



REGIONE CALABRIA

Dipartimento N. 6 - Infrastrutture - Lavori Pubblici - Mobilita' Settore: Difesa del Suolo

PROGETTO PER LA SALVAGUARDIA DEL LITORALE COSTIERO

II STRALCIO - CALOPEZZATI (CS)

C.U.P. J23B18000340001 - CIG 8181782C16 - Cod. Rendis 18IR980/G1

PROGETTO DEFINITIVO

elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

TAVOLA	R6
SCALA	----
DATA	MAR.22
FILE	R6_REL_GEOT.doc
COORDINATE PROGETTO	0422/CE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI (R.T.P.):

DOTT. ING. ANTONIO DARRIGO

DOTT. ING. NICOLA RUSTICA

DOTT. ING. DOMENICO MANGANO

DOTT. ING. AGOSTINO LA ROSA

DOTT. ING. LEOPOLDO ROSSI

DOTT. ING. MANUELA BARBAGIOVANNI GASPARO

DOTT. ING. ALBERTO LO PRESTI

DOTT. ARCHEOL. TIZIANA FISICHELLA

DOTT. BIOL. SEBASTIANO CAPONE

DOTT. GEOL. PIERO MERK

c/o Sede legale: Studio D'Arrigo Via Gagini n.6 98122 Messina - Tel./Fax. 090364154 3356573963 - pec: antoniop.darrigo@ingpec.eu - mail: a.darrigo@tiscali.it

IL DIRIGENTE DEL SETTORE 6:

DOTT. ARCH. ORSOLA REILLO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

DOTT. GEOL. GIOVANNA CHIODO



Regione Calabria

Dipartimento N. 6 - Infrastrutture - Lavori Pubblici - Mobilità

Settore: Difesa del Suolo

PROGETTO PER LA SALVAGUARDIA DEL LITORALE COSTIERO

II STRALCIO – CALOPEZZATI (CS)

C.U.P. J23B18000340001 - CIG 8181782C16 - Cod. Rendis 18IR980/G1

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. GENERALITÀ	3
1.1. PREMESSA	3
1.2. NORMATIVA ADOTTATA	3
1.3. RELAZIONI DI RIFERIMENTO	4
1.4. CRITERI GENERALI SULLA GEOTECNICA DELLE OPERE MARITTIME	4
1.5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA	5
1.6. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA	7
1.6.1. <i>Calcolo geotecnico per azioni statiche</i>	7
1.6.2. <i>Calcolo geotecnico in presenza di azioni sismiche</i>	9
1.7. CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE	9
1.8. CARICO LIMITE	14
1.9. VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	15
2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	18
2.1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO	18
2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE E LITOLOGIA	21
2.3. DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	23
3. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLE OPERE IN PROGETTO	25
3.1. PREMESSA	25
3.2. FASI COSTRUTTIVE ED ANALISI EVOLUTIVA AD ELEMENTI FINITI	26
3.2.1. <i>Tabulati di calcolo</i>	28
3.3. VERIFICA DEL TERRENO SUL PIANO DI APPOGGIO	35
3.4. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	36
4. CONCLUSIONI	37

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è stata redatta nell'ambito del Progetto Definitivo per la **“SALVAGUARDIA DEL LITORALE COSTIERO II STRALCIO – CALOPEZZATI (CS) - C.U.P. J23B18000340001 - CIG 8181782C16 - Cod. Rendis 18IR980/G1”** il cui incarico è stato affidato all'R.T.P. costituito dall'Ing. A. D'Arrigo, ing. Nicola Rustica, ing. Domenico Mangano, ing. Agostino La Rosa, ing. Leopoldo Rossi, ing. Manuela Barbagioanni Gasparo, ing. Alberto Lo Presti, Dott. Geol. Piero Merk, Dott. Archeol. Tiziana Fisichella e Dott. Biol. Sebastiano Capone. Con Decreto dell'Ufficio Commissariale n. 143 del 22.06.2018 del Commissario Delegato per la realizzazione degli interventi di mitigazione del rischio idrogeologico per la Regione Calabria è stato approvato il *“Secondo Decreto di Avvalimento relativo agli interventi previsti dall'Accordo di Programma del 25 novembre 2010, dal I° atto Integrativo all'Accordo di Programma del 9 gennaio 2018 e dal Patto per lo sviluppo della Regione Calabria”* e che è stato individuato quale Ente Avvalso il Settore Difesa del Suolo – Dipartimento Lavori Pubblici, Infrastrutture e Mobilità, per gli interventi di cui al Cod. Rendis 18IR954/G1, 18IR776/G1 e 18IR980/G1 relativo al *Progetto preliminare per la salvaguardia del litorale costiero - II Stralcio – Calopezzati (Cs)* per un importo globale del finanziamento di € 2.000.000,00.

In particolare, nella presente relazione si trattano i seguenti temi:

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

1.2. NORMATIVA ADOTTATA

Nei calcoli si sono adottate le seguenti norme:

- **D.M. 17.01.2018:** Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- **Circ. n.7 21/01/2019 C.S.LL.PP** Istruzioni per l'applicazione

dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

1.3. RELAZIONI DI RIFERIMENTO

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

- [1] **Relazione Geologica** redatta a cura del dott. geol. Piero Merk ed allegata al presente progetto definitivo;
- [2] **Studio Geologico Geomorfologico Piano Spiaggia comunale** – Redatto da Dr. Geol. Iozzi Cataldo su incarico conferito con Determinazione n° 163 del 13/11/2017 da parte dell'Amministrazione comunale di Calopezzati;
- [3] **Report 3 – Inquadramento geomorfologico della spiaggia di Calopezzati (CS)** nell'ambito dell'Accordo tra il Commissario Straordinario della Regione Calabria e l'Università della Calabria Dipartimento DIBEST redatto a cura del dott. Geol. Rocco Dominici e del dott. Geol. Antonio Viscomi per l'intervento “Salvaguardia litorale costiero di Calopezzati” – “Progetto Preliminare per la salvaguardia del litorale costiero – Il stralcio”.

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 opere a gettata in progetto vengono assegnate le seguenti caratteristiche geotecniche:

- pietrame $\gamma = 1.80 \text{ ton/mc}$ $\varphi = 35^\circ$
- scogli $\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$ $\varphi = 45^\circ$

mentre per il terreno si fa riferimento ai risultati delle indagini in sito ed alle relazioni di riferimento [1] e [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.

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 diminuzione 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 deformabile da realizzare.

1.5. INTERAZIONE TERRENO - STRUTTURA

La analisi 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, 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.

Poiché 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 dell'interazione tra i due sottosistemi componenti. Si riportano di 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 utilizzando 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: può essere rappresentato mediante elementi finiti a 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 possono utilizzare 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, nonché di quelle estensionali.
- Ancoraggi: si possono utilizzare 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/opere a gettata: 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 un'eventuale struttura qualora presente 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. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

1.6.1. CALCOLO GEOTECNICO PER AZIONI STATICHE

Le verifiche geotecniche delle strutture soggette ad azioni non sismiche devono essere eseguite agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE).

La verifica allo SLU è rispettata se:

$$E_d \leq R_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto delle resistenze.

Le azioni vanno assunte secondo la relazione:

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

o, in alternativa, secondo la relazione:

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

a seconda che si adotti l'Approccio 1 o l'Approccio 2 di cui si tratterà nel seguito.

La resistenza R_d è determinata in modo analitico secondo la relazione:

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

Nelle espressioni sopra riportate, γ_F sono i coefficienti parziali relativi alle azioni (Tabella 6.2.I D.M. 17/01/2018 – Tabella 1), F_k sono le azioni di calcolo, X_k sono i parametri geotecnici di progetto, γ_M sono i coefficienti parziali relativi ai parametri del terreno (Tabella 6.2.II D.M. 17/01/2018 – Tabella 2), a_d è la geometria di progetto.

	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_Q	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}

Tabella 1 - Tabella 6.2.I D.M. 17/01/2018

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
Coazione 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

Tabella 2 - Tabella 6.2.II D.M. 17/01/2018

Il calcolo di R_d dovrà, inoltre tenere conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati caso per caso dalla Norma per ciascun tipo di opera.

La verifica allo SLU deve essere attuata adottando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali da applicarsi sulle azioni ($A1$, $A2$), sui parametri geotecnici ($M1$, $M2$) e sulle resistenze ($R1$, $R2$, $R3$). Le modalità di combinazione dei coefficienti sono funzione di dell'approccio progettuale scelto tra due possibili distinti ed alternativi.

Nell'Approccio 1 si opereranno due differenti combinazioni di cui la prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale, mentre la seconda è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento geotecnico.

Nell'Approccio 2, viceversa, è prevista un'unica combinazione valida sia ai fini strutturali che geotecnici.

In particolare, le combinazioni possibili saranno sempre riconducibili alle forme:

- Approccio 1: - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)
- Approccio 2: - Combinazione unica: (A1+M1+R3)

ma potranno essere prescritti in maniera differente - caso per caso - sia i coefficienti R1, R2, R3, sia, eventualmente l'obbligo di eseguire la verifica secondo una specifica delle combinazioni sopra riportate.

La verifica allo SLE per azioni non sismiche è rispettata se:

$$E_d \leq C_d$$

in cui C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni che può portare ad una fuoriuscita dal servizio delle strutture in elevazione, da stabilirsi caso per caso.

1.6.2. CALCOLO GEOTECNICO IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Le verifiche delle strutture e geotecniche soggette ad azioni sismiche devono essere eseguite agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di danno (SLD).

In presenza di azioni sismiche, la verifica allo SLU non è dissimile da quella in assenza di sisma, ma va effettuata ponendo i coefficienti sulle azioni sempre pari a $\gamma_F = 1$ e continuando ad assumere i valori dei coefficienti parziali sui parametri geotecnici e sulle resistenze per come sono tabellati nella normativa.

La verifica allo SLD consiste nel valutare le deformazioni permanenti indotte dal sisma e nel verificare che esse siano compatibili con la funzionalità delle strutture di elevazione.

1.7. **CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE**

Nel seguito, le azioni sismiche saranno determinate secondo un approccio pseudostatico, ovvero facendola corrispondere ad un'azione statica equivalente costante nello spazio e nel tempo proporzionale alla massa sismica dell'opera, all'eventuale cuneo di terreno in stato di equilibrio limite attivo, e dagli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto. Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto della forze di gravità per un coefficiente sismico:

$$F_h = \pm k_h W$$

$$F_v = \pm k_v W$$

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli. I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v che interessano tutte le masse devono essere calcolati con le relazioni:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g)$$

$$k_v = 0.5 k_h$$

in cui a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, mentre g è l'accelerazione di gravità e β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, ed è tabellato in funzione del tipo di analisi svolta.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 3 - Coeff. di riduzione β_s per verifiche di Stabilità Globale
 Tabella 7.11.1 D.M. 17/01/2018

Nel caso di muri di sostegno, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito diventa β_m ed è pari a:

$$\beta_m = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).}$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui alle NTC 2018.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 NTC2019) e utilizzando valori di E_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Il valore di a_{max} può essere determinato in funzione delle caratteristiche sismiche del sito (a_g) e ad effetti locali legati principalmente alla stratigrafia dell'ammasso ed alla sua topografia, secondo la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Nella precedente espressione il valore di a_g - accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale - va determinato in accordo al par. 3.2 del D.M. 17/01/2018 in funzione dei seguenti elementi:

- Pericolosità Sismica di base del sito;
- Classe d'Uso dell'opera, variabile tra I e IV, con riferimento alle conseguenze di una

interruzione di operatività o di un eventuale collasso;

- Vita Nominale dell'opera (V_N), ovvero del numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo per la quale è destinata (Tab. 2.4.I D. M. 17/01/2018);
- Periodo di Riferimento (V_R), ottenuto applicando il coefficiente C_U tabellato in funzione della Classe d'Uso (Tab. 2.4.II D. M. 17/01/2018); ($V_R = V_N \cdot C_U$)
- Categoria di Sottosuolo (Tabb. 3.2.II-3.2.III D. M. 17/01/2018);
- Probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), al variare dello stato limite considerato (Tab. 3.2.I D. M. 17/01/2018).

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.

Tabella 4 - Classi d'Uso delle opera - par. 2.4.2 D.M. 17/01/2018

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

Tabella 5 - Tabella 2.4.II D.M. 17/01/2018

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

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

Tabella 6 - Tabella 2.4.I D.M. 17/01/2018

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 7 - Tabella 3.2.I D.M. 17/01/2018

(SLO – Stato limite di operatività)
 (SLD – Stato limite di danno)
 (SLV – Stato limite di salvaguardia della vita)
 (SLC – Stato limite di prevenzione del collasso)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 8 - Tabella 3.2.II D.M. 17/01/2018

Nella stessa espressione, S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018), mentre S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tabelle 3.2.III e 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 9 - Tabella 3.2.III D.M. 14/01/2008

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 10 - Tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 11 - Tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018

Nel caso in esame, si ha:

- Classe d'Uso dell'opera: Classe = II
- Vita Nominale dell'opera $V_N = 50$ anni
- Categoria di Sottosuolo Cat. = C

L'applicazione dei parametri sopra indicati ha portato, per il sito in oggetto (lat. 39.585, long. 16.820) ai risultati in termini di a_g riportati in Figura 1.

La Norma (par. 7.11.4) prevede che si utilizzi lo Stato Limite per salvaguardia della Vita per cui si ha $a_g/g = 0.194$ e $F_o = 2.374$. Ponendo inoltre:

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.42$
- Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$

si ottiene:

$$a_{max}/g = 1.42 \cdot 1.00 \cdot 0.194 = 0.276$$

per cui, i coefficienti di intensità sismica valgono:

- **Opera a gettata:** $k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0.24 \cdot 0.2760 = 0.0662$
- $k_v = \pm 0.5 k_h = 0.50 \cdot 0.0662 = 0.0331$

Nelle analisi eseguite, l'azione sismica è stata valutata in maniera automatica dal programma di calcolo, in uniformità con quanto sopra riportato, avendo provveduto ad applicare i coefficienti sopra riportati alle masse dei terreni e delle opere previste, previa caratterizzazione dei terreni in

sito, dei materiali costituenti le opere, della geometria del modello e del grado di sismicità dell'area in oggetto.

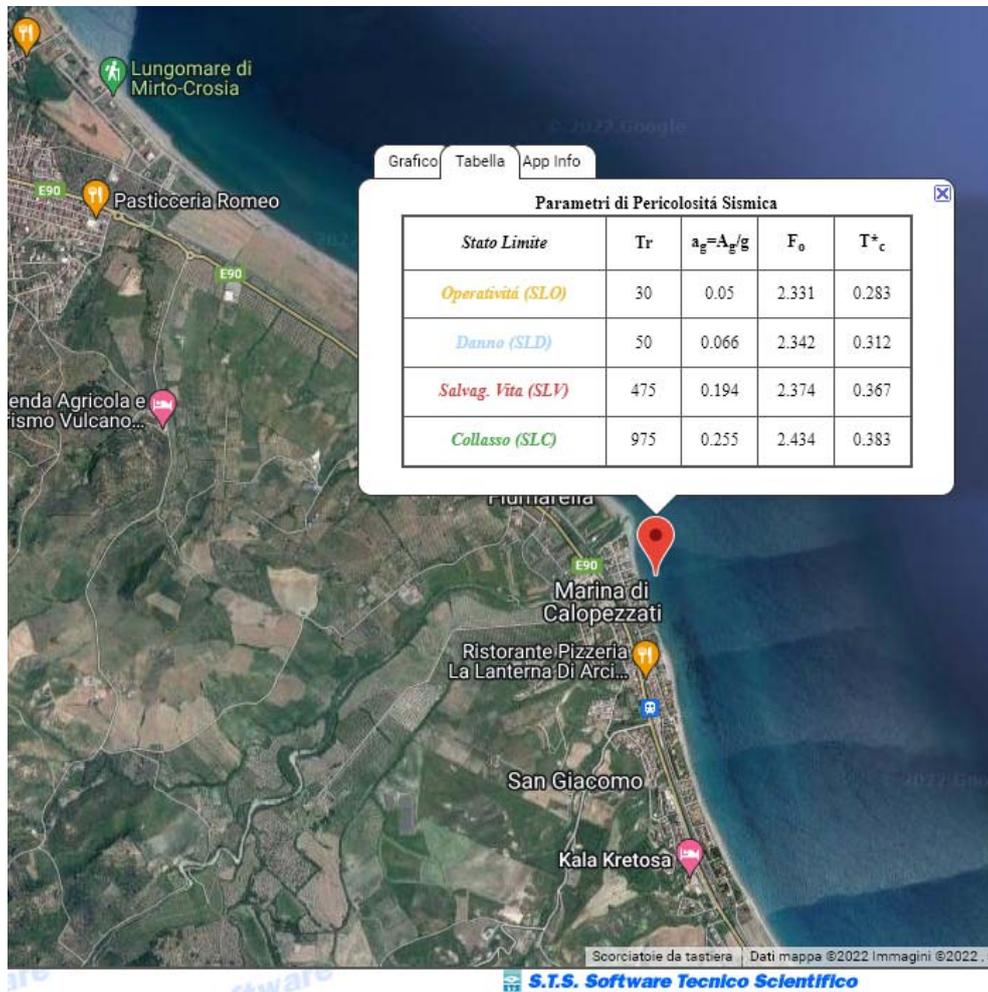


Figura 1 - Caratterizzazione sismica del sito (Dati STS Software Tecnico Scientifico)

1.8. CARICO LIMITE

Per la valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti della capacità portante del terreno di sedime delle opere, si determina il valore del carico ammissibile sul terreno di fondazione. Il carico limite per fondazioni superficiali vale:

$$q_{lim} = c \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma / 2$$

in cui c è la coesione, γ_1 il peso dell'unità di volume del materiale di riempimento, γ_2 il peso dell'unità di volume del terreno di fondazione, D l'affondamento della fondazione rispetto al piano di campagna, B la base della fondazione, N_c , N_q ed N_γ parametri adimensionali funzione dell'angolo di attrito interno. Nell'applicazione dei parametri geotecnici vanno tenuti in conto i coefficienti parziali riduttivi γ_M delle colonne $M1$ e/o $M2$ di cui al par. 1.6.1.

La portanza di calcolo del terreno per il confronto con le tensioni agenti ottenute dall'applicazione dell'Approccio 1 ($A1+M1$; $A2+M2$) o dall'Approccio 2 ($A1+M1$), si ricava dividendo il valore di q_{lim} calcolato per il coefficiente riduttivo γ_R che assume valori ($R1$, $R2$) nel caso dell'Approccio 1 ed $R3$ nel caso dell'Approccio 2, ovvero:

$$q_d = q_{lim}/\gamma_R$$

Si dovrà in ogni caso verificare che le tensioni massime sul terreno σ_{max} rispettino la seguente condizione:

$$\sigma_{max} \leq q_d$$

Da osservare infine che, come riportato nel par. 1.6.2, nel caso delle azioni sismiche le tensioni sul terreno vanno calcolate ponendo sempre $A1=A2=1,00$.

1.9. 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.

Criteria 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:

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

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 $d \leq 0.005$ 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 $N_{\text{misurato}} < N_{\text{cr}}$ 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

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

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:

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

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.;
- $\sigma_{\text{vo}'}$ 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 $z \leq 9.15 \text{ m}$
- $r_d = 1.174 - 0.0267 \times z$ per $9.15 < z \leq 23 \text{ m}$
- $r_d = 0.774 - 0.008 \times z$ per $23 < z \leq 30 \text{ m}$
- $r_d = 0.5$ per $z > 30 \text{ m}$

- MSF è un fattore correttivo funzione della magnitudo del sisma

Il valore MSF si può ricavare con la relazione

$$\text{MSF} = (M/7.5)^{3.3} \quad \text{se } M \leq 7.5$$

$$\text{MSF} = 10^{2.24/M^{2.56}} \quad \text{se } M > 7.5$$

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, $N_1=0$ se $d_{50}(\text{mm}) > 0.25$ e $N_1=7.5$ se $d_{50}(\text{mm}) \leq 0.25$. 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:

$$R = 0.26 \times [0.16 \times \sqrt{N_a} + (0.21 \times \sqrt{N_a})^{1.4}]$$

in cui

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

in cui σ_v' (kg/cmq) è la pressione verticale efficace ed N_1 si pone pari a 0 per una percentuale di fine minore del 5% e pari a $N_1=10 \times p_c + 4$ per una percentuale di fine maggiore uguale al 5%.

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

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

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

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

2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Lo studio geologico tecnico e subacqueo è stato curato dal Dott. Geol. Piero Merk Ricordi, facente parte dell'ATP incaricata per la redazione del progetto. Gli studi e le conclusioni riportati in [1] si sono basati sulle risultanze delle attività eseguite al fine di comprendere meglio i meccanismi che regolano la dinamica deposizionale e marina dell'area.

2.1. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto di studio riguarda il tratto di costa compreso nel Comune di Calopezzati al confine con quello di Crosia in prossimità del torrente Fiumarella e ricade entro l'unità fisiografica compresa fra il fiume Trionto ed il fiume Nicà, ubicata in cartografia al C.T.R. al F°230 scala 1:10.000 e nel quadrato centichilometrico UTM nella zona 33S (Figura 2).



Figura 2 - Foto satellitare dei tratti di costa interessati

In particolare la località Marina di Calopezzati è ubicata nel settore orientale del conoide di sbocco del fiume Trionto in contiguità con il litorale che si presenta lineare e solcato da alcune aste torrentizie in linea con i litorali tipici della costa ionica settentrionale della Calabria, in cui l'azione del moto ondoso è limitata nella sua componente areale dalla presenza della penisola salentina che riduce la superficie di distesa libera (fetch) consentendo così anche una sensibile riduzione

dell'efficacia dei fenomeni erosivi e consentendo anche un parziale mantenimento di spiagge più ampie in relazione alla loro esposizione.

L'unità fisiografica entro cui è ubicato il settore in studio si trova proprio in una zona complessa in cui il sistema di terrazzamenti di genesi marina quaternaria viene coperto in progradazione dai sedimenti alluvionali del fiume Trionto che però andando verso oriente lasciano spazio ai sedimenti marini tipici di trasporto litorale.

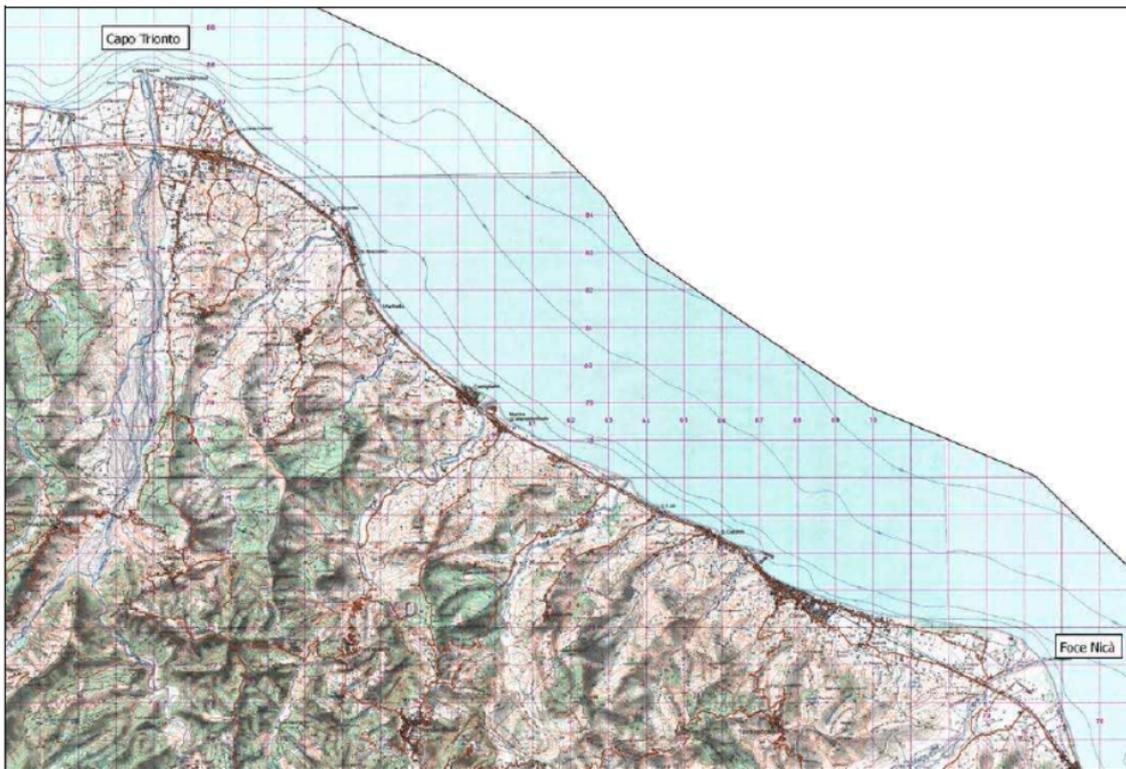


Figura 3 - Stralcio IGM relativo al tratto costiero che va da Capo Trionto fino a Foce Nicà

Tali sedimenti vengono presi in carico dai corsi d'acqua a carattere torrentizio; questo meccanismo ha provocato la formazione di una spiaggia di genesi più complessa, su cui si sono impostati alcuni abitati fra cui Mirto sul conoide e Marina di Calopezzati sul litorale, un tempo sufficientemente distanti dalla linea di riva ma che ora vengono minacciati dai fenomeni erosivi.

La costa si presenta bassa con granulometria della spiaggia emersa variabile da sabbiosa a ciottolosa soprattutto in corrispondenza dei corsi d'acqua. Si deve osservare che in questa zona non sono presenti le dinamiche tipiche dei corsi d'acqua piuttosto turbolenti tipici della Calabria ma è presente sempre un notevole trasporto solido verso la foce determinando così l'ampio conoide di sbocco come nel caso del fiume Trionto. Tali apporti solidi fanno sentire la loro influenza sulla costituzione sia granulometrica che mineralogica e petrografica dei fondali antistanti il litorale.

In merito al sito di indagine specificatamente, da un punto di vista fisiografico e geomorfologico si possono distinguere due settori.

Il primo, centro meridionale costituito da una tipica spiaggia piatta larga mediamente da 30 a 50 m nella sua configurazione attuale ma che in effetti, depurandola dagli apporti di tipo antropico può essere inquadrata nell'ambito dell'edificio alluvionale del fiume Trionto, e che, come anche rilevato nei profili di riva e dei profili subacquei costruiti in occasione di altri lavori condotti dallo scrivente, presenta acclività che degradando bruscamente dai margini dell'antico sistema di terrazzi marini in erosione siti nell'entroterra, procede poi con acclività bassa (3° - 5°) in prossimità della linea di riva e successivamente bassissima (1° - 2°) sul fondale.

Lungo la costa a sud inoltre, anche se con la discontinuità di carattere antropico rappresentata dagli edifici oggi presenti, è presente un sistema retrostante la spiaggia costituito da dune costiere di genesi eolica tipico di questo settore della Calabria. Tale sistema però si interrompe inoltrandosi nel conoide del fiume Trionto.

Diversi corsi d'acqua a carattere torrentizio e che incidono più o meno profondamente i terreni entro cui scorrono in relazione alla composizione dei terreni solcano tutto il litorale. Tutto il sistema a monte comunque è composto generalmente da grandi terrazzamenti naturali di genesi marina, con caratteristiche eluviali, incisi o fortemente incisi come nel caso del fiume Trionto, che poi si raccordano alle litologie rigide di supramonte che costituiscono le propaggini orientali dell'Altopiano Silano.

La falesia presente a monte che caratterizza tutta l'area in studio costituisce un sistema di ripa di erosione ben evidente con altezze che vanno da pochi metri ad oltre 100,0 m ed acclività talvolta anche verticali. Questa falesia è il risultato del progressivo smantellamento e arretramento del terrazzo marino quaternario individuato il cui livello topografico più basso è stato rilevato a pochi metri sott'acqua, mentre il litorale rappresentato dalla spiaggia piatta è definibile morfologicamente come una piattaforma di erosione/abrasione costituita sia da materiali asportati dal terrazzo evidenziato dalla falesia sia da materiali di genesi eolica costituenti del sistema dunale presente anch'esso nel retroterra, non tenendo conto degli apporti antropici, posto a cerniera con il sistema di terrazzamenti con i materiali costituenti l'edificio alluvionale del fiume Trionto limitrofo. Tali sedimenti sono costituiti, soprattutto in corrispondenza degli impluvi, da elementi di genesi alluvionale misti ad elementi di genesi specificatamente marina a cui occasionalmente si frammischiano elementi di genesi eolica facenti parte del complesso dunale retrostante tipico di questo settore ionica della Calabria centrale.

La spiaggia sommersa è caratterizzata da un sistema di barre alimentato dal trasporto litoraneo lungo costa connesso al Fiume Trionto, T.te Fiumarella e dal T.te Acquaniti. Quest'ultimo alimenta il sistema di barre solo in occasione di eventi meteomarini che innescano trasporto litoraneo verso NW. Il sistema di barre è caratterizzato dalla presenza di depressioni orientate parallelamente alla

costa dove spesso si possono trovare depositi pelitici. Il sistema di barre è caratterizzato dalla presenza di un importante posidonieto. I sedimenti ben classati con dimensioni medie (250-500 micron) hanno una composizione a maggiore presenza di quarzo e feldspati e minore e presenza di litici metamorfici.

2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE E LITOLOGIA

Dal punto di vista geologico, l'area è caratterizzata da tre complessi sedimentari ben definiti di età, dall'alto verso il basso, oligo-miocenica (Falda di Cariati) e mio-pliocenica poggianti su un complesso metamorfico da basso a medio grado con intrusioni di rocce plutoniche (Unità della Sila).

Questo edificio geologico è ricoperto da una copertura sedimentaria di età plio-pleistocenica che interessa tutta l'area costiera, poggiate in discordanza sulle successioni sedimentarie più antiche.

L'unità metamorfica della Sila è composta da rocce metamorfiche di alto grado, si tratta degli gneiss quarzoso-feldspatici, contenenti granati e sillimanite, localmente inglobanti livelli di marmi e filoni intrusivi pegmatitici e apolitici. L'età degli gneiss è Paleozoico inferiore-medio mentre quella dei filoni è Paleozoico superiore (Carbonifero-Permiano).

Le rocce metamorfiche di basso grado sono costituite da micascisti, porfiroidi e soprattutto filladi. Queste rocce sono riferibili alle sub-unità di Bocchigliero e Mandatoriccio di età Paleozoico inferiore-medio (Cambriano-Ordoviciano) e sono localmente ricoperte da sedimenti carbonatici e silicoclastici di età mesozoica.

La successione sedimentaria più antica è costituita da terreni alloctoni di età oligo-miocenica sovrascorsi durante il Messiniano medio-superiore – Pliocene inferiore sulle unità terrigene di età tortoniano-messiniano inferiore.

Si tratta della successione sedimentaria della Falda di Cariati costituita da depositi conglomeratici, arenacei e pelitici caratterizzati da pieghe connesse al trasporto tettonico.

La successione sedimentaria di età Serravalliana-Tortoniana - pliocenica affiora estesamente nell'area compresa tra gli abitati di San Nicola dell'Alto, Carfizzi, Cirò, Umbriatico, Campana, Scala Coeli e Pietrapaola ed è caratterizzata prevalentemente da depositi conglomeratici ed arenacei che passano verso l'alto ad arenarie e peliti con inclusioni di corpi lenticolari arenacei.

A queste rocce sedimentarie terrigene segue verso l'alto una successione sedimentaria di età messiniana-pliocenica costituita da rocce sedimentarie evaporitiche clastiche (gessareniti e ruditi gessose, gessi nodulari) e terrigene (peliti, arenarie, arenarie gessose) di età Messiniano-Pliocene più visibili in territorio di San Nicola dell'Alto a nord e Pietrapaola a sud.

La fascia costiera è caratterizzata da un'area collinare riconducibile ai terrazzi marini di età plio pleistocenica che delimitano l'area costiera pianeggiante costituita da depositi alluvionali e torrentizi, ed infine dai sistemi dunari e spiagge.

I terrazzi marini che caratterizzano l'area collinare sono costituiti da depositi prevalentemente sabbiosi e pelitici riconducibili ad ambienti costieri e lagunari associati a depositi conglomeratici riconducibili a spiagge ghiaiose e canali dei sistemi alluvionali-torrentizi ricoperti infine da sedimenti rossastri costituiti da sabbie e ciottoli di genesi continentale.

L'area pianeggiante è costituita anch'essa principalmente da depositi sabbiosi e conglomeratici derivanti dai processi d'erosione e deposizione attivi soprattutto lungo i principali corsi d'acqua come testimoniato dal ciottolame piuttosto eterogeneo presente nei depositi connessi al delta del conoide del Fiume Trionto.

Infine l'area più propriamente costiera è caratterizzata da sistemi dunari, oggi quasi completamente scomparsi o presenti solo in prossimità dei litorali a causa dei processi di antropizzazione mentre la spiaggia è costituita prevalentemente da sabbie con ghiaie concentrate in corrispondenza delle berme e nel foreshore inferiore.

Dal punto di vista litologico le formazioni presenti, dall'alto verso il basso, sono:

ac - depositi costieri mobili – Trattasi di depositi costieri di spiaggia attuali e recenti costituiti da sabbie da medie a grossolane e ciottoli arrotondati e discoidali provenienti dal disfacimento di rocce sedimentarie, metamorfiche e plutoniche;

as – depositi di retrospiaggia - dunali - sono accumuli di sedimento che si formano sui litorali in seguito all'azione prevalente dei venti, spesso combinata con l'azione delle onde di tempesta da mare e con gli eventi alluvionali da terra. I sedimenti provenienti dalla spiaggia o da corsi d'acqua limitrofi possono essere presi in carico dal vento e accumulati nel retro spiaggia, andando a formare depositi di varia estensione e forma, denominati campi dunali.

L'assetto di questi depositi è funzione delle differenti condizioni geologiche, geomorfologiche, sedimentologiche e di esposizione, oltre che climatiche.

af - depositi alluvionali-torrentizi fossili e recenti, palustri e costieri fossili. Trattasi di depositi alluvionali-torrentizi fossili ed attuali e di depositi costieri e transizionali ad essi associati. Si tratta di sedimenti terrigeni costituiti da ciottoli e sabbie grossolane ciottolose costruite dai numerosi piccoli torrenti che solcano l'area costiera e dal conoide fossile del torrente Fiumarella. Questi depositi passano lateralmente a depositi di piana alluvionale costituiti da sabbie siltose e a sabbie e ciottoli di ambiente costiero. L'eterogeneità delle caratteristiche tessiturali e soprattutto la diversa natura genetica potrebbe indicarci una più articolata suddivisione (depositi alluvionali-torrentizi, costieri fossili, piana alluvionale-torrentizia). Tuttavia la forte antropizzazione dell'area conferisce

un carattere unico di area alluvionale costiera recente urbanizzata. Questa caratterizzazione antropica determina la drastica variazione dell'equilibrio morfo-sedimentologico naturale governato da processi d'erosione e trasporto del sistema idrografico e di deposizione e rielaborazione lungo l'area costiera (spiagge, dune, conoidi e conoide).

am – alluvioni mobili, ciottolosi dei letti fluviali. Affiorano nella parte terminale dei corsi d'acqua ed intorno ed essi. Questa unità è costituita da strati da sabbie e ghiaie mal classate, variabili a secondo delle intensità delle portate del sistema idraulico.

d1 d2 - Dune eoliche mobili e stabilizzate. In realtà allo stato attuale dato l'eccessivo tasso di urbanizzazione della fascia costiera è più consono parlare di dune e sabbie eoliche stabilizzate. In questa unità sono state raggruppati i sistemi dunari stabilizzati in quanto nella maggior parte dei casi sono caratterizzati da una continuità morfologica.

Per ciò che riguarda invece le unità litologiche non presenti specificatamente nell'area in studio ma che contribuiscono all'apporto sedimentario del litorale sono presenti:

Ps⁵₃ – sabbie Giallastre. Trattasi di materiale a granulometria sabbiosa omogenea e più grossolana rispetto ai depositi sabbiosi che si trovano sulla spiaggia, ricoperte talvolta da scarsa vegetazione; si presentano friabili e facilmente erodibili, eccetto nelle parti più cementate.

Pa₃ - argille siltose da grigio-chiaro a grigio-scuro, a stratificazione non evidente. In questa unità vengono considerati anche i sedimenti che spesso sono posti alla base dei depositi Q s-cl con Q cl (Conglomerati e Conglomerati e sabbie) dai quali si differenziano per la scarsa resistenza all'erosione delle acque superficiali e per l'inconsistenza nella costruzione dei depositi alluvionali-costieri.

Q s-cl con Q cl - sabbie e conglomerati generalmente bruno-rossastri. Si tratta di depositi sabbiosi di ambiente costiero costituiti da sabbie e ciottoli con fossili coperti da sedimenti grossolani ciottolosi rossastri di ambiente continentali riferibili al Pleistocene inferiore-medio

Ma₂₋₃, Ma-ar 2-3 ed Mar-a₂₋₃ - argille marnose e silts da grigio-chiaro a giallo-brunastro con numerose e sottili intercalazioni arenacee “flysch”). Si tratta di depositi che presentano una maggiore resistenza all'erosione rispetto alle argille siltose Pa₃ e soprattutto sono caratterizzati da frequenti intercalazioni arenacee Ps₃ che costituiscono una sorgente per i depositi alluvionali e costieri.

2.3. DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Il modello meccanico studiato sul litorale può essere sinteticamente schematizzato come costituito principalmente da un corpo geologico costituito da sabbia ghiaiosa e ghiaia con sabbia per i primi metri indagati.

I terreni risultano sciolti in superficie con grado di addensamento crescente con la profondità costituiti da materiali granulari sabbia e ghiaia.

Litotipo	Profondità	Peso volume	Angolo attrito interno	Densità relativa
	m	g/cm ³	(°)	%
Sabbia ghiaiosa	0 – 1	1,66	25°	30%
Ghiaia sabbiosa	> 1	1,90	30°	45%

3. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLE OPERE IN PROGETTO

3.1. PREMESSA

Il presente studio analizza gli interventi localizzati presso il litorale di Calopezzati dove si prevede la realizzazione di un meccanismo difensivo mediante ripascimenti e pennelli emergenti dal medio mare di tipo “corto”, la cui funzionalità è stata verificata con apposita modellistica al fine di valutarne gli effetti sul tratto difeso ed in quello di sottoflutto. Tale soluzione introduce altri punti di accumulo e di erosione in aggiunta a quelli naturali e, avendo cura di radicare i pennelli in posizione tale che le zone in erosione naturale si sovrappongano con quelle di accumulo del materiale indotte dalle opere trasversali stesse e viceversa, consente di ridurre i punti critici lungo il litorale.

In particolare, sono stati pensati 5 pennelli emersi trasversali al litorale di tipo corti aventi lunghezza pari a 50 m posti ad interassi di circa 100 m disposti ortogonalmente alla linea di riva (meglio definiti come *non-diffracting*, cioè che non generano effetti di diffrazione ondosa nel loro intorno e che non inducono rilevanti variazioni di spiaggia nel sopraflutto e nel sottoflutto) e di un ripascimento artificiale di lunghezza pari a 20 m tramite il riempimento delle celle formate dai suddetti pennelli con materiale di opportuna granulometria proveniente dai tratti sovralluvionati degli alvei di fiumi e torrenti locali (Fiume Trionto) integrati da materiale derivante dagli scavi necessari all'imbasamento dei pennelli, integrando in questo modo oltre alla salvaguardia dall'erosione anche interventi di bonifica e messa in sicurezza idraulica dei suddetti corsi d'acqua.

Il tronco dei pennelli è previsto in scogli di III ctg; la testata in scogli di IV ctg. I pennelli sono emersi fino alla quota di +2,00 m.s.l.m.; le scarpate laterali sono previste con pendenza 1/1 mentre quella di testata 1/2. Non è previsto un nucleo con scogli di minore pezzatura al fine di realizzare dei pennelli permeabili, in modo da favorire la diminuzione del flusso longitudinale dei sedimenti, garantendo la permanenza del materiale grossolano sopraflutto ed al contempo la minore asportazione di detriti sabbiosi dal lato sottoflutto. Una volta insabbiati, i pennelli sono scavalcati (oltre che aggirati alla testata come i pennelli impermeabili) dal flusso dei sedimenti, permettendo il passaggio della componente granulometrica utile alla formazione della spiaggia. Questo limita l'erosione delle spiagge sottoflutto, che subiscono le conseguenze di un deficit sedimentario solo nella fase iniziale di riempimento, e lo sviluppo di una linea di riva a dente di sega.

Il materiale di ripascimento, per un quantitativo di circa 20.000 mc, sarà prelevato dal Fiume Trionto. Si è scelto di non prelevare il materiale per il ripascimento dal torrente Fiumarella perché il quantitativo di materiale sovralluvionato non è sufficiente per garantire l'avanzamento della spiaggia previsto.

Al corpo delle opere a gettata in progetto sono state attribuite le seguenti caratteristiche geotecniche:

- pietrame $\gamma = 1.80 \text{ ton/mc}$ $\varphi = 35^\circ$
- scogli naturali $\gamma = 2.00 \text{ ton/mc}$ $\varphi = 45^\circ$

Ai terreni di fondazione si assegnano le caratteristiche geotecniche riportate nel § 2.3:

Sabbie:

- peso di volume	γ	= 1.90 ton/mc
	γ_{sat}	= 2.10 ton/mc
	γ'	= 1.10 ton/mc
- coesione	c	= 0.00 kg/cmq
- angolo di attrito interno	φ	= 30°
- modulo di elasticità	E	= 550 kg/cmq
- coefficiente di Poisson	μ	= 0.38
- Densità relativa	D_r	= 45 %

3.2. FASI COSTRUTTIVE ED ANALISI EVOLUTIVA AD ELEMENTI FINITI

Eseguite le verifiche di stabilità idraulica dell'opera in progetto sotto l'effetto del moto ondoso estrapolate dal relativo elaborato allegato al presente progetto, 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) 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.

La verifica allo SLU è condotta secondo le raccomandazioni riportate nel cap. 6.8 del D.M. 17/01/2018, ovvero adottando esclusivamente la Combinazione 2 (A2+M2+R2) relativa all'Approccio 1. In tal caso avremo:

- Coeff. parziali sui carichi: $\gamma_{G1} = 1.00$ (carichi perm. sfavor. A2)
- Coeff. parz. sui parametri geotecnici: $\gamma_{\varphi'} = 1.25$ (coeff. ridutt. $\tan\varphi'_k$ M2)
 $\gamma_{c'} = 1.25$ (coeff. riduttivo c'_k M2)
 $\gamma_{c_{uk}} = 1.40$ (coeff. riduttivo c_{uk} M2)
 $\gamma_{\gamma} = 1.00$ (coeff. riduttivo γ M2)
- Coeff. parz. sulle resistenze: $\gamma_R = 1.10$ (coeff. rid. resistenze R2)

Per effetto dell'applicazione dei coefficienti M2, le caratteristiche geotecniche di calcolo del terreno di fondazione delle opere (§3.1), diventano:

- $\gamma_{M2} = 1.90/1.00 = 1.90 \text{ ton/mc}$ peso dell'unità di volume
- $c_{M2} = 0.00/1.25 = 0.00 \text{ ton/mq}$ coesione
- $\tan(\varphi)_{M2} = \tan(30^\circ)/1.25 = 0.462$
- $\varphi_{M2} = \arctg(0.462) = 24.79^\circ$ angolo di attrito

Per il pietrame di imbasamento delle opere si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

- $\gamma_P = 1.80 \text{ ton/mc}$ peso dell'unità di volume
- $c_P = 0.00 \text{ ton/mq}$ coesione
- $\varphi_P = 35^\circ$ angolo di attrito

le quali, per effetto dei coefficienti M2, divengono:

- $\gamma_{PM2} = 1.80/1.00 = 1.80 \text{ ton/mc}$ peso dell'unità di volume
- $c_{PM2} = 0.00/1.25 = 0.00 \text{ ton/mq}$ coesione
- $\tan(\varphi_{PM2}) = \tan(35^\circ)/1.25 = 0.56$
- $\varphi_{PM2} = \arctg(0.56) = 29.25^\circ$ angolo di attrito

Per le opere a gettata si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche:

- $\gamma_B = 2.00 \text{ ton/mc}$ peso dell'unità di volume
- $c_B = 0.00 \text{ ton/mq}$ coesione
- $\varphi_B = 45^\circ$ angolo di attrito

le quali, per effetto dei coefficienti M2, divengono:

- $\gamma_{BM2} = 2.00/1.00 = 2.00 \text{ ton/mc}$ peso dell'unità di volume
- $c_{BM2} = 0.00/1.25 = 0.00 \text{ ton/mq}$ coesione
- $\tan(\varphi_{BM2}) = \tan(45^\circ)/1.25 = 0.80$
- $\varphi_{BM2} = \arctg(0.80) = 38.66^\circ$ angolo di attrito

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

- fase 1 (step 1) analisi delle condizioni geostatiche allo stato di fatto;
- fase 2 (step 3) scavo per preparazione scanno di base della barriera;
- fase 3 (step 6) realizzazione scanno di imbasamento dell'opera;
- fase 4 (step 13) prima fase di realizzazione dell'opera;
- fase 5 (step 19) completamento dell'opera;
- fase 6 (step 38) analisi in condizioni sismiche;

3.2.1. TABULATI DI CALCOLO

A seguire si riporta un report relativo alle analisi condotte. L'input e l'output della struttura sono stati descritti attraverso la riproduzione di tabulati di calcolo e schemi grafici in cui sono riportati tutti i dati utili per l'individuazione della struttura stessa.

In particolare vengono riportati: lo schema geometrico del complesso terreno-struttura, i dati relativi ai terreni, le fasi di studio dell'opera con indicazione degli step di calcolo, gli stati tensionali e deformativi del terreno conseguenti alle varie fasi nonché le tensioni del terreno di sedime in corrispondenza dell'ultimazione dell'opera.

A vantaggio di sicurezza, si sono sempre utilizzati i coefficienti parziali adottati per le analisi allo SLU. Dai grafici e dai tabulati si evince che per la sezione tipo indagata lo spostamento verticale massimo del terreno di fondazione a regime è pari a circa 2,0 cm assolutamente compatibile con l'opera da realizzare. Di tale spostamento si dovrà tenere comunque conto in fase esecutiva per rispettare le quote di progetto.

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3
Type		Scogli M2	Sabbie M2	Pietrame M2
		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	19,00	18,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	22,00	21,00	21,00
k_x	[m/day]	1,000	1,000	1,000
k_y	[m/day]	1,000	1,000	1,000
e_{init}	[-]	0,500	0,500	0,500
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	26709,677	28846,452	26709,677
ν	[-]	0,350	0,380	0,350
G_{ref}	[kN/m ²]	9892,473	10451,613	9892,473
E_{oed}	[kN/m ²]	42867,384	54000,000	42867,384

Mohr-Coulomb		1	2	3
		Scogli M2	Sabbie M2	Pietrame M2
c_{ref}	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
φ	[°]	38,66	24,79	29,25
ψ	[°]	8,66	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
C_{increment}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
T_{str.}	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
R_{inter.}	[-]	0,67	0,67	0,67
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

Tabella 12 - 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	1
Scavo	2	1	Plastic	Staged construction	2	3
Pietrame di imbasamento	3	2	Plastic	Staged construction	4	6
Scogli 1/2	4	3	Plastic	Staged construction	7	13
Scogli 2/2	5	4	Plastic	Staged construction	14	19
Sisma	6	5	Plastic	Total multipliers	20	38

Tabella 13 - 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, 3.	4.			
5	1, 2, 3, 4.				

Tabella 14 - Staged construction info

Ph-No.	Displ.	Load A	Load B	Weight	Accel	Time	s-f
0	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000
1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
3	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
4	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
5	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
6	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0663	0,0000	1,0000

Tabella 15 - Total multipliers – reached values

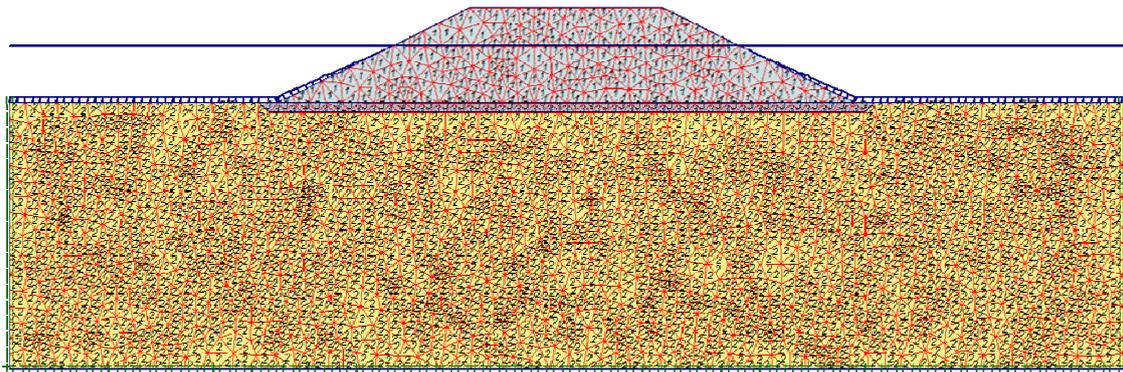


Figura 4 - Geometria e terreni

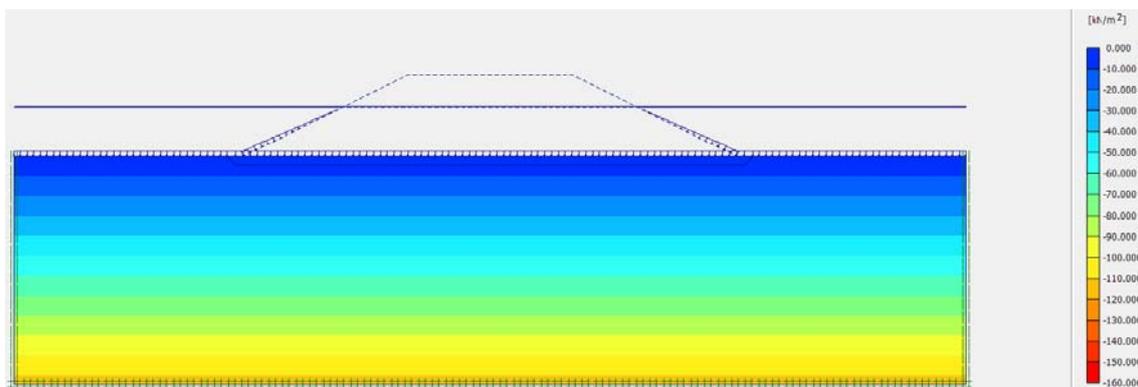


Figura 5 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 1)

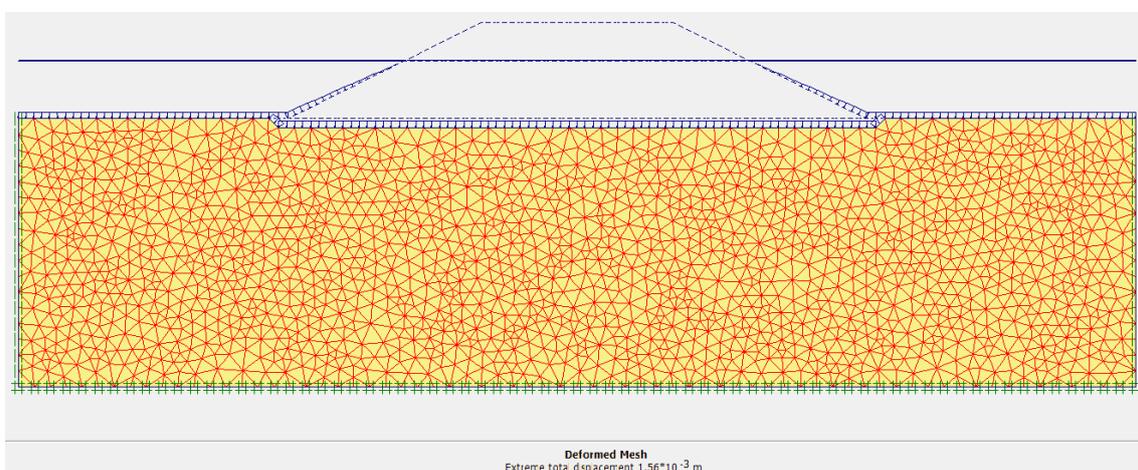


Figura 6 - Plot of deformed mesh - (phase: 2)

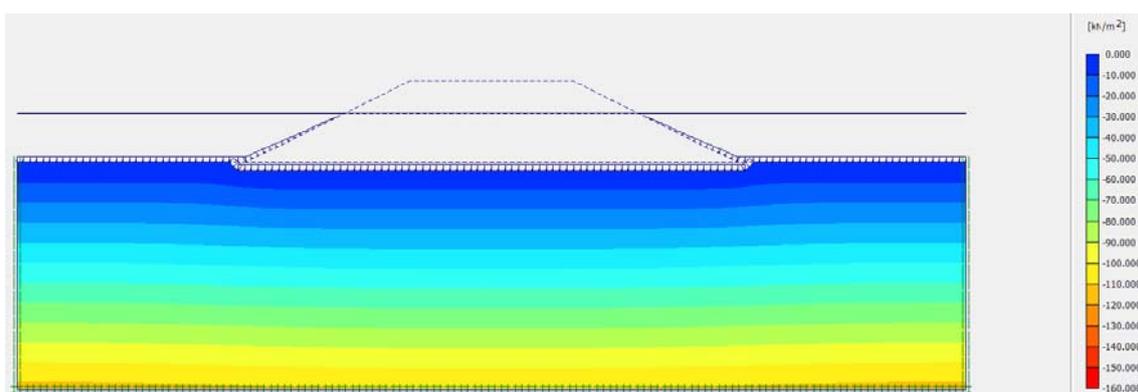


Figura 7 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 2)

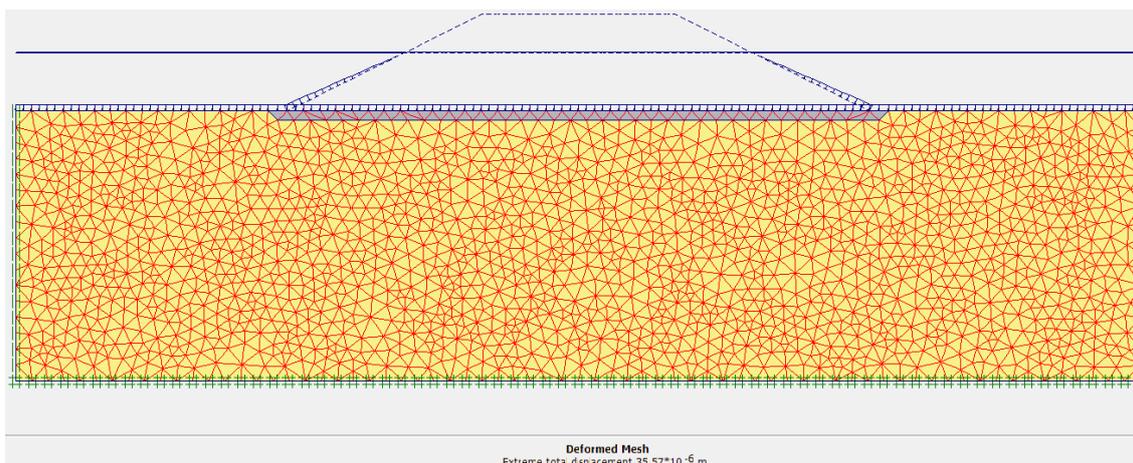


Figura 8 - Plot of deformed mesh - (phase: 3)

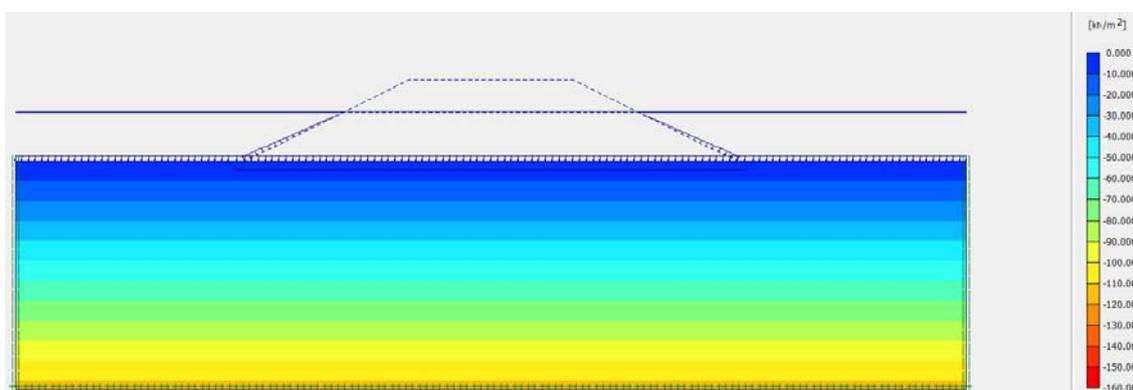


Figura 9 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 3)

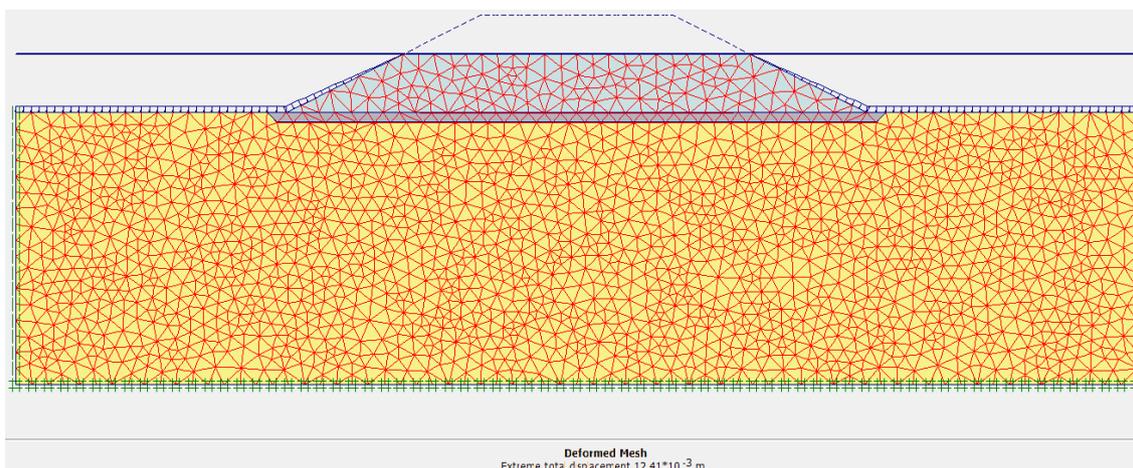


Figura 10 - Plot of deformed mesh - (phase: 4)

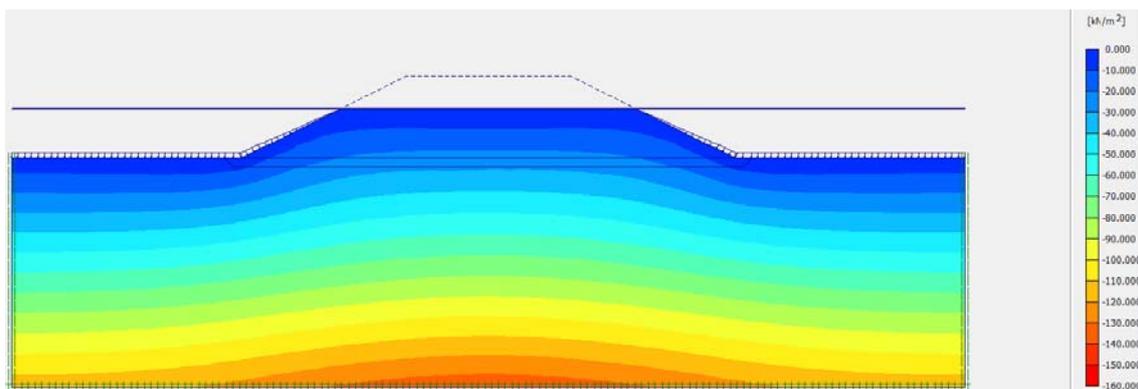


Figura 11 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 4)

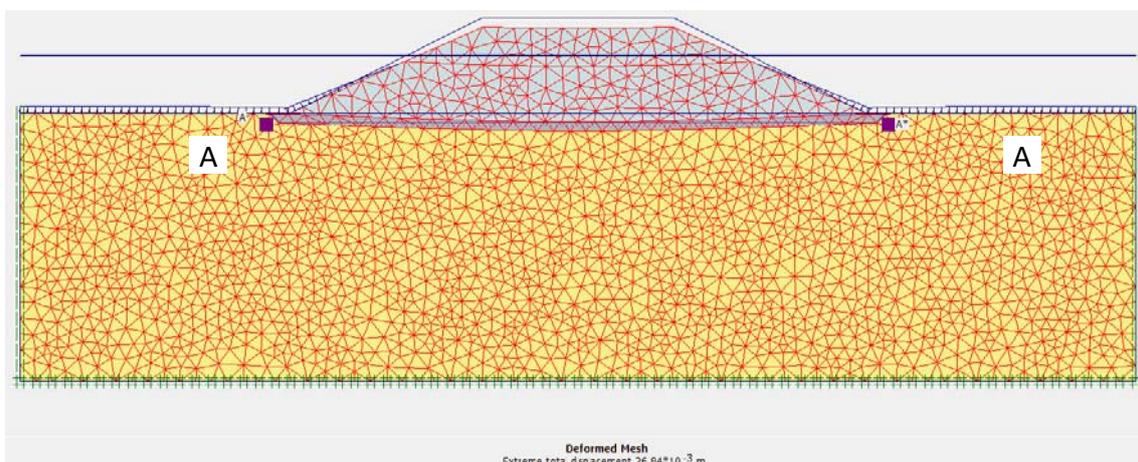


Figura 12 - Plot of deformed mesh - (phase: 5)

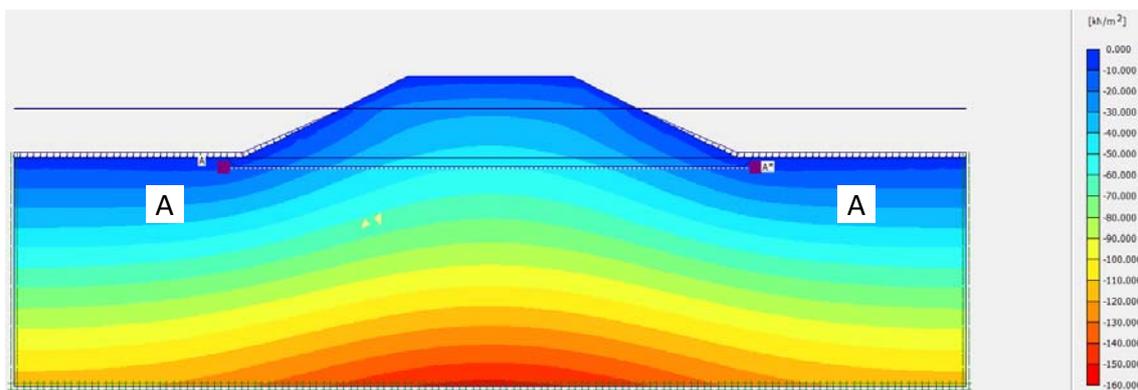


Figura 13 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 5)

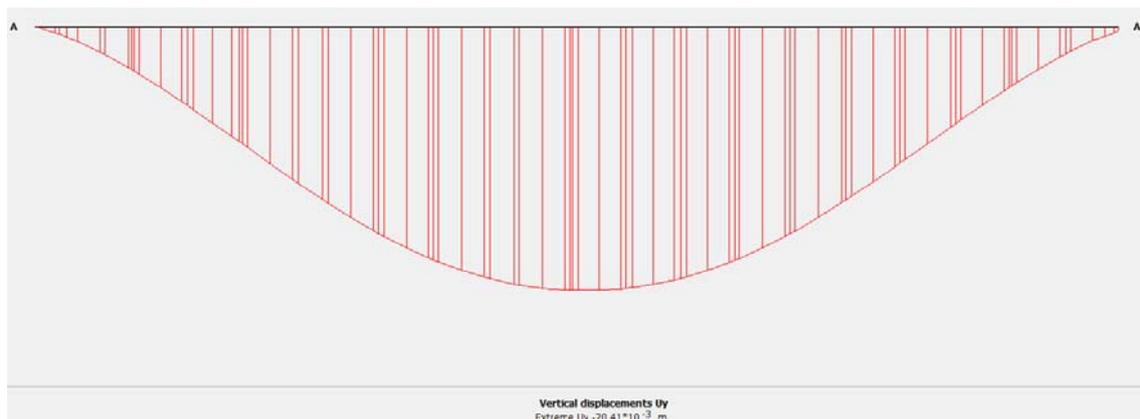


Figura 14 - Vertical displacements U_y Sez. A-A - (phase: 5)

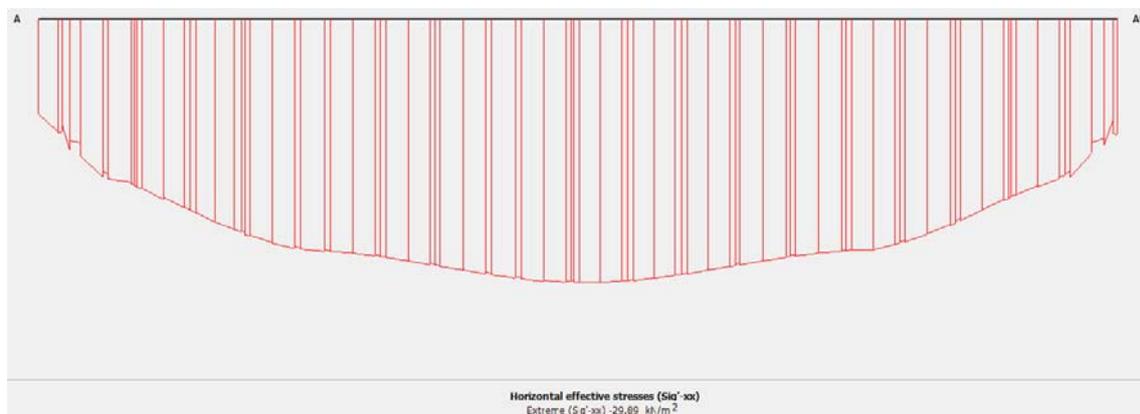


Figura 15 - Plot of effective horizontal stresses Sez. A-A - (phase: 5)

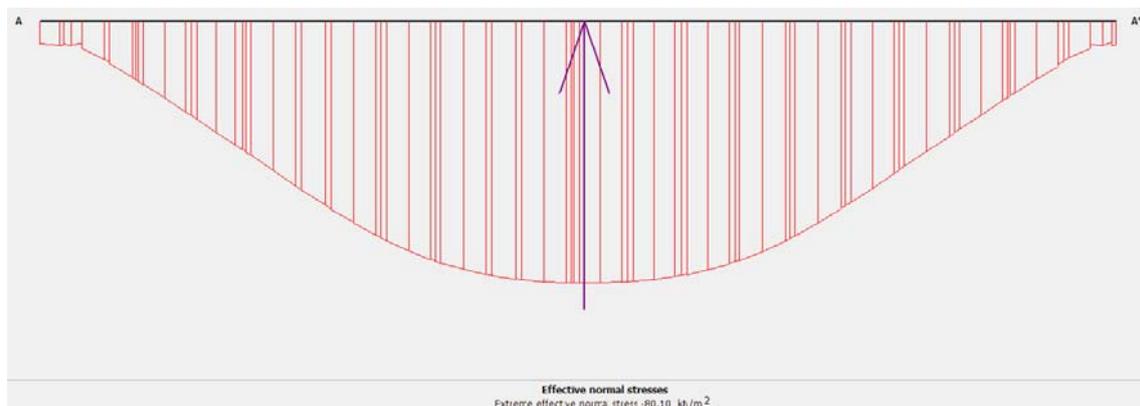


Figura 16 - Plot of effective normal stresses Sez. A-A - (phase: 5)

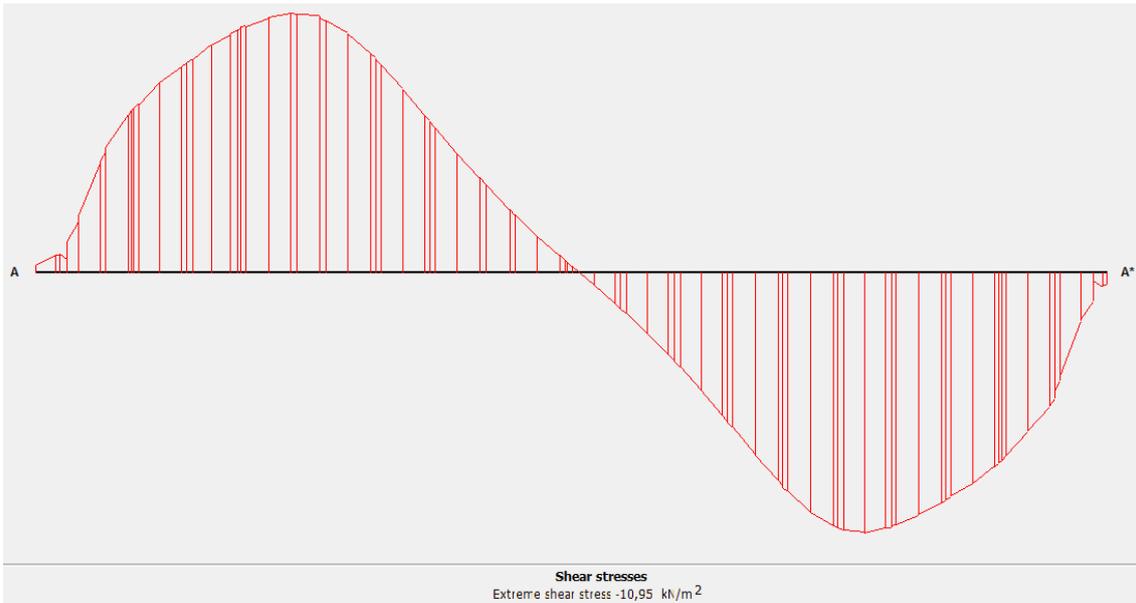


Figura 17 - Plot of effective shear stresses Sez. A-A - (phase: 5)

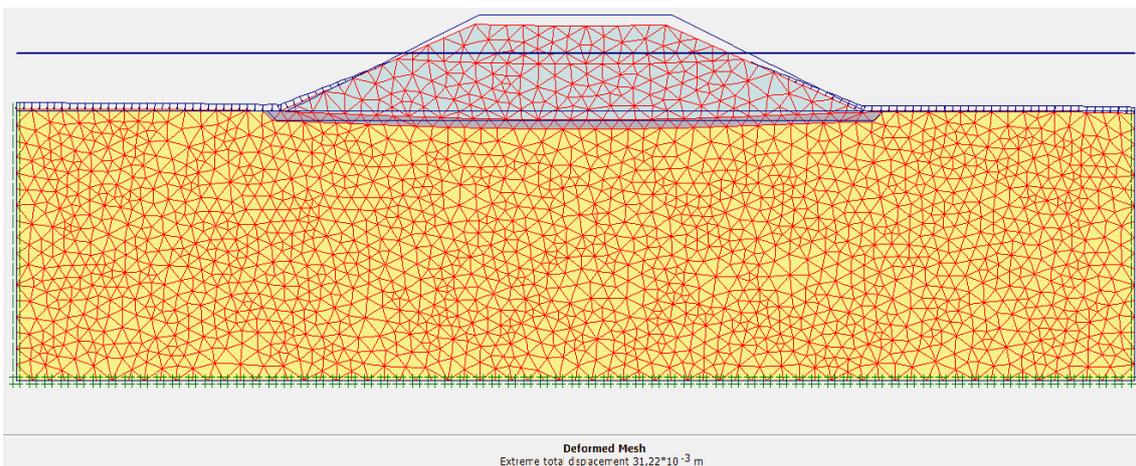


Figura 18 - Plot of deformed mesh - (phase: 6)

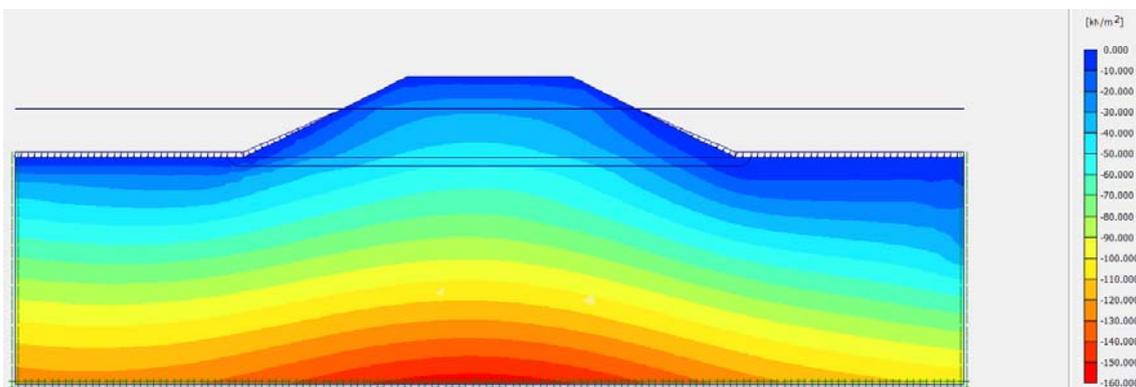


Figura 19 - Plot of effective stresses (mean shadings) - (phase: 6)

3.3. VERIFICA DEL TERRENO SUL PIANO DI APPOGGIO

La verifica del terreno sul piano di appoggio delle opere di difesa in progetto 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 cui lo stato tensionale è definito da:

- σ_v = 0.80 kg/cmq
- σ_o = 0.30 kg/cmq
- $\tau_{vo} = \tau_{ov}$ = 0.11 kg/cmq

in cui le tensioni sopra indicate sono ricavate dal calcolo eseguito applicando i coefficienti parziali γ_F e γ_M relativi alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. La tensione tangenziale massima agente è pari al raggio del corrispondente Cerchio di Mohr, per cui:

$$\tau_{max} = (\sigma_o - \sigma_v) / 2 = (0.80 - 0.30) / 2 = 0.25 \text{ kg/cmq}$$

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

$$\sigma_c = (\sigma_v + \sigma_o) / 2 = (0.80 + 0.30) / 2 = 0.55 \text{ kg/cmq}$$

La tensione in condizione di rottura è data dalla equazione di Coulomb:

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

in cui c è la coesione, σ è la tensione normale agente in corrispondenza del punto in cui si esegue la verifica e φ è l'angolo di attrito interno del terreno in esame. Più precisamente, la tensione di rottura di confronto τ_r si ottiene dividendo il valore precedente - ottenuto con l'applicazione dei coefficienti A2, M2 - per il corrispondente coefficiente parziale delle resistenze γ_R (R2) relativo alle verifiche sulle opere di materiali sciolti:

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 16 - Tabella 6.8.I D.M. 17/01/2018

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

- piano verticale $\tau_r(v) = \sigma_v \cdot \tan(\varphi^*) / R2 = 0.30 \cdot \tan(29.25) / 1.1 = 0.15 \text{ kg/cmq}$
- piano orizzontale $\tau_r(o) = \sigma_o \cdot \tan(\varphi^*) / R2 = 0.80 \cdot \tan(29.25) / 1.1 = 0.41 \text{ kg/cmq}$
- piano τ_{max} $\tau_r = \sigma \cdot \tan(\varphi^*) / R2 = 0.55 \cdot \tan(29.25) / 1.1 = 0.28 \text{ kg/cmq}$

Risultando le tensioni di rottura sempre superiori alle tensioni tangenziali determinate sul terreno per effetto del carico applicato la verifica può considerarsi soddisfatta. Si ha, infatti:

- piano verticale $0.11 \text{ kg/cmq} < 0.15 \text{ kg/cmq}$
- piano orizzontale $0.11 \text{ kg/cmq} < 0.41 \text{ kg/cmq}$
- piano τ_{max} $0.25 \text{ kg/cmq} < 0.28 \text{ kg/cmq}$

3.4. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Con riferimento alle valutazioni condotte nella Relazione Geologica allegata al presente progetto [1], il potenziale pericolo di liquefacibilità dei terreni sotto stress sismico non si ritiene probabile, limitatamente alla zona in studio e alle dimensioni e profondità limitata di imposta dei manufatti, in quanto i terreni si presentano granulometricamente eterogenei con termini generalmente grossolani e scarsa frazione fine. Se ne esclude pertanto la valutazione analitica.

4. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state riportate tutte le verifiche geotecniche occorrenti per la stabilità delle opere a gettata in progetto.

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 valutazione del potenziale di liquefazione ha condotto alla esclusione delle condizioni di probabilità di innesco di tale fenomeno in virtù del carattere grossolano e granulometricamente eterogeneo del terreno di sedime.