linea di riva, uno strato di ghiaia polidimensionale misto alla parte preponderante di sabbia da media a grossolana, dovuta agli apporti idrici del sistema torrentizio presente a monte. I rilievi eseguiti hanno evidenziato che i sedimenti sabbiosi sono di genesi metamorfica e magmatica tipica del settore marino tirrenico della Calabria.

La dinamica costiera rilevata appare perfettamente compatibile con la correntometria osservata nel corso del rilevamento, che interessa tutta l'unità fisiografica in studio e che prevalentemente procede da nord a sud in modo concorde con la morfologia e la geologia rilevata.

L'analisi della morfologia del fondale evidenzia come il settore batimetricamente meno profondo, compreso fra la battigia e l'isobata –5,00 mt, si presenti molto articolato ed alterato rispetto all'andamento teorico in assenza delle turbative esistenti sia di natura antropica che di geomorfologia locale.

In particolare, mentre il settore più occidentale si presenta abbastanza regolare, sul settore orientale la batimetria è molto alterata per la presenza delle barriere già esistenti e del pennello in fase di realizzazione.

La circostanza che le prime due isobate siano più approssimate verso riva è legata sia ai corsi d'acqua presenti, sia, soprattutto verso est, all'azione di erosione contrastata dalle barre radenti che provocano un gioco di correnti prossime alla riva che fanno assumere al fondale l'attuale conformazione. In particolare, l'isobata -1,00 mt e, verso est, anche la -2,00 mt e la -3,00 mt, si approssimano localmente alla riva, il che denota in tali zone una idraulica occasionalmente turbolenta.

Nel settore più occidentale spicca la presenza di un sistema di barra soffolta naturale presso l'isobata -4,00 mt con alcuni sommi a -3,00 mt e -2,80 mt, in associazione con una fossa di levigazione piuttosto ampia e pianeggiante intorno alla isobata -5,00 mt che corre parallela da Porto Salvo fino a Bivona. Al largo di tale barra, intorno alla isobata -6,00 m inizia una approfondimento progressivo e rapido, che nei primi 500 m dalla riva interessa solo il settore occidentale e che porta la batimetria fino oltre -40 m, mentre ad 800 m dalla riva fino a circa -65 m.

Tale approfondimento non è stato riscontrato nel settore orientale, almeno entro i primi 500 m dalla riva, dove è stata misurata una profondità massima di circa –18 m. Tale sistema individua in effetti un terrazzamento subpianeggiante in cui l'antica linea di riva è grossomodo correlabile con l'isobata –6,00 m. Il pianoro posto a -4,00 m rappresenta l'antica spiaggia che progressivamente è stata sommersa con un passaggio intermedio di fase lagunare, come testimonia la fossa di levigazione retrostante la barra soffolta naturale.



Figura 3 – Modellazione DTM del fondale

2.5. SEDIMENTOLOGIA

I sopralluoghi subacquei condotti in occasione del prelievi dei campioni, hanno evidenziato che la coltre sedimentaria, abbastanza omogenea ove non disturbata da fenomeni antropici, si presenta ovunque a carattere sabbioso. Tale costituzione, tipica di genesi marina, in prossimità della riva si arricchisce della frazione ghiaiosa, talvolta anche a granulometria maggiore fino al piccolo ciottolo, generalmente alloctona, presentando una genesi di tipo metamorfica con caratteristiche morfologiche degli elementi arrotondate che denotano un chiaro indice di trasporto da altre litologie e per un lungo periodo.



Figura 4 – Costituzione sedimentologica del fondale

I dati occorrenti per la sedimentologia sono stati rilevati da una indagine condotta per la redazione del presente progetto e da una indagine eseguita dalla Nautilus per conto dell'Amministrazione Provinciale di Vibo Valentia (anno 2004) per la redazione del progetto di *"Intervento di mtigazione del rischio erosione a protezione del quartiere Pennello in località Viabo Marina"*.

I dati rilevati per il presente progetto si riferiscono, per la zona strettamente interessata dalle opere, a tre campioni CB1 (battigia) CS1 (subaqueo a quota - 9.30) e CS2 (subacqueo a quota - 3.50).

I dati desunti dallo studio eseguito dalla Nautilus si riferiscono per la zona in oggetto a cinque transetti che corrispondono alle sezione 12, 16, 20, 24, 28.

In corrispondenza di ogni transetto sono stati preklevati due campioni sulla spiaggia emersa a quota 1.50 e 0.00 e tre campioni sulla spiaggia sommersa a quota -1.00, -2.00 e -7.00 s.l.m.m.

Su questi campioni sono state condotte analisi granulometriche con la determinazione di delle percentuali di sedimento per ogni fascia di diametro distinguendo i ciottoli, le ghiaie, le sabbie e i peliti.

Sono state determinate quindi i valori dei diametri in Φ corrispondenti a valori percentili standard. Da questi valori sono stati desunti i parametri caratteristici del sedimento quali la media, la mediana, la classazione, la asimmetria e l'appuntimento.

La classificazione di Folk & Ward (1957) ci permette di definire le caratteristiche del sedimento nell'area in esame.

I risultati ottenuti hanno consentito di definire con sufficiente affidabilità il carattere sedimentologico della zona e di metterlo in relazione con la geomorfologia ricontrata, delineando così le caratteristiche del sistema in studio ed ipotizzare la sua probabile evoluzione.

Nella zona in esame per la spiaggia emersa la classazione è compresa tra il valore di 0.38 e il valore di 1.00 per cui si ha una classazione medio-alta che corrisponde ad elevata capacità selettiva dell'agente di trasporto.

Per la spiaggia sommersa la classazione è compresa tra valori di 0.4 e 0.90 che corrisponde ad una classazione media.

Per quanto riguarda l'asimmetria si rilevano valori per la spiaggia emersa che sono compresi tra -0.25 e 0.30 per cui la curva dei sedimenti si discosta dal valore medio sia in senso negativo (pèr cui verso diametri maggiori) sia in senso positivo (per cui verso diametri minori).

L'asimmetria per la spiaggia sommersa varia tra -0.25 e 0.25 per cui il comportamento della spiaggia sommersa è analogo a quello della spiaggia emersa.

L'appuntimento per la spiaggia emersa varia tra 0.80 e 1.50 per cui sono curve che vanno verso l'appuntimento. Anche per la spiaggia sommersa i risultati sono analoghi.

I materiali grossolani sono presenti in misura maggiore verso Ovest in linea con i valori registrati in battigia e tale circostanza è probabilmente influenzata fortemente dalla presenza del torrente Bivona.

In merito ai campioni più profondi, si registra una capacità selettiva dell'ambiente abbastanza omogenea, anche se il rapporto di appuntimento è leggermente maggiore ad Est e l'asimmetria presenta caratteristiche spostate verso termini più fini ad Est rispetto ad Ovest.

I risultati ottenuti con l'indagini espressamente eseguita per il lavoro in oggetto mostrano che i valori del D_{50} é pari a 0.24 mm mentre per quanto riguarda l'indagine Nautilus è pari a 0.32 mm.

Pertanto si assume come diametro D_{50} per il sedimento immerso il valore di 0.32 mm giustificato da un maggior numero di campioni analizzati.

Il sedimendo emerso è caratterizzato da valori del D₅₀ di 1.50 mm.

Il valore della deviazione standard geometrica da introdurre nei modelli per la valutazione del trasporto solido è dato da

$$\sigma g = \sqrt{(D_{84}/D_{16})}$$

Nella *Relazione Sedimentologica* si è ricavato tale valore e per i sedimenti in oggetto e si è rilevato che il valore da assumere è pari a 2.00.

2.6. DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di sedime delle opere in progetto, si fa riferimento ad analisi penetrometriche condotte su terreni di analoghe carattistiche, che, come riportato nella Relazione Geologica [2], hanno mostrato che il numero di colpi rilevato alla profondità di -1.00 rispetto al fondo è pari a:

$$N1 = 5$$
 $N2 = 7$ $N3 = 7$

Come è noto la prova penetrometrica dinamica SPT consiste nel misurare l'addensamento del terreno in base al numero di colpi necessari a produrre l'affondamento di 30 cm. Si registra quindi il numero di colpi occorrenti per far avanzare la punta conica SPT di 15 cm. Se dopo 50 colpi l'infissione è inferiore a 15 cm si registra l'infissione realizzata e si sospende la prova constatando il rifiuto all'infissione per limite strumentale. Quando il numero di colpi N1 < 50, si registra il numero di colpi N2 occorrenti per l'infissione di altri 15 cm e il numero di colpi N3 per ottenere altri 15 cm. Si assume in tal caso

$$Nspt' = N2+N3$$

cioè Nspt corrisponde al numero di colpi occorrenti per infiggere l'asta di 30 cm. Tale valore deve essere corretto per tenere conto del diverso peso della massa battente rispetto a quello standard. Il fattore di correzione è dato da:

$$cf = M1/M2$$

essendo M1 = 63.5 kg (peso della massa standard) e M2 il valore della massa utilizzata che nel nostro caso è pari a 73 kg. La profondità della prova influenza il valore di N ottenuto, in quanto al variare della profondità varia la tensione litostatica efficace con la relazione:

$$\sigma vo' = \gamma h$$

E' stato introdotto un fattore di correzione (GIBBS ed HOLTZ - 1957) ricavabile con la relazione:

$$Cn = 0.77 * log(20/\sigma'v)$$

In presenza di acqua il numero di colpi diminuisce secondo la relazione di TERZAGHI E PECK (1948) valida per sabbie fini, in cui Nw è il valore di N sotto falda:

$$Nw = 15 + 0.5 * (N - 15)$$

relazione che tiene conto della parte dell'energia che viene dissipata a causa della pressione interstiziale.

Ottenuto il numero di colpi corretto si determina il valore dell'angolo di attrito interno utilizzando la relazione introdotta dallo JAPANESE NATIONAL RAILWAY:

$$\phi = 0.3 * Nspt + 27$$

Per una valutazione del grado di addensamento medio si è fatto riferimento alla relazione proposta da MAYERHOF (1957) basata sui dati sperimentali di GIBBS ed HOLTZ (1957) che fornisce il valore della densità relativa:

$$Dr = 21*\sqrt{(Nspt/(\sigma'vo+0.7))}$$

Per valori di σ 'vo piccoli la formula è sostituita dalla relazione:

$$Dr = 21*\sqrt{(Nspt/3.5)}$$

Per quanto riguarda il modulo di elasticità E del terreno interessato, questo può essere determinato con la relazione valida sabbie e ghiaie

$$E = 1200*(Nspt+6)$$

Lo stesso modulo può essere determinato con la formula di Denver

$$E = s_1 * Nspt + s_2$$

in cui $s_1 = 7.56$ kg/cmq e $s_2 = 187.50$ kg/cmq (secondo D'Ampollonia ed altri, 1970). Il modulo edometrico si può ottenere dal modulo elastico e dal coefficiente di Poisson con la relazione:

$$E_{ed} = (1-\mu)*E/[(1-2*\mu)*(1+\mu)]$$

Nelle tabelle di seguito sono riportati i valori di Nspt ottenuti dalle prove, corretti in funzione dell'uso della punta conica, della diversa massa battente rispetto agli standard, della variazione della pressione litostatica con la profondità e per la presenza della falda. Ottenuti i valori Nspt si determina il valore dell'angolo di attrito interno φ (°), della densità relativa Dr (%), del modulo di elasticità calcolato E (kPa), del coefficiente di Poisson μ e del modulo edometrico E_{ed} (kPa).

Sulla base dei risultati ottenuti, per i terreni di sedime delle opere previste in progetto si assumono i seguenti parametri geotecnici per le analisi e le verifiche condotte nei capitoli seguenti:

Sabbie:

- peso di volume	Y	=	1.65 ton/mc
	γsat	=	1.90 ton/mc
	γ'	=	0.90 ton/mc
- coesione	С	=	0.00 kg/cmq
- angolo di attrito interno	φ	=	30°
- modulo di elasticità	Ε	=	550 kg/cmq
- coefficiente di Poisson	μ	=	0.38
- Densità relativa	Dr	=	45 %

2.6.1. <u>TABELLA DI CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE</u>

Prova (n.ro)	Prof. (ml)	γ (ton/mc)	N1	N2	N3	Nspt'	σ (kg/cmq)		
1	1.00	1.64	5	7	7	14	0.164		
- Fattori di correzione									
Prova (n.ro)	Nspt'	cf	f1	f2	f3	Nspt			
1	14.00	0.87	1.00	1.61	0.83	16.31			

- Determinazione delle caratteristiche geotecniche

Prova	ø	Dr	E1	E2	Е	μ	Eed
(n.ro)	(°)	(%)	(kPa)	(kPa)	(kPA)		(kPA)
1	31.89	45.33	26766	31077	28921	0.38	54140

Legenda

cf - fattore di correzione per peso della massa battente

f1 - fattore di correzione per l'uso del cono (0.70)

f2 - fattore di correzione per effetto della press. litostatica

f3 - fattore che tiene conto dell'influenza della falda

E1 - modulo di Young calcolato con la formula per sabbie e ghiaie

E2 - modulo di Young calcolato con la formula di Denver

3. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLE BARRIERE

3.1. PREMESSA

Il tratto di costa oggetto di intervento di progetto definitivo si sviluppa dal limite ad Est della zona Bivona fino al pennello in fase di realizzazione da parte dell'Amministrazione Provinciale.

Procedendo da Est verso Ovest si prevede la realizzazione di un pennello di lunghezza 168.50 m orientato a 43°N e di due barriere sommerse, la prima di lunghezza pari a 230 m orientata a 57°N in modo da risultare parallela alla linea di costa, la seconda di lunghezza 210 m orientata a 71°N.

Il varco tra la prima barriera e il pennello in corso di realizzazione da parte dell'Amministrazione Provinciale è pari a 50 m, il varco tra le due barriere è pari anch'esso a 50 m mentre la distanza tra l'estremità del pennello e la barriera è pari a 67 m.

Il sistema barriere – pennello ha il duplice scopo che è quello da una parte di esercitare un'azione di protezione della costa rispetto agli eventi meteomarini di maggiore intensità e dall'altra di favorire il ripascimento naturale.

In corrispondenza della foce dei torrenti si sono disposti pennelli della lunghezza di 40 m che hanno lo scopo di lasciare libera la foce stessa per il naturale deflusso delle acque. Le barriere radenti presenti saranno salpate e i massi artificiali e gli scogli naturali utilizzati per la formazione delle barriere sommerse.

La sezione tipo di progetto è costituita da una berma superiore di 10 m posta a -1.00 m s.l.m.m.; la scarpa foranea e verso terra sono costituite con pendenza 1/2 e 1/1. Sono stati utilizzati scogli naturali di 3°ctg (3.00-7.00 ton) per quelle barriere costituite integralmente con materiale di cava per la costituzione della mantellata mentre sono state previste barriere costituite da un nucleo con scogli di 2° ctg (1.00-3.00 ton) e mantellata con massi artificiali. La sezione tipo della barriera integralmente costituita da scogli naturali è riportata in fig. 5 mentre nella fig. 6 è riportata la sezione con mantellata in massi artificiali e nucleo in scogli naturali di 2° categoria.



Figura 5 - Sezione tipo della barriera in scogli naturali



Figura 6 – Sezione tipo della barriera con scogli naturali e massi

Il pennello è costituito da una parte emersa della lunghezza di 120.00 m e di una parte sommersa della lunghezza di 48.50 m. Il pennello si sviluppa con una larghezza superiore alla radice di 5.00 m, mentre la larghezza in corrispondenza dell'estremità è pari a 10.00 m. La larghezza ha uno sviluppo lineare in funzione della lunghezza. Le scarpe del pennello sono 1/1. Il pennello è costituito da scogli di 3° cat.

Le sezioni del pennello sono riportate nelle fig. 7 e 8.

Il pennello radicandosi sulla linea di riva si sviluppa fino alla batimetrica -3.00 s.l.m.m., la prima barriera si sviluppa sulla batimetrica -5.00 raggiungendo nella parte centrale la batimetrica -6.00 s.l.m.m.La seconda barriera si sviluppa sulla batimetrica -5.00 per tutto lo sviluppo della barriera.

E' sempre previsto uno strato di bonifica in corrispondenza delle barriere e dei pennelli in pietrame del peso compreso tra 5 e 50 kg.



Figura 7 – Sezione del pennello in corrispondenza del tratto ermerso



Figura 8 – Sezione del pennello in corrispondenza del tratto immerso

Al corpo delle barriere così come sopra descritto sono state attribuite le seguenti caratteristiche geotecniche:

•	pietrame	$\gamma = 1.80 \text{ ton/mc}$	$\varphi = 35^{\circ}$
•	scogli di 2° ctg	$\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$	$\varphi = 45^{\circ}$
•	scogli di 3° ctg	$\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$	$\varphi = 45^{\circ}$
•	massi parallelepipedi	$\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$	$\varphi = 45^{\circ}$

Ai terreni di fondazione si assegnano le caratteristiche geotecniche riportate nel § 2.6, ovvero:

<u>Sabbie:</u>

-	peso di volume	Y	=	1.65 ton/mc
		γsat	=	1.90 ton/mc
		γ'	=	0.90 ton/mc
-	coesione	С	=	0.00 kg/cmq
-	angolo di attrito interno	φ	=	30°
-	modulo di elasticità	Ε	=	550 kg/cmq
-	coefficiente di Poisson	μ	=	0.38
-	Densità relativa	Dr	=	45 %

3.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Di seguito sono riportate le analisi condotte per la determinazioni dei coefficienti di sicurezza allo scivolamento relativi alla sezione tipo delle barriere soffolte sopra descritte. In particolare le analisi svolte riguardano le strutture soggette alle condizioni di cimento più gravose, ovvero le barriere sommerse in condizioni di esercizio e sismiche, come di seguito riportato:

- VIBO-01: Analisi statica in condizioni di esercizio;
- VIBO-02: Analisi sismica (zona sismica di 1^a ctg accelerazione = 0.10g);

Di seguito si riportano i tabulati relativi alle verifiche di stabilità. Nelle figure in calce a ciascun tabulato, si riportano i cerchi di scivolamento indagati ed i primi 10 cerchi critici con i relativi valori dei coefficienti di sicurezza.

3.2.1. ANALISI STATICA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (VIBO-01)

** STABL6H **

by Purdue University

--Slope Stability Analysis--Simplified Janbu, Simplified Bishop or Spencer`s Method of Slices

08-09-08			
6:23pm			
C:VIBO-01.SI			
C:VIBO-01.OUT			
C:VIBO-01.PLT			

PROBLEM DESCRIPTION VIBO - PROTEZIONE LITORALE ANALISI STATICA

BOUNDARY COORDINATES

8 Top Boundaries 15 Total Boundaries

Boundary	X-Left	Y-Left	X-Right	Y-Right	Soil Type
No.	(mt)	(mt)	(mt)	(mt)	Below Bnd
1	.00	23.21	24.00	24.39	1
2	24.00	24.39	25.00	24.43	2
3	25.00	24.43	34.14	29.00	4
4	34.14	29.00	44.14	29.00	4
5	44.14	29.00	46.14	27.00	4
6	46.14	27.00	47.96	25.18	3
7	47.96	25.18	48.96	25.21	2
8	48.96	25.21	70.00	25.87	1
9	24.00	24.39	24.48	23.91	1
10	25.00	24.43	29.29	24.57	2
11	29.29	24.57	34.14	27.00	3
12	34.14	27.00	46.14	27.00	3
13	29.29	24.57	47.96	25.28	2
14	24.48	23.91	48.44	24.70	1
15	48.44	24.70	48.96	25.21	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

4 Type(s) of Soil

Soil	Total	Saturated	Cohesion	Friction	Pore	Pressure	Piez.
Туре	Unit Wt.	. Unit Wt.	Intercept	Angle	Pressure	Constant	Surface
No.	(pcf)	(pcf)	(psf)	(deg)	Param.	(psf)	No.
1	16.5	19.0	.0	30.0	.00	.0	1
2	18.0	19.0	.0	35.0	.00	.0	1
3	20.0	20.0	.0	45.0	.00	.0	1
4	20.0	20.0	.0	45.0	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.80

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point	X-Water	Y-Water
No.	(mt)	(mt)
1	.00	30.00
2	70.00	30.00

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

400 Trial Surfaces Have Been Generated.

20 Surfaces Initiate From Each Of 20 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 10.00 mt. and X = 24.00 mt.

Each Surface Terminates Between X = 26.00 mt.and X = 45.00 mt.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is $\rm Y$ = 2.00 mt.

1.00 mt. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

 \star \star Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method \star \star

Failure Surface Specified By 13 Coordinate Points

Point 2	K-Surf	Y-Surf			
No.	(mt)	(mt)			
1	22.53	24.32			
2	23.45	23.94			
3	24.42	23.69			
4	25.42	23.58			
5	26.41	23.61			
6	27.40	23.78			
7	28.35	24.09			
8	29.25	24.52			
9	30.09	25.07			
10	30.83	25.74			
11	31.48	26.50			
12	32.01	27.35			
13	32.35	28.11			
Circle Center	At.X =	25.7 : Y =	30.7	and Radius.	7.2
		, _			
* * *	2.077	* * *			

2.077 ***

Failure Surface Specified By 13 Coordinate Points

Poin [.] No.	t 2	K-Surf (mt)	Y-Surf (mt)			
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13		23.26 24.23 25.22 26.22 27.21 28.19 29.13 30.03 30.86 31.62 32.30 32.88 33.31	24.35 24.10 23.96 23.94 24.04 24.26 24.60 25.05 25.60 26.25 26.98 27.80 28.59			
Circle	Center	At X =	25.9 ; Y =	32.2	and Radius,	8.3

* * * 2.103 ***

Failure Surface Specified By 18 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (mt)	Y-Surf (mt)
1	21.79	24.28
2	22.72	23.93
3	23.69	23.65

4	24.67	23.47
5	25.66	23.37
6	26.66	23.36
7	27.66	23.44
8	28.65	23.60
9	29.62	23.85
10	30.56	24.19
11	31.47	24.60
12	32.34	25.10
13	33.16	25.67
14	33.93	26.31
15	34.63	27.01
16	35.28	27.78
17	35.85	28.60
18	36.09	29.00

Circle Center At $X = 26.3$; $Y = 34.7$ and	d Radius,	11.3
--	-----------	------

*** 2.107 ***

Failure Surface Specified By 14 Coordinate Points

Point X	X-Surf	Y-Surf			
No.	(mt)	(mt)			
1	21.79	24.28			
2	22.70	23.86			
3	23.65	23.56			
4	24.63	23.39			
5	25.63	23.35			
6	26.63	23.44			
7	27.60	23.67			
8	28.54	24.02			
9	29.42	24.49			
10	30.23	25.08			
11	30.96	25.77			
12	31.59	26.54			
13	32.10	27.40			
14	32.43	28.15			
Circle Center	At X =	25.4 ; Y =	30.9	and Radius,	7.5
* * *	2.139	* * *			

Failure Surface Specified By 11 Coordinate Points

Point	X-Surf	Y-Surf	
No.	(mt)	(mt)	
1	24.00	24.39	
2	24.94	24.05	
3	25.93	23.88	
4	26.93	23.88	
5	27.91	24.07	
6	28.84	24.43	
7	29.70	24.94	
8	30.45	25.60	
9	31.07	26.39	
10	31.54	27.27	
ΤT	31.70	21.18	

Circle Center At X = 26.4; Y = 29.5 and Radius, 5.6

*** 2.152 ***

Failure Surface Specified By 19 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (mt)	Y-Surf (mt)
1	21.05	24.25
2	22.00	23.91
3	22.96	23.65
4	23.94	23.47
5	24.94	23.36

6	25,94	23.33			
7	26.94	23.38			
8	27.93	23.50			
9	28.91	23.71			
10	29.87	23.98			
11	30.81	24.33			
12	31.71	24.76			
13	32.58	25.25			
14	33.41	25.81			
15	34.19	26.43			
16	34.93	27.11			
17	35.61	27.84			
18	36.23	28.63			
19	36.47	29.00			
Circle Center	At X = 2	5.8 ; Y =	36.2	and Radius,	12.9

*** 2.161 ***

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (mt)	Y-Surf (mt.)			
	(()			
1	23.26	24.35			
2	24.18	23.95			
3	25.15	23.74			
4	26.15	23.74			
5	27.13	23.95			
6	28.05	24.35			
7	28.85	24.94			
8	29.52	25.69			
9	30.01	26.56			
10	30.16	27.01			
Circle Cent	er At X =	25.7 ; Y =	28.5	and Radius,	4.8

*** 2.224 ***

Failure Surface Specified By 18 Coordinate Points

Point	5 X	K-Surf	Y-Surf				
No.		(mt)	(mt)				
1		23.26	24.35				
2		24.16	23.92				
3		25.10	23.57				
4		26.07	23.32				
5		27.06	23.17				
6		28.06	23.12				
7		29.06	23.17				
8		30.05	23.32				
9		31.01	23.57				
10		31.95	23.91				
11		32.85	24.35				
12		33.71	24.87				
13		34.50	25.48				
14		35.23	26.16				
15		35.89	26.91				
16		36.47	27.73				
17		36.96	28.60				
18		37.14	29.00				
Circle	Center	At X =	28.1 ; Y =	33.1	and Radi	us,	10.0

*** 2.225 ***

Failure Surface Specified By 14 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (mt)	Y-Surf (mt)
1	21.79	24.28
2	22.67	23.80
3	23.60	23.45

4	24.58	23.25		
5	25.58	23.19		
6	26.58	23.28		
7	27.55	23.51		
8	28.48	23.89		
9	29.34	24.40		
10	30.12	25.02		
11	30.79	25.76		
12	31.35	26.59		
13	31.78	27.49		
14	31.91	27.88		
Circle Center	At $X = 25$	5;Y= 30.	0 and Radius, 6.	. 8
* * *	2.228 ***			

Failure Surface Specified By 18 Coordinate Points

Point		X-Surf	-	Y-3	Surf				
No.		(mt)		(r	nt)				
1		21.05)	24	1.25				
2		22.03	3	24	1.03				
3		23.02	2	23	3.88				
4		24.01		23	3.79				
5		25.01		23	3.78				
6		26.01		23	3.83				
7		27.01		23	3.95				
8		27.99)	24	4.13				
9		28.96	5	24	1.38				
10		29.91		24	1.70				
11		30.83	3	25	5.07				
12		31.73	3	25	5.51				
13		32.60)	26	5.01				
14		33.43	3	26	5.56				
15		34.22	2	27	7.17				
16		34.97		27	7.84				
17		35.68	3	28	3.55				
18		36.07	1	29	9.00				
Circle	Center	At X	= 2	4.8	; Y	=	38.7	and	







VIBO - PROTEZIONE LITORALE ANALISI STATICA

Figura 7 – Analisi Statica – 10 cerchi critici e relativi coefficienti di sicurezza

3.2.2. <u>ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE (VIBO-02)</u>

** STABL6H ** by Purdue University

--Slope Stability Analysis--Simplified Janbu, Simplified Bishop or Spencer`s Method of Slices

Run Date:	08-09-08
Time of Run:	6:25pm
Run By:	
Input Data Filename:	C:VIBO-02.SI
Output Filename:	C:VIBO-02.OUT
Plotted Output Filename:	C:VIBO-02.PLT

PROBLEM DESCRIPTION VIBO - PROTEZIONE LITORALE ANALISI SISMICA

BOUNDARY COORDINATES

8 Top Boundaries 15 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (mt)	Y-Left (mt)	X-Right (mt)	Y-Right (mt)	Soil Type Below Bnd
1	.00	23.21	24.00	24.39	1
2	24.00	24.39	25.00	24.43	2
3	25.00	24.43	34.14	29.00	4
4	34.14	29.00	44.14	29.00	4
5	44.14	29.00	46.14	27.00	4
6	46.14	27.00	47.96	25.18	3
7	47.96	25.18	48.96	25.21	2
8	48.96	25.21	70.00	25.87	1
9	24.00	24.39	24.48	23.91	1
10	25.00	24.43	29.29	24.57	2
11	29.29	24.57	34.14	27.00	3
12	34.14	27.00	46.14	27.00	3
13	29.29	24.57	47.96	25.28	2
14	24.48	23.91	48.44	24.70	1
15	48.44	24.70	48.96	25.21	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

4 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (pcf)	Saturated Unit Wt. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (psf)	Piez. Surface No.
1	16.5	19.0	.0	30.0	.00	.0	1
2	18.0	19.0	.0	35.0	.00	.0	1
3	20.0	20.0	.0	45.0	.00	.0	1
4	20.0	20.0	.0	45.0	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.80

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point	X-Water	Y-Water
No.	(mt)	(mt)
1	.00	30.00
2	70.00	30.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .100 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient

Of .000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = .0 psf

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

400 Trial Surfaces Have Been Generated.

20 Surfaces Initiate From Each Of 20 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 10.00 mt. and X = 24.00 mt.

Each Surface Terminates Between X = 26.00 mt. and X = 45.00 mt.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is $~\rm Y$ = ~2.00 mt.

1.00 mt. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

 * * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 13 Coordinate Points

Point	X-Surf	Y-Surf
No.	(mt)	(mt)
1	22.53	24.32
2	23.45	23.94
3	24.42	23.69
4	25.42	23.58
5	26.41	23.61
6	27.40	23.78
7	28.35	24.09
8	29.25	24.52
9	30.09	25.07
10	30.83	25.74
11	31.48	26.50
12	32.01	27.35
13	32.35	28.11

Circle Center At X = 25.7; Y = 30.7 and Radius, 7.2

*** 1.324 ***

Failure Surface Specified By 18 Coordinate Points

Point No.	5 2	K−Sı (mt	urf E)		Y-Su (mt	urf :)							
1		21.	.79		24.	28							
2		22.	.72		23.	93							
3		23.	. 69		23.	65							
4		24.	. 67		23.	47							
5		25.	.66		23.	37							
6		26.	.66		23.	36							
7		27.	.66		23.	44							
8		28.	.65		23.	60							
9		29.	. 62		23.	85							
10		30.	.56		24.	19							
11		31.	.47		24.	60							
12		32.	.34		25.	10							
13		33.	.16		25.	67							
14		33.	.93		26.	31							
15		34.	.63		27.	01							
16		35.	.28		27.	78							
17		35.	.85		28.	60							
18		36.	.09		29.	00							
Circle	Center	At	Х =	26	.3;	Y	=	34.7	a	nd	Radi	us,	11.3

*** 1.329 ***

Failure Surface Specified By 19 Coordinate Points

Point	X-Surf	Y-Surf
No.	(mt)	(mt)
1	21.05	24.25
2	22.00	23.91
3	22.96	23.65
4	23.94	23.47
5	24.94	23.36
6	25.94	23.33
7	26.94	23.38
8	27.93	23.50
9	28.91	23.71
10	29.87	23.98
11	30.81	24.33
12	31.71	24.76
13	32.58	25.25
14	33.41	25.81
15	34.19	26.43
16	34.93	27.11
17	35.61	27.84
18	36.23	28.63
19	36.47	29.00

Circle Center At X = 25.8; Y = 36.2 and Radius, 12.9

*** 1.345 ***

Failure Surface Specified By 14 Coordinate Points

Point	X-Surf	Y-Surf			
No.	(mt)	(mt)			
	(1110)	(1110)			
1	21.79	24.28			
2	22.70	23.86			
3	23.65	23.56			
4	24.63	23.39			
5	25.63	23.35			
6	26.63	23.44			
7	27.60	23.67			
8	28.54	24.02			
9	29.42	24.49			
10	30.23	25.08			
11	30.96	25.77			
12	31.59	26.54			
13	32.10	27.40			
14	32.43	28.15			
Circle Cer	nter At X =	25.4 ; Y =	30.9	and Radius,	7.5

*** 1.347 ***

Failure Surface Specified By 13 Coordinate Points

Point	X-Surf	Y-Surf
No.	(mt)	(mt)
1	22.26	04.25
T	23.26	24.35
2	24.23	24.10
3	25.22	23.96
4	26.22	23.94
5	27.21	24.04
6	28.19	24.26
7	29.13	24.60
8	30.03	25.05
9	30.86	25.60
10	31.62	26.25
11	32.30	26.98
12	32.88	27.80
13	33.31	28.59

*** 1.366 ***

Failure Surface Specified By 16 Coordinate Points

Point	X-Surf	Y-Surf
No.	(mt)	(mt)
No.	(mt)	(mt)
1	20.32	24.21
2	21.26	23.89
3	22.24	23.66
4	23.23	23.53
5	24.23	23.49
6	25.23	23.55
7	26.21	23.71
8	27.18	23.96
9	28.12	24.30
10	29.03	24.72
11	29.89	25.24
12	30.69	25.83
13	31.44	26.50
14	32.11	27.23
15	32.72	28.03
16	32.95	28.40

Circle Center At X = 24.1; Y = 33.9 and Radius, 10.4

*** 1.367 ***

Failure Surface Specified By 21 Coordinate Points

Point 2	X-Surf	Y-Surf			
No.	(mt)	(mt)			
1	18.84	24.14			
2	19.80	23.84			
3	20.77	23.60			
4	21.75	23.42			
5	22.75	23.31			
6	23.74	23.26			
7	24.74	23.27			
8	25.74	23.35			
9	26.73	23.49			
10	27.71	23.70			
11	28.67	23.97			
12	29.62	24.30			
13	30.54	24.68			
14	31.43	25.13			
15	32.30	25.63			
16	33.13	26.19			
17	33.92	26.80			
18	34.67	27.46			
19	35.38	28.16			
20	36.05	28.91			
21	36.11	29.00			
Circle Center	At X =	24.0 ; Y =	38.9	and Radius,	15.6
* * *	1.376	* * *			

Failure Surface Specified By 15 Coordinate Points

X-Surf	Y-Surf
(mt)	(mt)
20.32	24.21
21.24	23.84
22.21	23.57
23.19	23.40
24.19	23.35
25.19	23.40
26.18	23.55
27.14	23.82
28.07	24.18
	X-Surf (mt) 20.32 21.24 22.21 23.19 24.19 25.19 26.18 27.14 28.07

10	28.96	24.65			
11	29.79	25.21			
12	30.56	25.85			
13	31.25	26.57			
14	31.86	27.36			
15	32.29	28.07			
Circle Center	At X =	24.2 ; Y =	32.6	and Radius,	9.3
* * *	1.387	* * *			

Failure Surface Specified By 18 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (mt)	Y-Surf (mt)			
1	21.05	24.25			
2	22.03	24.03			
3	23.02	23.88			
4	24.01	23.79			
5	25.01	23.78			
6	26.01	23.83			
7	27.01	23.95			
8	27.99	24.13			
9	28.96	24.38			
10	29.91	24.70			
11	30.83	25.07			
12	31.73	25.51			
13	32.60	26.01			
14	33.43	26.56			
15	34.22	27.17			
16	34.97	27.84			
17	35.68	28.55			
18	36.07	29.00			
Circle Cer	nter At X =	24.8 ; Y =	38.7	and Radius,	14.9

*** 1.398 ***

Failure Surface Specified By 14 Coordinate Points

Point 2	X-Surf	Y-Surf			
No.	(mt)	(mt)			
1	21.79	24.28			
2	22.67	23.80			
3	23.60	23.45			
4	24.58	23.25			
5	25.58	23.19			
6	26.58	23.28			
7	27.55	23.51			
8	28.48	23.89			
9	29.34	24.40			
10	30.12	25.02			
11	30.79	25.76			
12	31.35	26.59			
13	31.78	27.49			
14	31.91	27.88			
Circle Center	At X =	25.5 ; Y =	30.0	and Radius,	6.8
* * *	1.399	* * *			



Figura 8 – Analisi Sisimica – cerchi analizzati



VIBO - PROTEZIONE LITORALE ANALISI SISMICA Ten Most Critical. C:VIBO-02.PLT 08-09-08 6:25pm

Figura 9 – Analisi Sismica – 10 cerchi critici e relativi coefficienti di sicurezza

3.3. ANALISI EVOLUTIVA AD ELEMENTI FINITI

Eseguite le verifiche di stabilità globale della barriera, ed eseguite le verifiche di stabilità idraulica della stessa opera sotto l'effetto del moto ondoso, riportate nella Relazione di Calcolo di Stabilità delle Opere di Difesa (D2), si riportano di seguito i risultati dell'analisi evolutiva della struttura al fine di determinare le variazioni dello stato tensionale e di deformazione del complesso terreno - opera in condizioni non lineari, in fase di costruzione ed esercizio.

L'analisi evolutiva è eseguita con un programma ad elementi finiti (PLAXIS V.8) e ha come fine quello di calcolare gli stati di tensione e deformazione nei terreni interessati dall'opera e controllare eventuali punti di rottura del terreno stesso.

3.3.1. FASI COSTRUTTIVE ANALIZZATE E TABULATI DI CALCOLO

Per l'analisi evolutiva del complesso terreno-opera con il metodo degli elementi finiti sono state prese in considerazione le seguenti fasi costruttive:

- fase 1 (step 5) analisi delle condizioni geostatiche allo stato di fatto;
- fase 2 (step 8) scavo per la preparazione dello scanno di base della barriera;
- fase 3 (step 11) realizzazione dello scanno di imbasamento della barriera;
- fase 4 (step 17) posa dello strato di nucleo;
- fase 5 (step 24) completamento della barriera;
- fase 6 (step 54) analisi in condizioni sismiche;

Dai grafici e dai tabulati riportati di seguito si evince che per la sezione tipo indagata lo spostamento verticale massimo del terreno di fondazione a regime è pari a circa 0,82 cm assolutamente compatibile con l'opera da realizzare. La tensione totale alla base dell'opera è pari a 1.07 kg/cmq, mentre la tensione effettiva è inferiore a 0.48 kg/cmq compatibili con le caratteristiche del terreno in quanto non si verificano nello stesso condizioni di rottura, come desumibile dalla verifica riportata nel par. 3.4.

Mohr-Coulomb		1	2	3	4
		Massi di 3° ctg	Sabbie	Pietrame	Massi di 2° ctg
Туре		Drained	Drained	Drained	Drained
Yunsat	[kN/m³]	20,00	16,50	18,00	20,00
γ _{sat}	[kN/m³]	20,00	19,00	20,00	20,00

Mohr-Coulomb		1	2	3	4
		Massi di 3° ctg	Sabbie	Pietrame	Massi di 2° ctg
k _x	[m/day]	1,000	1,000	1,000	1,000
k _y	[m/day]	1,000	1,000	1,000	1,000
e _{init}	[-]	0,500	0,500	0,500	0,500
c _k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E _{ref}	$[kN/m^2]$	26709,677	28846,452	26709,677	26709,677
ν	[-]	0,350	0,380	0,350	0,350
G _{ref}	[kN/m ²]	9892,473	10451,613	9892,473	9892,473
\mathbf{E}_{oed}	[kN/m ²]	42867,384	54000,000	42867,384	42867,384
c _{ref}	$[kN/m^2]$	0,00	0,00	0,00	0,00
φ	[°]	45,00	30,00	35,00	45,00
Ψ	[°]	15,00	0,00	5,00	15,00
Einc	$[kN/m^2/m]$	0,00	0,00	0,00	0,00
y _{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000	0,000
C _{increment}	$[kN/m^2/m]$	0,00	0,00	0,00	0,00
T _{str.}	$[kN/m^2]$	0,00	0,00	0,00	0,00
R _{inter.}	[-]	0,67	0,67	0,67	0,67
Interface	_	Neutral	Neutral	Neutral	Neutral
permeability					

Tabella 1 - Caratteristiche dei terreni

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
Condizioni geostatiche	1	0	Plastic	Total multipliers	1	5
Scavo	2	1	Plastic	Staged construction	6	8
Pietrame di imbasamento	3	2	Plastic	Staged construction	9	11
Barriera 1/2	4	3	Plastic	Staged construction	12	17
Barriera 2/2	5	4	Plastic	Staged construction	18	24
Sisma	6	5	Plastic	Total multipliers	25	54

Tabella 2 - Fasi di calcolo

Ph-No.	Active clusters	Inactive clusters	Active beams	Active geotextiles	Active anchors
0	1, 2.	3, 4.			
2	1.	2, 3, 4.			
3	1, 2.	3, 4.			
4	1, 2, 4.	3.			
5	1, 2, 3, 4.				

Tabella 3 - Staged construction info

Ph-No.	Additional steps	Reset displacements	Ignore undrained	Delete intermediate
		to zero	behaviour	steps
1	250	No	No	Yes
2	250	Yes	No	Yes
3	250	No	No	Yes
4	250	No	No	Yes
5	250	No	No	Yes
6	250	No	No	Yes

Tabella 4 - Control parameters 1



Figura 10 - Geometria e terreni



Figura 11 - Plot of effective stresses (mean shadings) - step no: 5 - (phase: 1)







Figura 13 - Plot of effective stresses (mean shadings) - step no: 8 - (phase: 2)







Figura 15 - Plot of effective stresses (mean shadings) - step no: 11 - (phase: 3)





Figura 17 - Plot of effective stresses (mean shadings) - step no: 17 - (phase: 4)







Figura 19 - Plot of effective stresses (mean shadings) - step no: 24 - (phase: 5)



Figura 21 - Plot of effective horizontal stresses Sez. A-A - step no: 24 - (phase: 5)



Figura 23 - Plot of effective shear stresses Sez. A-A - step no: 24 - (phase: 5)





Figura 2 - Plot of effective stresses (mean shadings) - step no: 54 - (phase: 6)

3.4. VERIFICA DEL TERRENO SUL PIANO DI APPOGGIO

La verifica del terreno sul piano di appoggio della barriera è eseguita controllando che lo stato tensionale che si ha in tutti i punti del piano sia compatibile con lo stato tensionale limite ottenuto con il criterio di Coulomb. Considerando il punto in cui si ha la massima tensione tangenziale, per il quale cui lo stato tensionale è definito da:

$$\sigma v = 0.48 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma o = 0.19 \text{ kg/cmq}$$

$$\tau v o = \tau o v = 0.07 \text{ kg/cmq}$$

la tensione in condizione di rottura è data dalla equazione di Coulomb

$$\tau = c + \sigma * tan(\phi)$$

in cui c è la coesione, σ è la tensione normale in corrispondenza del punto in cui si esegue la verifica e ϕ è l'angolo di attrito interno del terreno in esame. La tensione tangenziale massima è pari al raggio del Cerchio di Mohr per cui

$$\tau \max = (\sigma \sigma \sigma v)/2 = (0.48 - 0.19)/2 = 0.15 \text{ kg/cmq}$$

Tale tensione si ha in corrispondenza del centro del cerchio di Moh per cui la tensione normale vale:

$$\sigma c = (\sigma v + \sigma o)/2 = (0.48 + 0.19)/2 = 0.34 \text{ kg/cmq}$$

La tensione di rottura in corrispondenza del piano verticale, del piano orizzontale e del piano in cui si verifica la tensione tangenziale massima vale

- piano verticale $\tau r(v) = \sigma o^* tan(\varphi) = 0.19 * tan(30) = 0.11 \text{ kg/cmq}$
- piano orizzontale $\tau r(o) = \sigma v^* tan(\phi) = 0.48^* tan(30) = 0.28 \text{ kg/cmq}$
- piano $\tau max \tau r = \sigma^* tan(\phi) = 0.34^* tan(30) = 0.20 \text{ kg/cmq}$

Risultando le tensioni di rottura sempre superiore alle tensioni tangenziali determinate sul terreno per effetto del carico applicato in quanto

-	piano verticale	0.07 kg/cmq < 0.11 kg/cmq
-	piano orizzontale	0.07 kg/cmq < 0.28 kg/cmq
-	piano tmax	0.15 kg/cmq < 0.20 kg/cmq

per cui la verifica può considerarsi soddisfatta.

3.5. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Facendo riferimento a quanto riportato nel paragrafo 1.8, si esegue la verifica a liquefazione in corrispondenza dei terreni di fondazione saturi sui quali deve essere realizzata l'opera.

Come già descritto, il calcolo del potenziale di liquefazione è eseguito con diverse teorie. I risultati sono riportati per le diverse teorie nel paragrafo 3.5.1, mostrando coefficienti di sicurezza sempre soddisfacenti. Le analisi sono condotte secondo i dati riportati nella relazioni di riferimento [1], [2], [3] e [4].

3.5.1. <u>TABELLA DI VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE</u>

Caratteristiche del sito

Profondità	z =	5,00	ml
Prof. media strato	ds =	8,00	ml
Peso dell'unità di volume	γsat =	1,90	ton/mc
Peso specifico acqua	$\gamma w =$	1,03	ton/mc
Profondità falda	zw =	0,00	ml
Prof. media falda	dw =	0,00	ml
Nspt	Nspt =	14	
d50	d50 =	0,320	mm
Perc. di fine d<0.005 mm	pc =	0,00	%
Tensione totale	$\sigma vo =$	0,95	kg/cmq
Tensione efficace	σvo' =	0,44	kg/cmq
Categoria zona sismica		1	
Acc. sismica massima	amax/g =	0,10	
Magnitudo	M =	7,29	
- Criterio del Chinese National Code			
of Aseismic Design of building			
	No =	7 381	
	$n_{c} =$	3.00	0/2
	p c =	5,00	/0
	Ncr =	12,55	

Coefficiente di sicurezza	μl =	1,12 (µl > 1.00)
- Calcolo dello sforzo di taglio indotto dal sisma		
Coeff. funz. di z	rd = rd = rd =	$(z \le 9.15)$ 0,96 m) (9.15 < z) $0,00 \le 23)$ $(23 < z \le 0,00 30)$
	rd =	$0,00 \ (z > 30)$
	rd =	(valore 0,96 assunto)
	MSF = MSF =	1,10 (M \leq 7.5) 0,00 (M > 7.5)
	MSF =	(valore 1,10 assunto)
	T =	0,12
- Calcolo della resistenza a taglio mobilitata (Seed e Idriss))	
	N1 = Na =	0,00 20,97
	R =	0,23
Coefficiente di sicurezza	μl =	1,87 (µl > 1.30)
- Calcolo della res. a taglio mobilitata (Tokimatsu & Yosh	imi)	
	N1 = Na =	0,00 20,97
	R =	0,44
Coefficiente di sicurezza	μl =	3,51
$(\mu l > 1.30 \text{ per sabbie sciolte})$ $(\mu l > 1.50 \text{ per sabbie mediamente addensate})$		
- Calcolo della res. a taglio mobilitata (Iwasaki)		
	R =	1,32
Coefficiente di sicurezza	μl =	10,65 (µl > 1.00)

4. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state riportate tutte le verifiche geotecniche occorrenti per la stabilità delle opere a mare in progetto, ovvero, in particolare delle scogliere soffolte previste.

Sono state eseguite verifiche di stabilità globale ottenendo un valore del coefficiente di sicurezza pari a 2.08 in condizioni statiche ed 1.32 in condizioni sismiche.

Le verifiche condotte con analisi ad elementi finiti di tipo evolutivo hanno evidenziato che lo stato di deformazione e di tensione, sia nelle fasi di costruzione che nella fase finale di esercizio e in condizioni sismiche, sono compatibili con l'opera da realizzare.

Infine, la verifica del potenziale di liquefazione, eseguita con diverse teorie, ha fornito in tutti i casi analizzati coefficienti di sicurezza soddisfacenti.