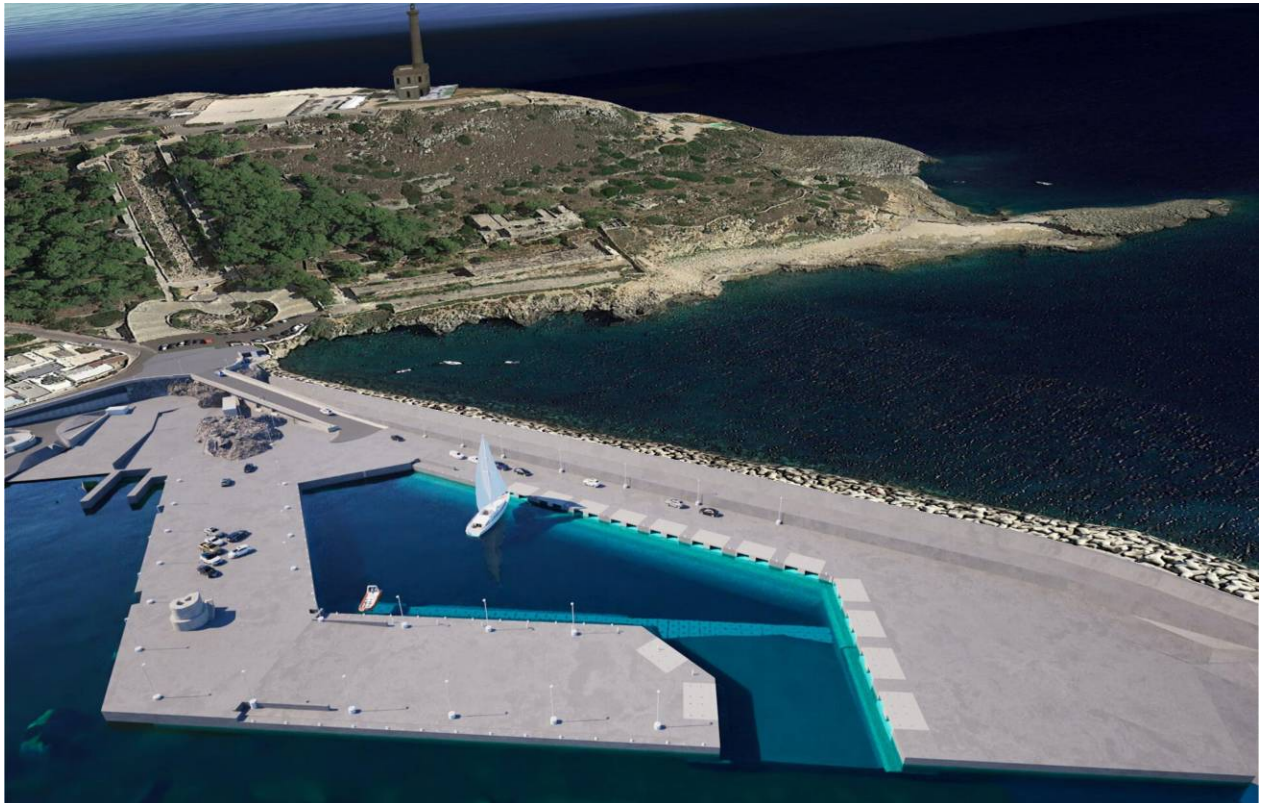



COMUNE DI CASTRIGNANO DEL CAPO

Provincia di Lecce

LAVORI DI MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' E RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA PORTUALE SULLA FASCIA DI S. M. DI LEUCA



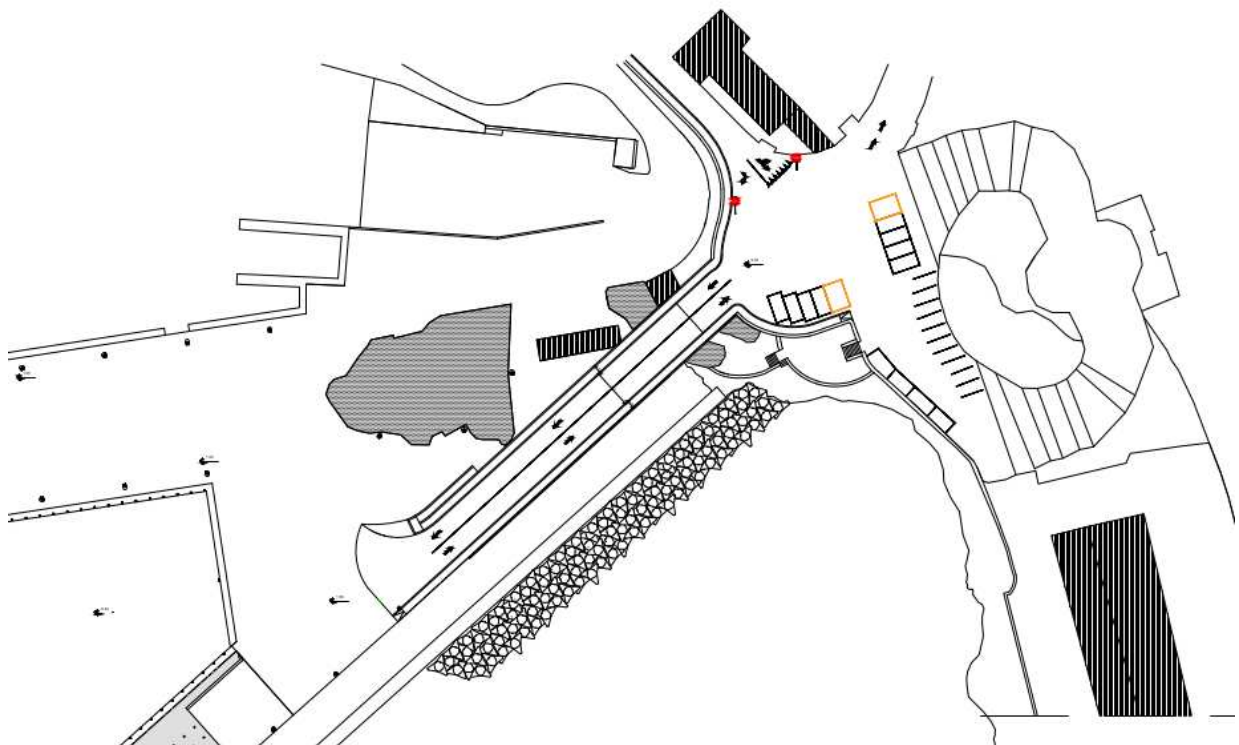
- PROGETTO DEFINITIVO -

5							
4							
3							
2							
1							
0	Gennaio 2024	MStani	LLepore	PStasi	PStasi	Prima Emissione	
Em./Rev	Data	Red./Dis.	Verificato (RP)	Controllato (DT)	Approvato (DG)	Descrizione	
Redazione grafica: ETACONS S.r.l. - P.tta S. G. dei Fiorentini n.1 - 73100 LECCE Tel(0832)331418/7 E-mail: mail@etacons.it							Cod. N°: E407-D
<u>Titolo dell'allegato</u> RELAZIONE COMPATIBILITA' GEOMORFOLOGICA							<u>Allegato n.</u> EG-04
							<u>Scala</u>
<u>Progettazione:</u>  - Ing. Primo Stasi				<u>Committente:</u> COMUNE DI CASTRIGNANO DEL CAPO			

1.0 PREMESSA

La presente Relazione di Compatibilità Geologica Geotecnica, redatta in conformità alle NTA del Piano Assetto Idrogeologico, riguarda gli interventi previsti, nell'ambito della Variante Tecnico Funzionale del Porto di Leuca, che interessano un'area perimetrata come PG2 e PG3.

In particolare il progetto prevede la realizzazione di una rampa di accesso all'area portuale, direttamente dalla rotonda esistente posta ad una quota superiore di circa 6 m rispetto al piazzale portuale.



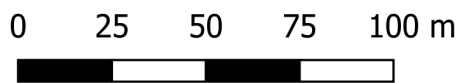
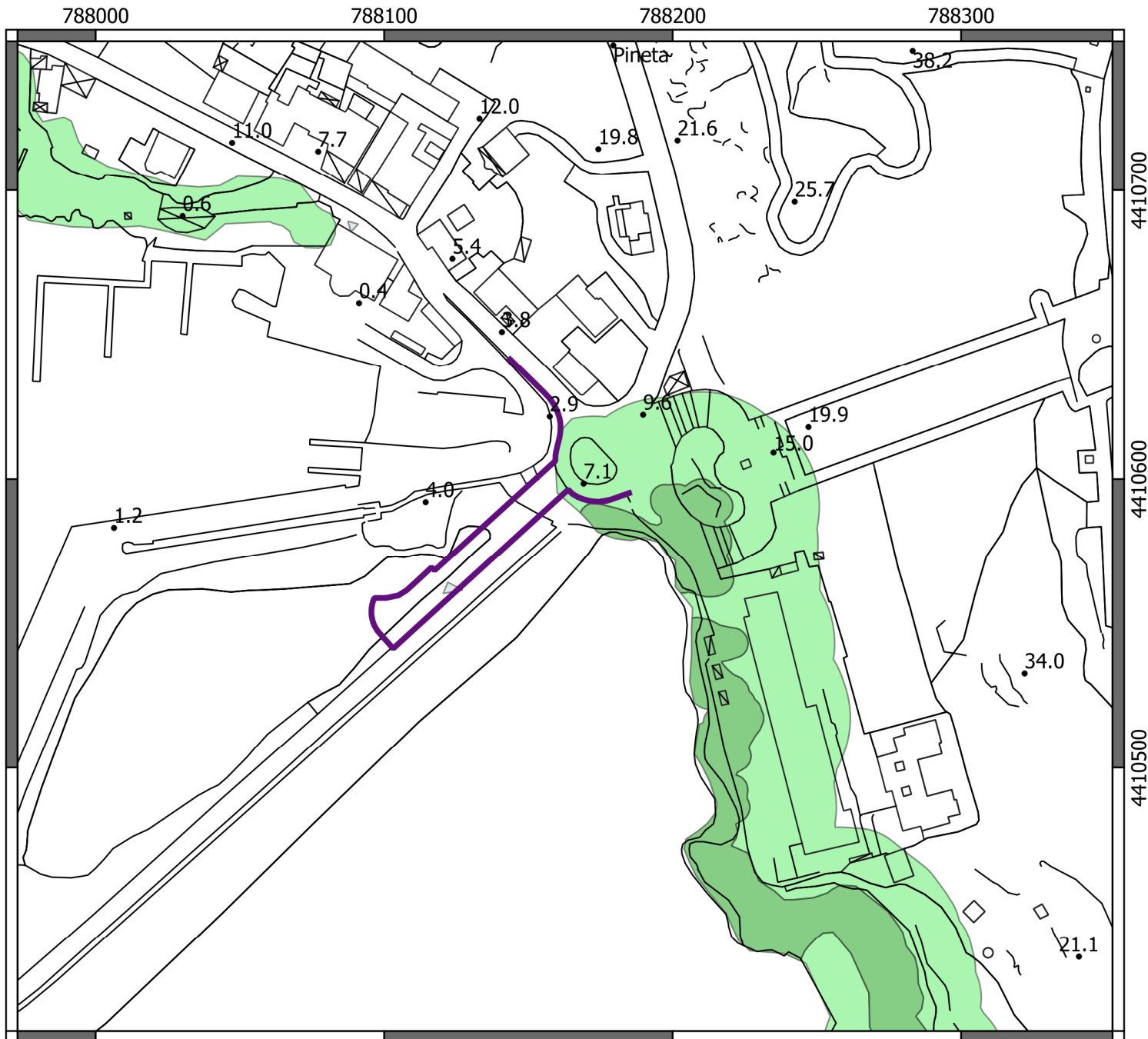
Gli interventi permessi nelle aree a Pericolosità Geomorfologica elevata e molto elevata (PG2 e PG3) sono disciplinati dagli artt. 13 e 14 delle NTA del PAI.

Come si evince dall'esame dei citati articoli, le opere previste dal Progetto, rientrano tra quelle consentite nelle aree perimetrare. L'art. 13 prescrive che

1. *Nelle aree a pericolosità geomorfologica molto elevata (P.G.3), per le finalità di cui al presente PAI, oltre agli interventi di cui all'articolo precedente e con le modalità ivi previste, sono esclusivamente consentiti:*


...

- c) interventi di ristrutturazione delle opere e infrastrutture pubbliche nonché della viabilità e della rete dei servizi privati esistenti non delocalizzabili, purché siano realizzati senza aggravare le condizioni di instabilità e non compromettano la possibilità di realizzare il consolidamento dell'area e la manutenzione delle opere di consolidamento;*



PLANIMETRIA PERIMETRAZIONI PAI PUGLIA SCALA 1: 2000

LEGENDA

 zona interessata

PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

-  PG3
-  PG2
-  PG1

2.0 ASSETTO IDRO-GEO-MORFOLOGICO DELL'AREA

La zona interessata dall'intervento di progetto risulta ubicata nella estrema porzione meridionale della regione Puglia in corrispondenza del territorio comunale di Castrignano del Capo e della frazione di Leuca.

Le caratteristiche morfologiche del territorio salentino, così come l'idrografia superficiale, sono profondamente condizionate dalle caratteristiche dei litotipi affioranti e della loro distribuzione areale e verticale.

L'area salentina è caratterizzata da un reticolo idrografico poco sviluppato con presenza di corsi d'acqua a regime quasi esclusivamente torrentizio i cui alvei sono incisi in terreni sedimentari di età Plio-Pleistocenica.

La rampa stradale da realizzare, si sviluppa in corrispondenza di litotipi rappresentati prevalentemente da calcareniti appartenenti alla formazione geologica delle Calcareniti di Andrano. Le indagini eseguite hanno permesso di individuare le principali caratteristiche stratigrafiche e strutturali in corrispondenza del tracciato stradale di progetto.

La zona in studio risulta ubicata all'interno dell'abitato di Santa Maria di Leuca nel tratto costiero compreso tra Punta Meliso ad Est e la zona portuale ad Ovest. Dal punto di vista morfologico generale il tratto costiero che comprende la zona di interesse, è caratterizzato da una costa alta in corrispondenza di punta Meliso con quote di 60 metri s.l.m. nella zona del Faro di Leuca, che si raccordano al livello mare attraverso pareti subverticali alte anche 10 metri. Tale morfologia costiera si osserva seppur con pendenze minori, sino all'inizio del lungomare di Leuca dove si è in presenza di una scogliera bassa che si raccorda in maniera più dolce rispetto alla zona precedentemente descritta con l'entroterra posto a quote più elevate. Il tratto costiero presenta degli altri elementi morfologici di una certa rilevanza: si tratta di solchi erosivi probabilmente originatisi in corrispondenza di lineazioni tettoniche e successivamente modellati dall'azione erosiva delle acque di origine meteorica provenienti dalle zone più elevate.

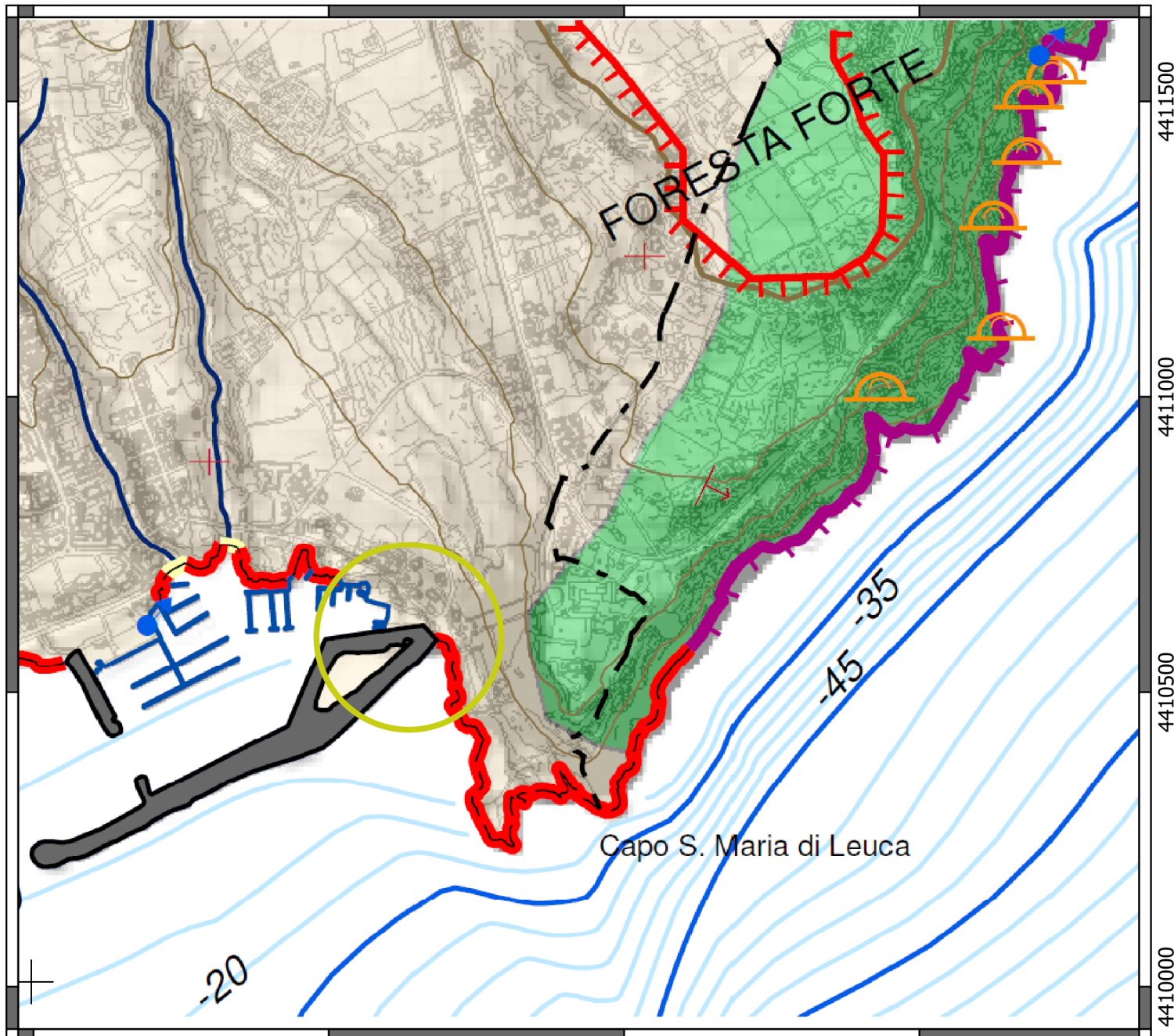
Infine, ma non ultime come importanza, soprattutto in considerazione della tipologia di intervento da realizzare, sono da menzionare le forme erosive presenti nella zona compresa tra punta Meliso ed il porto e che corrispondono ad una successione di grotte collegate direttamente con il mare e che proseguono verso l'interno. Tali grotte si sono impostate in corrispondenza di zone in cui l'ammasso roccioso, caratterizzato da una più intensa fratturazione, è stato sottoposto all'azione erosiva del moto ondoso al livello mare e ad intensa attività di erosione carsica verso l'entroterra.

787500

788000

788500

789000



0 100 200 300 400 500 m



STRALCIO CARTA IDROGEOMORFOLOGICA (REGIONE PUGLIA) SCALA 1: 10000

LEGENDA

zona interessata

Tipo di costa

- Costa rocciosa
- Costa rocciosa con spiaggia ciottolosa al piede
- Costa rocciosa con spiaggia sabbiosa al piede
- Falesia

FORME ED ELEMENTI DI ORIGINE ANTROPICA

- Argine
- Traversa fluviale
- Opera di difesa costiera
- Diga
- Opera ed infrastruttura portuale

2.1 Aspetti idrogeologici

Per ciò che concerne l'idrogeologia dell'area, si può affermare che nel sottosuolo della fascia costiera considerata, per il noto fenomeno dell'intrusione marina, è rinvenibile la sola falda salata la cui superficie piezometrica è posta all'incirca all'altezza del livello mare.

In tutto il Salento infatti esiste una estesa falda profonda che è sorretta dalle acque marine di intrusione continentale. Tale falda di conformazione lentiforme presenta spessori notevoli nell'entroterra, per andare via via assottigliandosi procedendo verso la costa.

Nel caso del territorio in esame, che tra l'altro va anch'esso riducendosi arealmente procedendo verso Sud, tale fenomeno di intrusione è ancora più accentuato e si riscontra per alcuni chilometri verso l'interno

2.2 Aspetti stratigrafici e litologici

Il rilievo geologico eseguito nella zona in studio, unitamente ai dati riportati nella Carta Geologica scala 1:50000 dell'ISPRA che è stata utilizzata come riferimento principale per il presente studio geologico, ha permesso di delimitare i seguenti litotipi sovrapposti ed eteropici appartenenti alla formazione delle Calcareniti di Andrano (Miocene superiore):

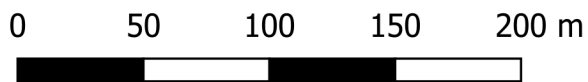
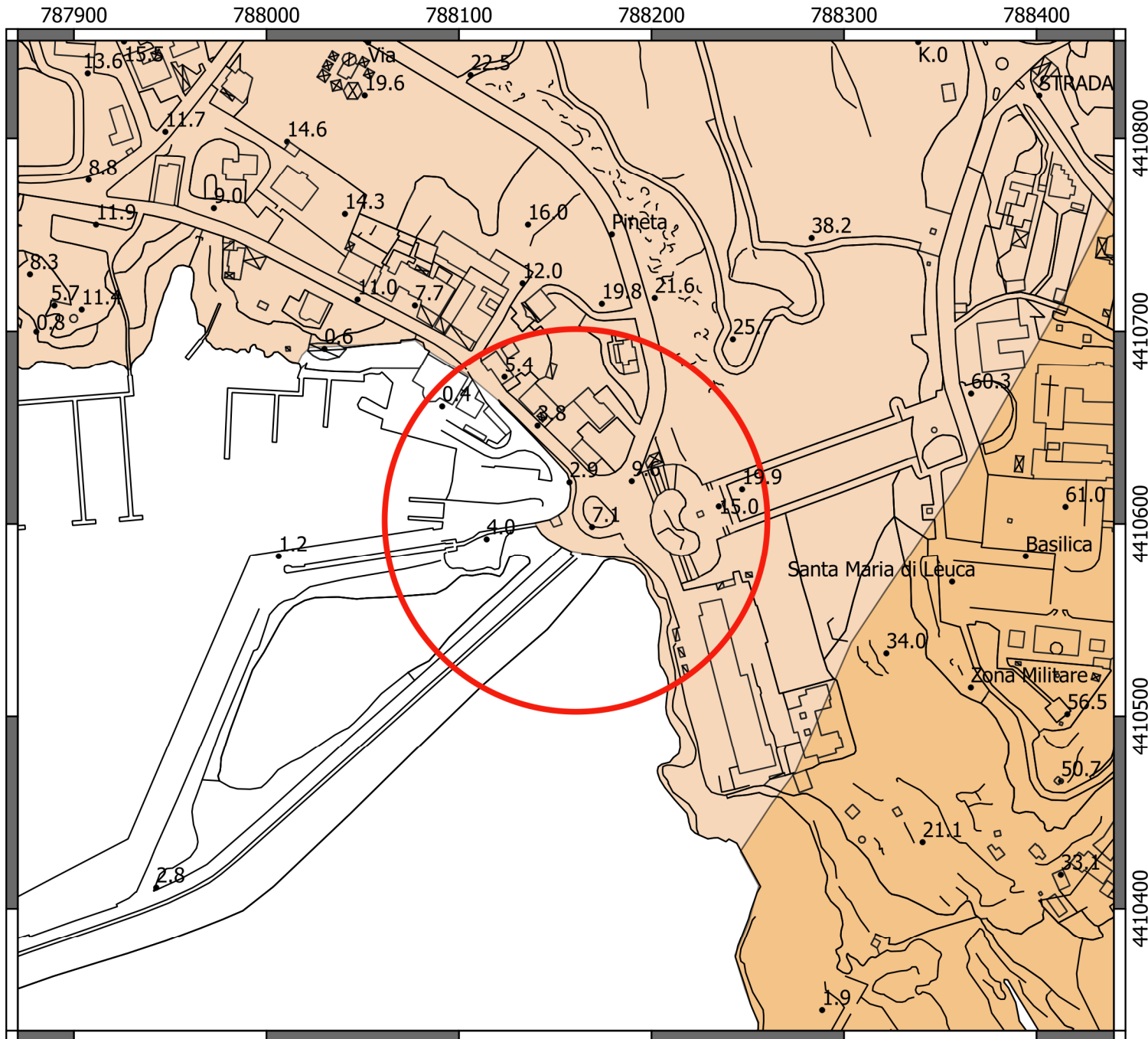
- Calcareniti e calciruditi stratificate a luoghi oolitiche, diagenizzate e/o semicoerenti di colore grigio avana o violaceo, con abbondanti macrofossili. Nella parte inferiore, sono presenti ripetute intercalazione di livelli calcisiltitici semicoerenti con laminazione planare da millimetrica a centimetrica, di norma scompaginati e brecciati da deformazioni gravitative (slump).
- Calcare coralligeno, massivo di colore bianco-grigiastro, passante lateralmente a brecce e calciruditi con frammenti corallini, e quindi a calcareniti laminari clinostratificate (Membro di Gagliano del Capo);

Di seguito si descrive più in dettaglio il litotipo calcarenitico e calciruditico che è quello che sarà interessato dall'opera prevista in progetto.

Calcareniti e calciruditi (Calcareniti di Andrano)

Questo litotipo è ben visibile nella zona costiera prospiciente la zona interessata dall'intervento in senso stretto. Si tratta di calcareniti e calciruditi con evidenti stratificazioni e fratture che in direzione sud è caratterizzato dalla presenza di grotte costiere. La scarpata interessata dalla rampa è caratterizzata dalla presenza, nella parte più bassa, di brecce cementate, mentre in sommità si rinvengono calcareniti ben cementate.

Di seguito, oltre allo stralcio della carta geologica di dettaglio, vengono riportate anche alcune foto che evidenziano in modo chiaro le caratteristiche descritte precedentemente. Si distinguono infatti le stratificazioni e le zone più francamente alterate.





STRALCIO CARTA GEOLOGICA (DA WEB ISPRA) SCALA 1: 3000

LEGENDA

 zona interessata

LITOLOGIA

 CALCARENITI DI ANDRANO: Calcareniti e calciruditi stratificate, a luoghi oolitiche, diagenizzate e/o semicoerenti (Miocene superiore)

 CALCARENITI DI ANDRANO: Calcare coralligeno algale, massivo di colore bianco-grigiastro passante lateralmente a brecce e calciruditi - Membro di Gagliano del Capo (Miocene superiore)

2.3 Aspetti geotecnici

Nell'area di interesse si rinvengono esclusivamente formazioni rocciose litoidi (Calcareniti di Andrano – Miocene). Queste rocce, sotto il profilo geotecnico, offrono in generale delle discrete caratteristiche meccaniche - in termini di resistenza e deformabilità - che consentono in prima approssimazione di assegnare loro, nelle situazioni più favorevoli, valori elevati di capacità portante.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica, bisogna porre in evidenza che esiste una sostanziale differenza tra l'ammasso roccioso ed il provino di laboratorio.

Infatti le caratteristiche d'insieme e la qualità di un ammasso roccioso dipendono anche e soprattutto da: spaziatura, apertura, ruvidità e materiale di riempimento delle discontinuità e dall'orientamento delle stesse, secondo le raccomandazioni della Società Internazionale di Meccanica delle Rocce (Brown, 1981). Per la caratterizzazione geotecnica di tali ammassi è stata utilizzata la classificazione di Hoek e Brown, ma sono stati comunque forniti, per un prefissato valore di σ_{3max} , i parametri equivalenti secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

La classificazione di Hoek e Brown prevede che, a partire dalla resistenza della roccia alla scala del provino di laboratorio, le caratteristiche alla scala dell'ammasso siano ridotte in funzione del valore del Geological Strength Index (GSI vedi tabella a). Il GSI permette di stimare la riduzione di resistenza dell'ammasso roccioso in base alle diverse situazioni geologiche, e può essere ricavato dall'esame visivo degli ammassi rocciosi esposti (ad es. lungo pareti rocciose o scavi) come indicato nella tabella seguente, oppure attraverso correlazione con le velocità sismiche.







Rock Type: <input type="text" value="General"/> <input type="button" value="OK"/>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
GSI Selection: <input type="text" value="59"/>		DECREASING SURFACE QUALITY →				
STRUCTURE		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80		N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70	60		
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets			50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Tabella a: Valore del GSI (da Hoek)

La formulazione del criterio generalizzato di rottura di Hoek-Brown è la seguente:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove

m_b è il valore ridotto della costante di Hoek-Brown per l'ammasso considerato, pari a :

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

m_i è un parametro dipendente dalla litologia, ricavato dalla tabella proposta dallo stesso Hoek (vedi Tabella b)

ROCCHE	CLASSE	GRUPPO	GRANULOMETRIA			
			Grossa	Media	Fine	Molto fine
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
			← Grovaccia (18) →			
	Non clastiche	Organiche		← Calcarea (chalk) 7 →		
				← Carbone (8-21) →		
	Carbonatiche	Breccia (20)	Calcarea spartico (10)	Calcarea micritico 8		
	Chimiche		Gesso 16	Anidrite 13		
METAMORFICHE	Non scistose		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Debolmente scistose		Migmatite (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Scistose*		Gneiss 33	Scisti (10)	Filite (10)	Argilloscisto 9
IGNEE	Acide		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Basiche		Diorite 28		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
		Norite 22				
	Piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)	

Tabella b: Valore di m_i dalla litologia

s ed a sono costanti dell'ammasso date dalle seguenti relazioni:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

$-\sigma_1'$ e σ_3' sono il minimo e il massimo sforzo efficace alla rottura;

$-\sigma_{ci}$ è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

- D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso, variabile tra 0 (ammasso in posto indisturbato) a 1 (ammasso scavato con esplosivo).

Per utilizzare tale criterio onde stimare le caratteristiche di resistenza e deformabilità, è necessario valutare i seguenti tre parametri:

- 1) La resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (σ_{ci});
- 2) Il valore della costante di Hoek-Brown per la roccia intatta (m_i);
- 3) Il valore del "Geological Strength Index" GSI per l'ammasso roccioso.

Il valore del modulo di E_i - modulo della roccia intatta - è stato ricavato dalle correlazioni proposte da Hoek con la litologia (vedi tabella c sottostante),

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 ^a Marls 150-200
	Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
		Evaporites		Gypsum (350) ^b	Anhydrite (350) ^b	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 ^a	
	Foliated ^a			Schists 250-1100 ^a	Phyllites/Mica Schist 300-800 ^a	Slates 400-600 ^a
Igneous	Plutonic	Light	Granite ^c 300-550 Granodiorite ^c 400-450	Diorite ^c 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400) ^b	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) ^b	Tuff 200-400	

Tabella c: Rapporto tra modulo E e resistenza a compressione per la roccia intatta (Hoek-Diederichs 2006)

Sono stati quindi elaborati i dati derivanti dalle prove sismiche, privilegiando le correlazioni più cautelative disponibili in letteratura. Le correlazioni tra i parametri sismici e i parametri geotecnici, devono essere utilizzate con spirito critico, avendo presente il loro carattere empirico, per cui non si può prescindere da una conoscenza delle caratteristiche geo-litologiche e del comportamento geotecnico dei terreni. Consentono comunque di ottenere la determinazione di valori medi e non puntuali dei parametri geotecnici, riferendoli al loro stato iniziale ed a volumi di terreno rappresentativi dei caratteri megastutturali dei depositi.

Per le unità geologiche-geotecniche litoidi le caratteristiche meccaniche sono state ricavate in base alle correlazioni proposte da N. Barton in - Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy, 2006; e modificato per le calcareniti da Carozzo et Alii [1] . Conoscendo il valore

¹ M.T. Carozzo, G. Leucci, S. Margiotta, F. Mazzon, S. Negri: Integrated Geophysical and Geological investigations for sedimentary rock mass characterization.

della velocità V_p , è possibile una stima dell'indice Q_c ($Q_c = Q$ normalizzato rispetto ad una resistenza a compressione monoassiale). Le relazioni utilizzate sono:

calcari: $Q = 10(V_p^{-3.5})$ [1]

calcareniti: $Q = 10(V_p^{-1.212})$ [2]

L'indice di Barton così ottenuto consente una classificazione qualitativa dell'ammasso, ma non quantitativa perché non è possibile scinderlo nei termini principali, attritivo e coesivo, che lo costituiscono. Utilizzando le correlazioni che legano Q al GSI di Hoek & Brown, è possibile stimare i parametri di resistenza al taglio degli ammassi rocciosi. Di seguito si esplicita la procedura seguita:

L'indagine sismica restituisce una velocità di propagazione delle onde P pari a: $V_p=2000$ m/s, come valore di resistenza a compressione semplice, si assume quello più basso risultante dalle misure fatte con sclerometro (vedi Relazione Geologica), pari a 14.5 MPa.

Applicando l'eq. [2], si ottiene $Q=6.138$, ed essendo $Q_c=Q/(14.5/3)$ (Barton 2006), risulta: $Q_c=1.27$. Tale valore conduce a classificare l'ammasso come "scadente" (vedi tabella d sottostante).

Qc	0.001-0.01	0.01-0.01	0.1-1
CLASSE	IX	VIII	VII
DESCRIZIONE	ECCEZIONALMENTE SCADENTE	ESTREMAMENTE SCADENTE	MOLTO SCADENTE
Qc	1-4	4-10	10-40
CLASSE	VI	V	IV
DESCRIZIONE	SCADENTE	MEDIOCRE	BUONA
Qc	40-100	100-400	400-1000
CLASSE	III	II	I
DESCRIZIONE	MOLTO BUONA	ESTREMAMENTE BUONA	OTTIMA

Tabella d: Classificazione Q di Barton

In letteratura esistono diverse correlazioni per il passaggio tra i principali indici di classificazione degli ammassi rocciosi, quella utilizzata è la seguente:

$$GSI=9\ln(Q_c)+44$$

Da cui si ricava $GSI \approx 46$.

Tale valore è di poco inferiore a quello che può essere calcolato utilizzando i dati del rilievo strutturale (vedi Relazione Geologica):

famiglia	Dip	Dip azimuth	Spaziatura (m)
k1	17	252	0.67
k2	12	129	1.43
k3	45	149	1.11
k4	68	122	1.43
Random: Nr (n.			

famiglie 7)			
-------------	--	--	--

Tabella e: dati rilievo strutturale

Dalla tabella si ricava:

$$-J_v \text{ (numero fratture per metro cubo)} = 1/S_1 + 1/S_2 + 1/S_3 + 1/S_4 + N_r/5 = 5.2$$

$$-\beta \text{ (fattore di forma del blocco)} = 20 + 7(S_{\max}/S_{\min})(3/n_j) = 31.2 \text{ con } n_j = 4 \text{ (4 famiglie +random)}$$

Tale valore di β indica blocchi di forma prismatica (vedi tabella f sottostante)

β	FORMA
≤ 30	Equidimensionale
30-100	prismatica
100-750	Prismatica-tabulare
750-3000	tabulare

Tabella f: coefficiente di forma

Si calcola

$$V_B \text{ (volume medio dei blocchi)} = \beta J_v^{-3} = 0.222 \text{ m}^3$$

Per mezzo delle tabelle g, h, i fornite da Russo (2009), e tradotte in italiano, è possibile procedere alla stima del valore JC con le caratteristiche delle discontinuità dell'ammasso.

Il valore JC è dato dalla equazione D.10 (Palmstrom, 1998, Russo 2009):

$$JC(\text{Palmstrom}) = JR \frac{JL}{JA}$$

Dove:

-JC: joint condition factor (adimensionale)

-JR: joint roughness factor (Tab. g)

-JA: joint alteration factor (Tab. h)

-JL: joint size factor (Tab. i)

La valutazione dei parametri JR, JA e JL viene quindi effettuata in funzione delle caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure prima citate.

E' quindi possibile date le stime del volume medio dei blocchi e delle condizioni delle discontinuità una stima affidabile del valore di GSI e soprattutto una stima del valore di incertezza associato.

L'equazione che permette di calcolare direttamente il valore di GSI, è la seguente:

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + (1.0526 JC^{0.5} V_B^d)^{0.44}\right]}$$

con :

$$d = 0.37 JC^{-0.2}$$

e dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

V_B: Volume medio dei blocchi in (m³)

Tabella valutazione fattore JR (da Russo, 2009 modificato)				Punteggio JR	
<i>Ondulazioni a grande scala della superficie di discontinuita'</i>					
<i>Grado di rugosita' (a piccola scala)</i>	planare	leggeremente ondulata	ondulata	fortemente ondulata	con scalini e a incastro (grande scala)
irregolare e con scalini	3	4.5	6	9	12
molto rugosa	2	3	4	6	8
rugosa	1.5	2	3	4.5	6
smussata	1	1.5	2	3	4
liscia o con strie di frizione	0.5-1	1	2	3	4
discontinuita' Riempite Jr=1.0					

Tabella g: valutazione JR

Tabella valutazione fattore JA (da Russo, 2009 modificato)			
Parte A: pareti in contatto		Punteggio JA	
Caratteristiche pareti		Descrizione	
Discontinuita' pulite			
	Pareti saldate	Dure senza alterazione, impermeabile	0.75
	Pareti non alterate	assenza di rivestimenti o riempimenti, eccetto macchie di ruggine	1
	Pareti alterate	Un livello di alterazione maggiore della roccia interna	2
		Due livelli di alterazione maggiori della roccia interna	4
Discontinuita' rivestite o con riempimento sottile			
	tipo frizionale	materiale :sabbia , quarzo, limo con calcite (no argilla)	3
	tipo coesivo	materiale : argilla clorite , talco	4
Parte B: discontinuita' riempite con o senza contatto tra le pareti		Punteggio JA	
		Pareti parzialmente in contatto	Pareti non in contatto
Tipo di riempimento		Descrizione	Riempimento sottile (<5 mm)
	tipo frizionale	sabbia, quarzo, limo con calcite (no argilla)	4
	materiale coesivo rigido	riempimento compatto di argilla, clorite, talco (etc.)	6
	materiale coesivo soffice	riempimento da di argilla, clorite, talco (etc.) mediamente o poco consolidato	8
	materiale coesivo espandibile	riempimento di argilla espandibile	8-12
			Riempimento di elevato spessore (>5mm)
			12-20

Tabella h: valutazione JA

Tabella valutazione fattore JL (da Russo, 2009 modificato)		Punteggio JL	
lunghezza discontinuita' (m)	Tipo	superficie continua	superficie discontinua
< 0.5	crepaccio	4	8
< 1.0	foliazione o base statro	3	6
0.1-1.0	discontinuita' (piccola)	2	4
1-10	discontinuita' (media)	1	2
10-30	discontinuita' (grande)	0.75	1.5
> 30	connessione o zona di shear	0.5	1

Tabella i: valutazione JL

I rilievi eseguiti indicano, mediamente i seguenti valori:

-JR=2

-JA= 7

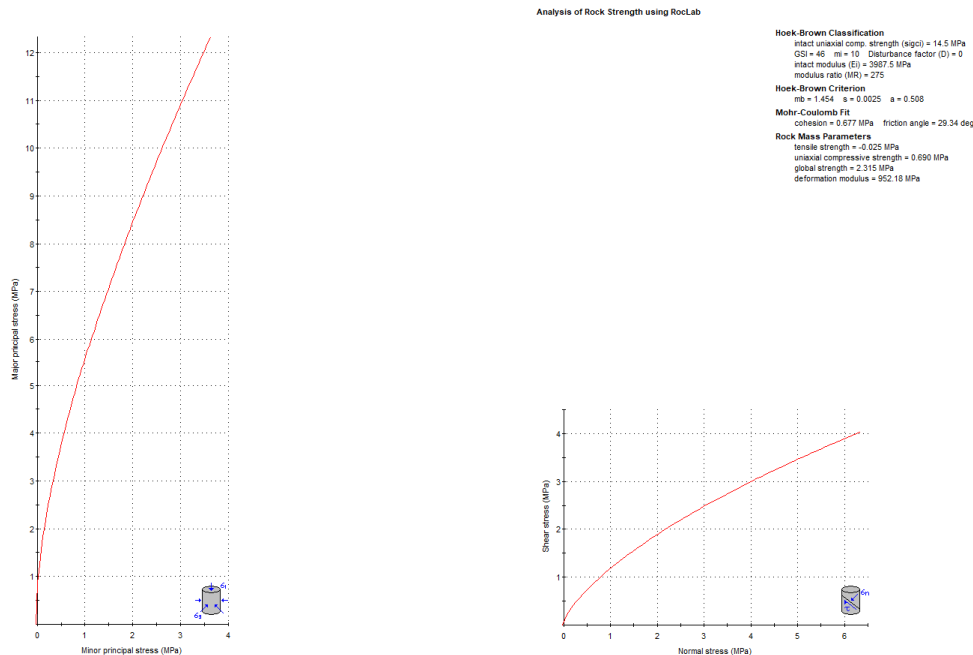
-JL=2

Risulta quindi JC=0.571 e quindi GSI=55

Si ritiene di adottare, a favore di sicurezza il valore più basso, e quindi in definitiva si assume:

GSI=46

A questo punto è possibile calcolare i valori dei parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso secondo il criterio di Hoek-Brown. All'uopo è stato utilizzato il software Roclab, che ha generato il report a pagina seguente.



In definitiva, per l'ammasso roccioso presente in loco può assumersi il modello

Geotecnico:

U.Gt.-ANR

Litologia: Calcarenite e breccie

V_p= 2000 m/s

V_s= 990 m/s

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
 $\sigma_{ci} = 14.5 \text{ MPa}$
 $M_i = 10$

Parametri medi

GSI = 46

mb	s	a	E(MPa)	σ_{3max}	c(MPa)	ϕ	K _{wv} Kg/cm ³	K _{w0} Kg/cm ³
1.454	0.0025	0.508	952	3.625	0.68	29.3°	9520/B	1142/B

Le opere in progetto coinvolgono anche manufatti esistenti in conglomerato cementizio, rappresentati dalla soletta in calcestruzzo non armato, dalle banchine portuali e dal riempimento in massi.

Nella tabella 1 sono indicati i valori di coesione (c') e angolo di frizione interna (ϕ'), in termini di resistenza al taglio, per condizioni drenate, di due tipologie standard di conglomerato cementizio caratterizzati da due diversi valori di resistenza nominale alla compressione uniassiale.

Fonte	Tipo di calcestruzzo	Resistenza nominale alla compressione e uniassiale (MPa)	Angolo frizione interna ϕ' (°)	Coesione C' (kPa)	Resistenza a trazione (kPa)
EHE-98	HM-15	15	35	365	1216
	HM-25	25	35	513	1710
EC-2	HM-15	15	9	387	1216
	HM-25	25	9	500	1710
Ardiaca,(2009)	HM-15	15	35	365	450
	HM-25	25	35	513	750

Tabella 1: resistenza del calcestruzzo

Una possibilità alternativa è una parametrizzazione semplificata dove una resistenza al taglio in condizioni non drenate (C_u equivalente) è ottenuta applicando un fattore riduttivo, compreso tra 0.25 e 0.5, al valore della resistenza a trazione del calcestruzzo (cfr. valori tabella 1). In questo modo utilizzando i valori di resistenza a trazione medi proposti da EC-2 e un coefficiente correttivo di 0.3 possiamo ottenere valori di C_u (equivalenti) compresi tra 350 e 500 (kPa), Questa possibilità alternativa è chiaramente più cautelativa della precedente (per equivalenti condizioni drenate dato che non considera l'effetto di frizione interna).

È necessario poi ricordare che in presenza di strutture con danneggiamenti preesistenti (fessurazione), invecchiamento e effetti di fluidi aggressivi, i valori indicati nella tabella 1 dovrebbero essere opportunamente ridotti.

In definitiva per i manufatti esistenti in conglomerato cementizio, si può assumere:

U.Gt. CLS

$$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$$

$$c_u \text{ equivalente} = 350 \text{ KPa}$$

Per quanto riguarda il riempimento in massi il cui spessore massimo è pari a circa 7 m, si assume, cautelativamente:

U.Gt. RI

$$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$c' = 0$$

A pagina seguente è riportata una sezione geotecnica schematica dell'area in cui è prevista la realizzazione della rampa di accesso.



Profilo
 Scala : 200:100
 Q.Rif. : 0.00

2.4 Problematiche fondazionali

Eventuali opere di fondazione che dovranno essere attestate nell'U.Gt. ANR potranno essere dotate di fondazioni di tipo diretto. In letteratura esistono diverse relazioni per valutare la capacità portante ultima dell'ammasso roccioso a partire dai parametri di Hoek & Brown, la più cautelativa è quella proposta da Kulhawy & Carter 2:

$$q_u = \sigma_{ci} (s^a + (m_b s^a + s)^a)$$

Utilizzando i parametri ricavati in precedenza, risulta:

$$q_{ult} = 4.31 \text{ MPa}$$

A tale valore deve essere applicato un coefficiente di sicurezza almeno pari a FS = 5 come consigliato dagli Autori:

$$q_{sic} = 0.86 \text{ MPa}$$

In alternativa a questi metodi si può calcolare utilizzando le classiche relazioni che si applicano con il criterio di rottura Mohr-Coulomb. I valori dei parametri equivalenti di M-C sono stati forniti in precedenza, si tratta di valori di picco che devono essere opportunamente ridotti prima di essere utilizzati. Occorre inoltre tenere presente che, come numerosi studi hanno dimostrato, per gli ammassi rocciosi la capacità portante valutata con i parametri equivalenti di Mohr-Coulomb porta a sovrastimare la resistenza.

² Kulhawy FH, Carter JP (1992) Settlement and bearing capacity of foundations on rock masses and socketed foundations in rock masses. In: Bell FG (ed) Engineering in rock masses. Butterworth – Heinemann, Oxford, pp 231–245

3.0 RISCHIO GEOMORFOLOGICO

La valutazione della pericolosità geomorfologica è legata a possibili fenomeni di instabilità del territorio e si basa sulla combinazione di analisi di previsione dell'occorrenza degli stessi fenomeni, in termini spaziali e temporali, e di previsione della loro tipologia, intensità e tendenza evolutiva. In tale ottica va preliminarmente distinta, nell'ambito generale della pericolosità geomorfologica, quella riconducibile ai fenomeni di dissesto per frana e quella ascrivibile agli eventi di sprofondamento e crollo delle cavità sotterranee.

In riferimento al primo tipo, ci si limita normalmente ad una previsione spaziale del fenomeno sostituendo il concetto di pericolosità con quello di suscettività ovvero di propensione del territorio al dissesto.

Una volta individuati i fattori predisponenti al dissesto, si potrà procedere al riconoscimento degli stessi entro l'area di studio al fine di definire quelle porzioni di territorio che, caratterizzate da simili condizioni geologiche, litologiche e morfologiche, possono essere valutate come potenzialmente instabili. In questo modo vengono valutati come elementi discriminanti, al fine della perimetrazione delle aree a vario grado soggette a pericolosità geomorfologica, tutte quelle peculiarità del territorio (fattori geologici, antropici, ecc.) riconosciute nelle aree dissestate come responsabili dirette o indirette degli eventi franosi.

Altro genere di pericolosità geomorfologica è, invece, quella rappresentata dalla presenza di cavità sotterranee di natura naturale e antropica. Queste ultime, in particolare, sono generalmente originate da attività antropiche del passato, come ad esempio le attività di estrazione in sottoterraneo di materiale da costruzione, esperite soprattutto nelle aree prossime ai centri abitati: qui la possibilità di reperire, poco distante dai luoghi di impiego, materiali lapidei idonei e di facile lavorazione (calcareniti, sabbie, ecc.), ha creato estesi reticoli di gallerie sotterranee in quelle che successivamente sono diventate aree urbanizzate totalmente inglobate nel tessuto cittadino.

Ai pericoli connessi alle cavità di origine antropica vanno inoltre aggiunti quelli derivanti dalle cavità prodotte da fenomeni naturali, connesse in gran parte alla dissoluzione chimica di rocce carbonatiche o gessifere.

L'Autorità di Bacino della Puglia, nell'ambito delle attività di pianificazione dell'assetto idrogeologico del territorio e di prevenzione e mitigazione dei rischi derivanti dalla pericolosità geomorfologica, ha perimetrato le diverse aree del territorio regionale a pericolosità geomorfologica suddividendole come segue:

- PG3 aree a pericolosità geomorfologica molto elevata
- PG2 aree a pericolosità geomorfologica elevata
- PG1 aree a pericolosità geomorfologica media e moderata

Nell'area di realizzazione della rampa è presente una perimetrazione di tipo PG2, mentre la perimetrazione PG3 ne è appena lambita. L'esistenza di tali perimetrazioni è legata sia alla presenza di falesie ma soprattutto alle forme erosive presenti nella zona compresa tra punta Meliso ed il porto e che corrispondono ad una successione di grotte collegate direttamente con il mare e che proseguono verso l'interno. Tali grotte si sono impostate in corrispondenza di zone in cui l'ammasso roccioso, caratterizzato da una più intensa fratturazione, è stato sottoposto all'azione erosiva del moto ondoso al livello mare e ad intensa attività di erosione carsica verso l'entroterra.

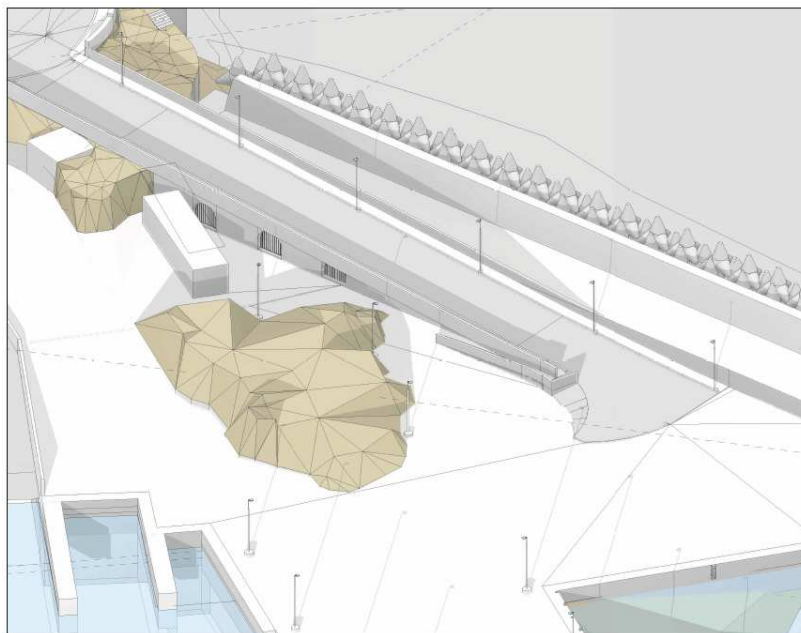


Grotte marine nel tratto di costa esterno al porto, verso sud

4.0 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO PREVISTI NELLE AREE PERIMETRATE A PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA

L'intervento progettuale che ricade nelle perimetrazioni PAI geomorfologico, prevede la realizzazione di una rampa di accesso all'area portuale, direttamente dalla rotatoria esistente posta ad una quota superiore di circa 6 m rispetto al piazzale portuale.

L'opera in parola sarà realizzata con struttura di c.a. gettata in opera, previa demolizione del tratto di pavimentazione della banchina esistente sottostante. La rampa di lunghezza pari a circa 109 m raccorderà l'incrocio suddetto posto ad una quota media posta a + 10 m s.l.m. con il piano banchina posto a circa + 2 m s.l.m.m. La struttura sarà con platea setti e solette di spessore pari a 50 cm ricavando dei vani per ricovero attrezzi per le attività pescherecce al di sotto della rampa. La rampa avrà pendenza massima del 10% e sezione con due corsie di larghezza pari a 3,50 m e marciapiedi laterali di 1,50 m di larghezza con parapetti in c.a. I paramenti esterni e dei parapetti sono rivestiti in pietra naturale in continuità con la tessitura dei parapetti e muretti esistenti.



Rampa accesso all'area portuale

5.0 COMPATIBILITA' GEOMORFOLOGICA DEGLI INTERVENTI

Di seguito si analizzeranno gli effetti degli interventi progettuali sulla stabilità dell'area interessata, sulla base delle indagini eseguite. Particolarmente significativi, nei riguardi della pericolosità geomorfologica che, come riportato in precedenza è legata alla presenza di cavità carsiche, sono i risultati dell'indagine con georadar. Tali risultati nella presente Relazione sono richiamati e commentati brevemente; per i particolari si rimanda al Report della Ditta esecutrice.

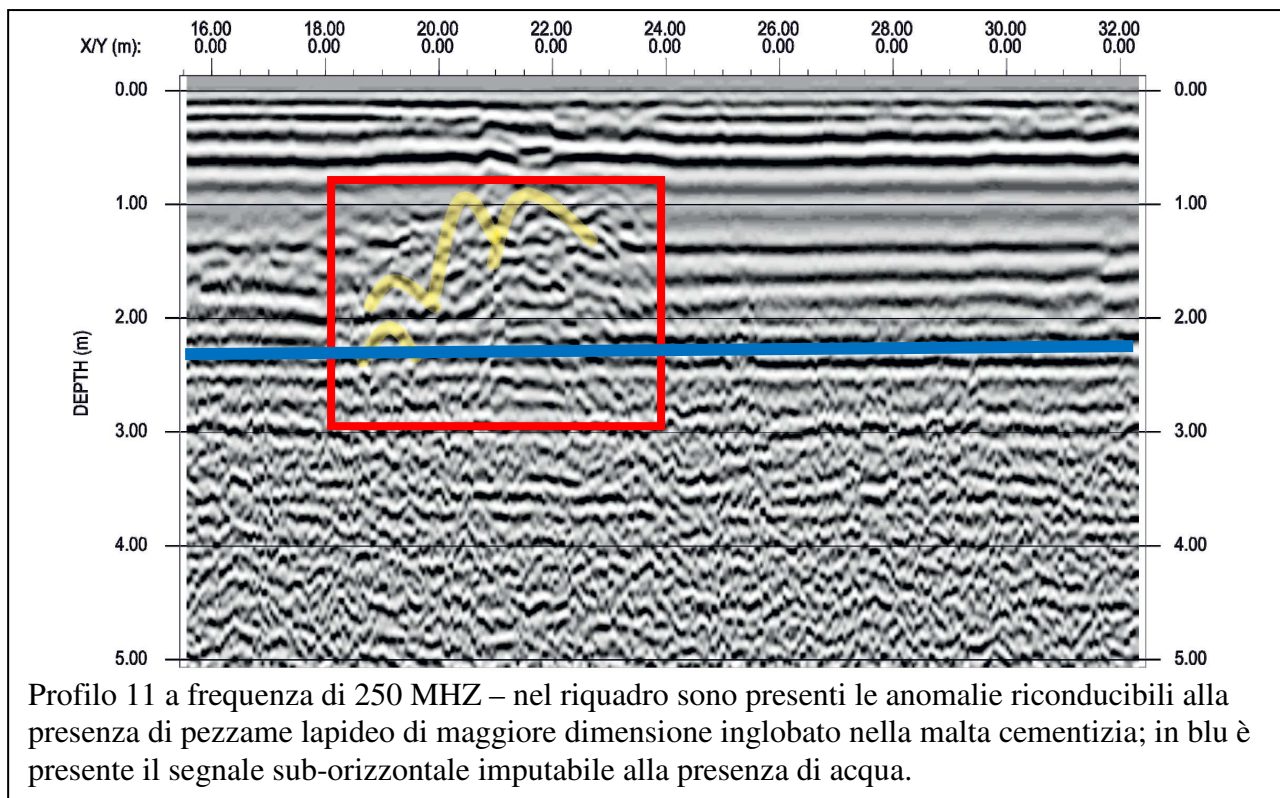
L'analisi di tutti i radargrammi ha messo in evidenza numerose anomalie radar. In prima fase si è

cercato di distinguere le anomalie riconducibili, con molta probabilità, a disturbi e quindi non sono stati presi in considerazione (paragrafo precedente).

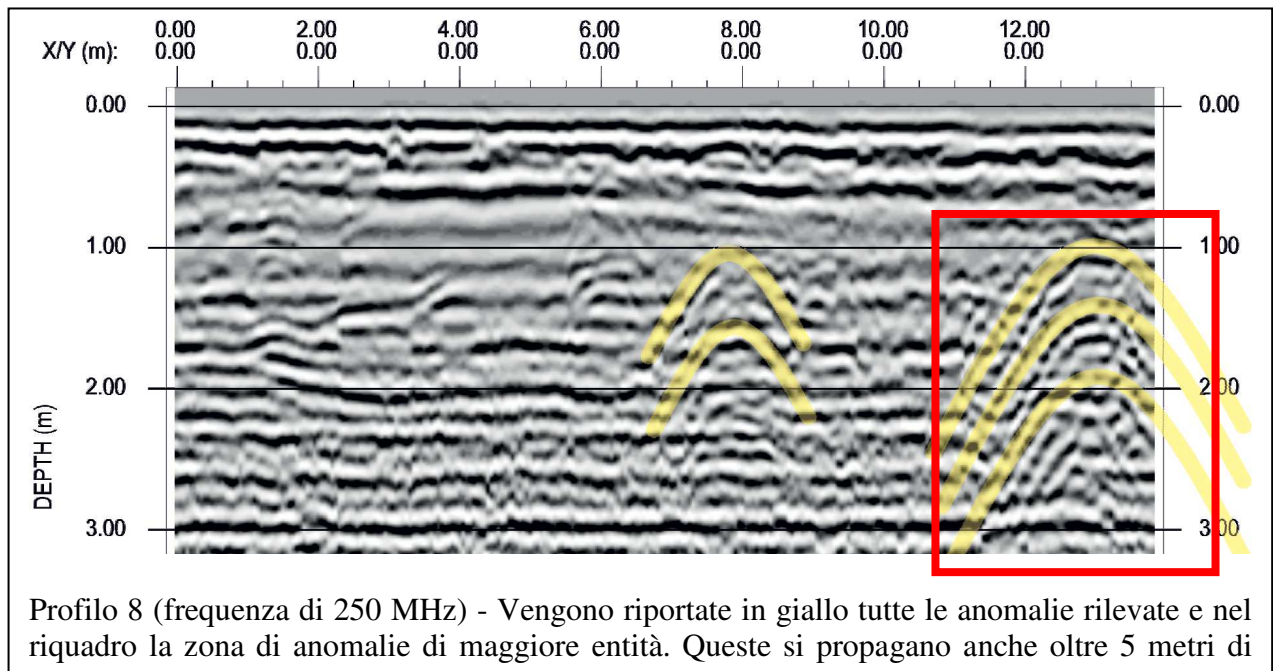
Tutte le anomalie sono state evidenziate sui radargrammi allegati e riportate in pianta nella tavola “Ubicazione profili e anomalie radar”, con le relative profondità di rinvenimento.

Di seguito vengono descritte le differenti tipologie di anomalie rinvenute.

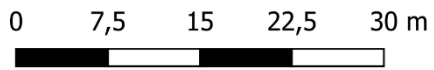
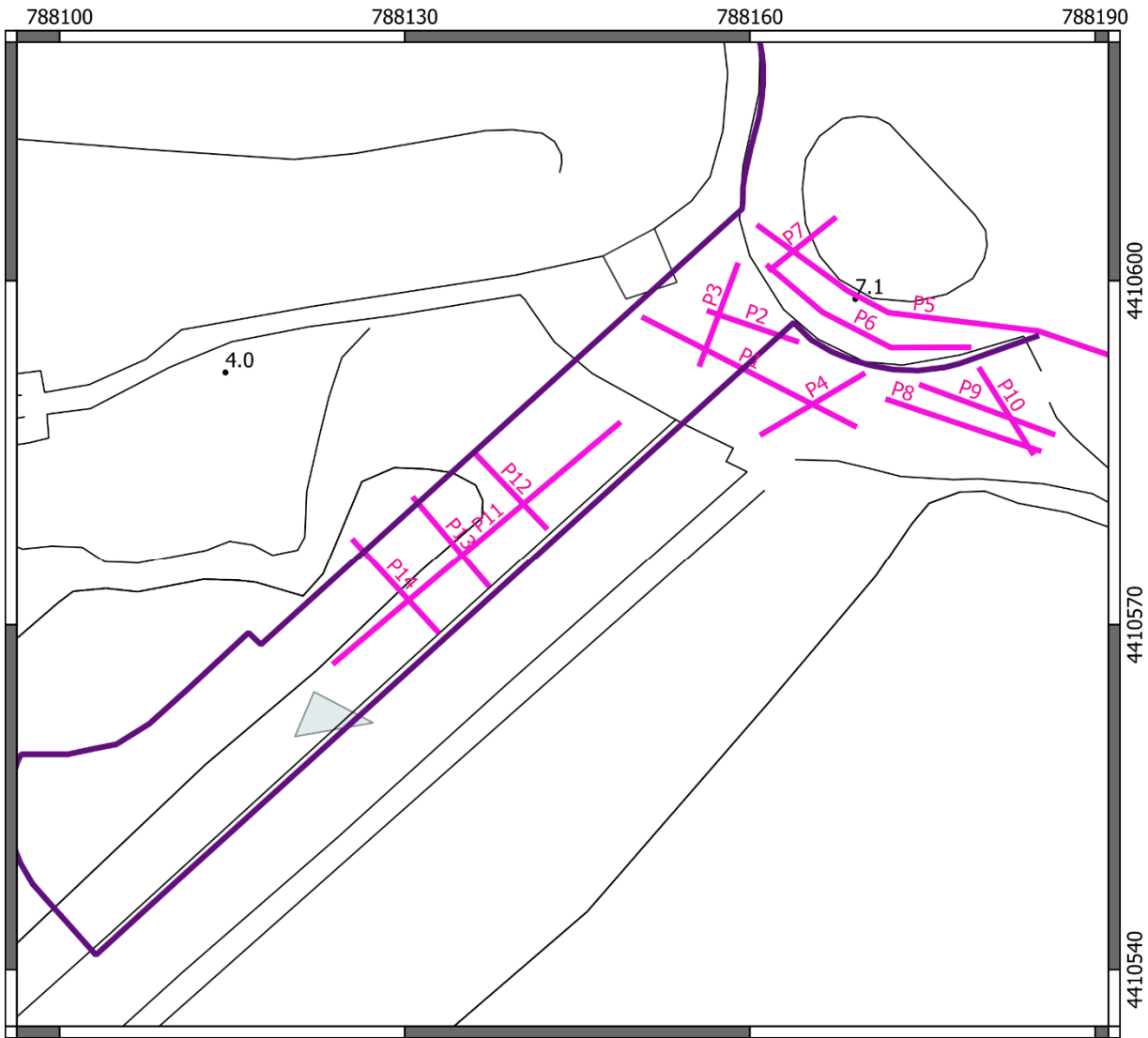
Sono stati rinvenuti dei segnali iperbolici sui profili 11, 12, 13 e 14, eseguiti sul massetto di cemento. Questi segnali potrebbero essere correlati a riempimenti di pezzame con dimensioni grossolane presenti nella malta cementizia. Sono stati rilevati dei segnali radar riflessi sub-orizzontali presenti su tutti i profili effettuati nell’area ove presente il massetto di cemento, a poco oltre di due metri di profondità. Questi sicuramente sono correlabili o alla presenza dell’acqua o alle fasi di posa del cemento, la prima ipotesi è la più realistica. Non sono stati rilevati segnali radar imputabili ai tondini in ferro dell’armatura del cemento. Di seguito viene riportato il profilo 11.



Tutte le altre anomalie rinvenute, riportate in pianta con le relative profondità di rinvenimento e perimetrare, sono tutte associabili a discontinuità litologiche. Le anomalie di maggiore entità sono presenti nelle zone finali dei profili 8, 9 e 10, quindi in una zona non direttamente interessata dall'intervento. Un'altra zona di anomalie di maggiore entità è presente sul tratto finale del profilo 1 e nel tratto iniziale del profilo 4, anche quest'area non è direttamente interessata dall'intervento. Di seguito si riporta, come esempio, un profilo con tali anomalie.



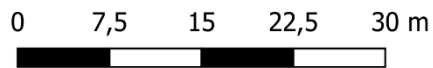
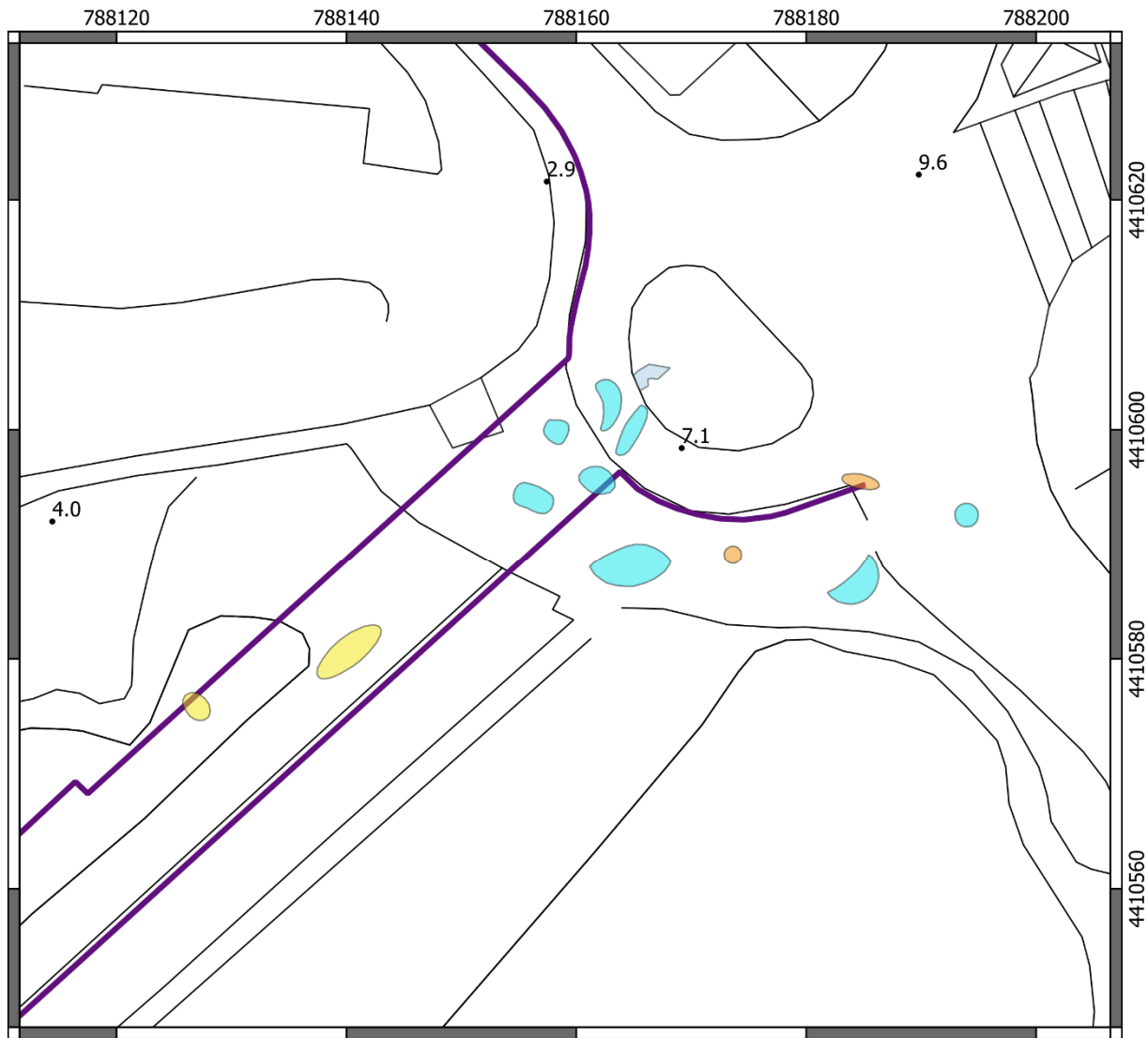
Tutte le altre anomalie rinvenute al disotto della zona di progetto potrebbero essere correlate a discontinuità della roccia carbonatica. Non si esclude la presenza di vuoti anche se di piccole dimensioni, ma non c'è evidenza di vuoti di dimensioni significative al di sotto dell'area direttamente interessata dalla strada in progetto.



**PLANIMETRIA UBICAZIONE
PROFILI GEORADAR
SCALA 1: 500**

LEGENDA

- tracciato rampa stradale
- ubicazione profili radar



**PLANIMETRIA UBICAZIONE
ANOMALIE RADAR
SCALA 1: 500**

LEGENDA

— tracciato rampa stradale

ANOMALIE RADAR

■ zona di anomalie radar riconducibili ad una rete elettrosaldata in ferro

■ zona di anomalie radar riconducibili a disturbi causati dallo spigolo del muretto

■ zona di anomalie radar associabili a riempimenti di massi nella malta cementizia

■ zona di alta concentrazione di anomalie radar correlabili a forti discontinuità della roccia carbonatica

5.1 Verifiche di stabilità in condizioni di ante e post realizzazione dell'intervento progettuale

Sono state eseguite delle verifiche di stabilità in condizione di ante e post opera lungo la sezione longitudinale della rampa, che interessa la scarpata esistente. Il grado di stabilità di un pendio o di una parete di scavo, in condizioni statiche o dinamiche, nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA" indicato con il simbolo F_s .

I metodi di calcolo di F_s impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette LIMIT EQUILIBRIUM METHOD (LEM), (Duncan 1996; Krahn 2003). Nei metodi LEM il calcolo di F_s viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in un spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bidimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento.

Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collapsi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Viene quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di F_s si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura. Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e la resistenza al taglio disponibile τ_f (capacità) e quindi è possibile definire F_s come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

Usando ad esempio il criterio di rottura Mohr-Coulomb: F_s è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno lungo i vari tratti della superficie, per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata e nel medesimo tempo, ovvero:

$$\tau_f = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' \tan \phi'}{F_s}$$

Che avverrà qualora sia verificata la condizione di eguaglianza tra sforzi mobilitati e disponibili, ovvero tra domanda e capacità.

Se $F_s > 1.0$ siamo in condizioni di stabilità, mentre per $F_s < 1.0$ siamo in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene F_s possa essere in realtà localmente variabile, si assume che F_s sia costante lungo tutta la superficie

di potenziale scivolamento assunta. Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

Fs deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. E' perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze (e momenti) agenti (ovvero che inducono lo scivolamento) e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, Fs viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto.

In tal modo il "FATTORE DI SICUREZZA" del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con Fs più basso. Tale superficie è detta anche "SUPERFICIE CRITICA". Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio. Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile.

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente; cosa che viene effettuata in tutti i metodi di calcolo rigorosi che verranno trattati più avanti.

Per procedere con il calcolo di Fs la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in conci delimitati da superficie verticali. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo. Queste forze sono W=Peso del concio, S=Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, N=Forza peso normale alla base del concio, U=Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T=Forza verticale interconcio, E=Forza orizzontale interconcio .

Fs può essere determinato mediante gruppi di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero: l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali e l'equilibrio alla rotazione rispetto ad un punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases}$$

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di Fs. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli LEM dove i procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, BISHOP (1955),

MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "General equilibrium method" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi FREDLUND et al. (1981), Duncan (1996), la differenza percentuale dei valori di Fs calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Il software utilizzato è SSAP2010, le cui principali caratteristiche, limitatamente a quelle d'interesse per il caso in esame sono:

- Scelta tra 6 metodi di calcolo rigorosi

o Janbu rigoroso(1973);

o Spencer (1973)

o Sarma I (1973);

o Morgenstern & Price (1965);

o Correia (1988)

o Sarma II (1979)

- Possibilità di caratterizzare geomeccanicamente gli ammassi rocciosi fratturati mediante il criterio di rottura di Hoek et al. (2002), e eseguire verifiche di stabilità allo scivolamento in pendii costituiti, del tutto o in parte, da ammassi rocciosi fratturati.)

- Possibilità di combinare in uno stesso pendio sia strati, o lenti, caratterizzati come terreni sciolti, sia strati, o lenti, caratterizzati come ammassi rocciosi fratturati usando il criterio di rottura di Hoek. Di particolare interesse nella fattispecie, è la possibilità di utilizzare il criterio di rottura di Hoek-Brown . Questo criterio di rottura estende quello tradizionalmente utilizzato per i terreni sciolti (Mohr-Coulomb) e permette di utilizzare il metodo di verifica della stabilità mediante l'equilibrio limite anche in presenza di ammassi rocciosi fratturati, dove è necessario una metodologia che permetta di definire la resistenza al taglio dell'ammasso in termini dei parametri ϕ' e c' .

La metodologia di Hoek che si è evoluta in oltre 25 anni di studi di meccanica e ingegneria delle rocce (Hoek & Bray. 1997; Marinos & Hoek, 2001, Hoek et al.; 2002) permette attraverso una caratterizzazione delle qualità meccaniche e strutturali dell'ammasso una percorso non ambiguo che porta alla valutazione dei parametri necessari per effettuare una verifica di stabilità dei pendii.

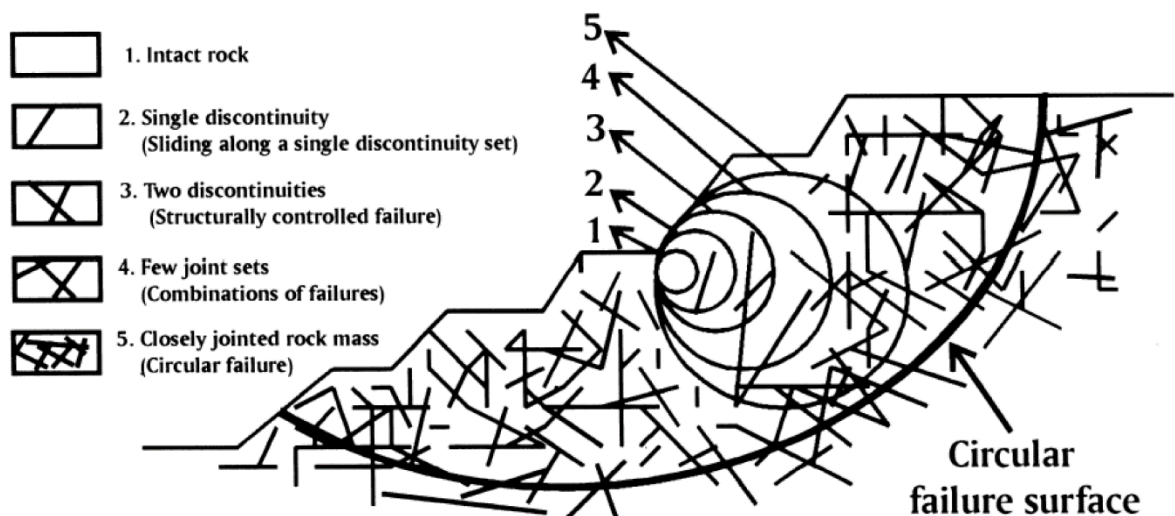
Il campo di applicazione della metodologia è limitato ai pendii in roccia dove non sono presenti instabilità e distacchi di natura strutturale :cunei o poliedri di roccia , topplig /ribaltamenti, e caduta di massi. Tuttavia il metodo presenta una capacità di generalizzazione molto ampia, potendo

spaziare dagli ammassi rocciosi in rocce consistenti, alle rocce deboli fino alle rocce tenere e agli ammassi in formazioni in facies di flysch (Marinos & Hoek; 2001).

Uno dei principi base della meccanica delle rocce è che la resistenza meccanica di un ammasso roccioso nel suo insieme è generalmente più bassa rispetto a quello degli elementi di roccia intatta che lo compongono.

La resistenza meccanica complessiva è infatti funzione della resistenza meccanica degli elementi di roccia intatta e di una serie di caratteristiche dell'ammasso: presenza e distribuzione di fessure e giunti; effetti di disturbo esterni quali scavi, trivellazione e uso di esplosivi; variabilità delle caratteristiche dell'ammasso alla scala dell'affioramento, indotta da discontinuità litologiche e strutturali: bande di alterazione e fasce milonitiche/cataclastiche, sistemi di faglie, alternanze con litologie diverse in formazioni in facies di flysch.

Nella figura sottostante, tratta da Sonmez et al. (1998), è rappresentato il concetto di scala, necessario per la definizione della applicabilità dei parametri di resistenza meccanica derivati dalla metodo di Hoek.

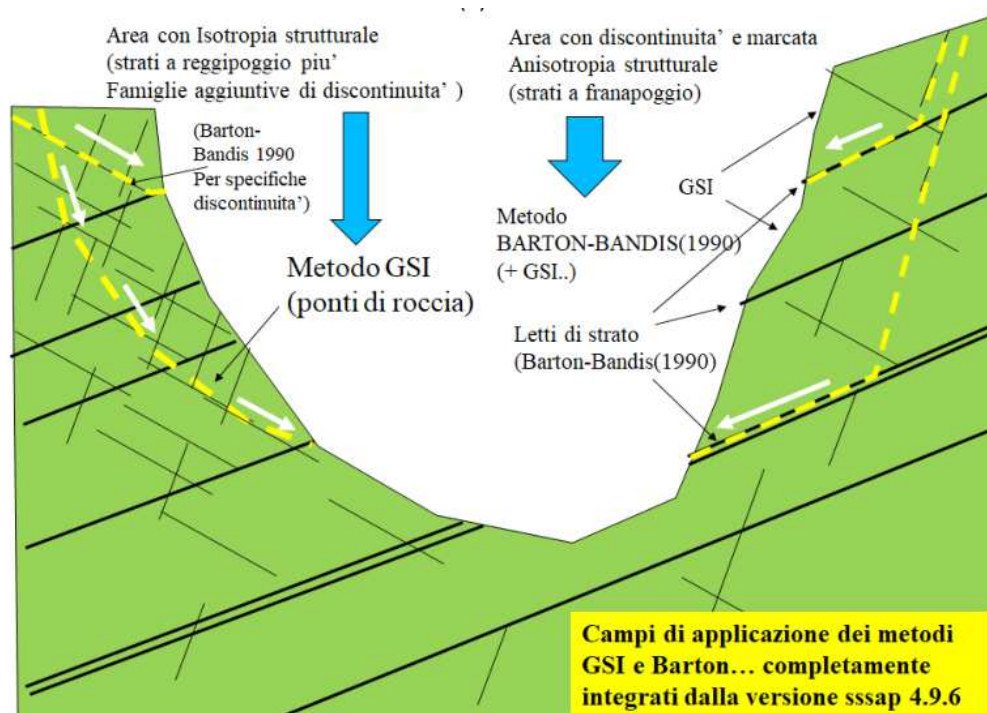


Riferendoci alla figura sopra, si osserva come nei casi 2 e 3 siano possibili essenzialmente solo distacchi e superfici di scivolamento con una dominante strutturale. Nei casi 4 e 5 si passa progressivamente a potenziali superfici di instabilità per scivolamento rotazionale di forma circolare o più in generale sub-circolare. Infatti prendendo in esame una dimensione di ammasso maggiore le singole discontinuità diventano progressivamente meno importanti per la stabilità locale e diventano prevalenti la loro distribuzione e densità nell'indebolire le caratteristiche meccaniche generali. In questo caso eventuali superfici di scivolamento

potranno realizzarsi parzialmente, e localmente, anche in modo parallelo a discontinuità presenti ma in generale tagliando eventuali ponti di roccia.

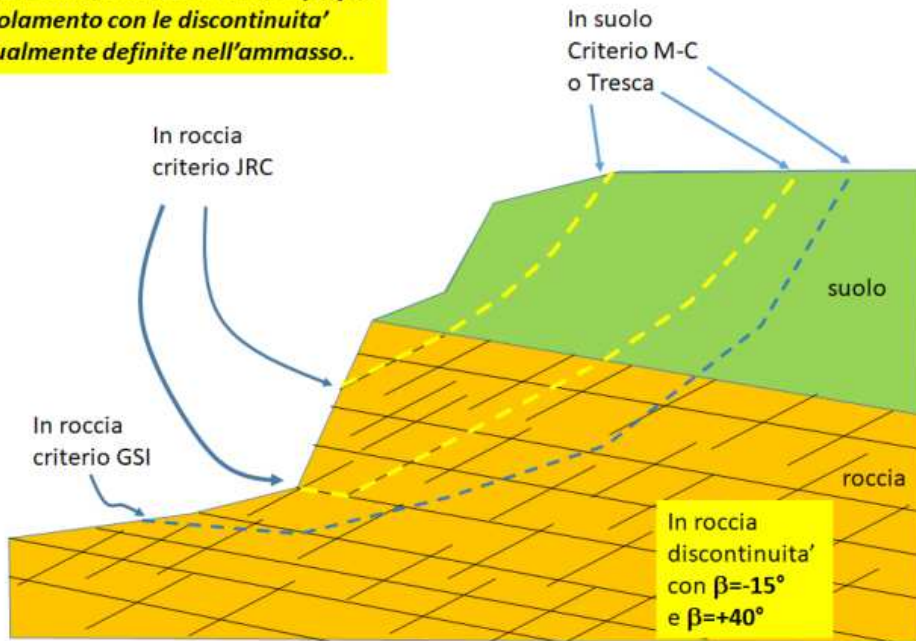
Le caratteristiche degli ammassi rocciosi presenti nel sito d'interesse, e le dimensioni geometriche del problema da affrontare, autorizzano il ricorso a tale metodo di verifica.

Il software utilizzato, permette comunque di utilizzare anche i dati geometrici e geomeccanici delle famiglie di discontinuità presenti in strati già definiti con il criterio GSI. Nel caso che una specifica superficie di scivolamento generata incontri e segua una delle famiglie di discontinuità presenti, il criterio di rottura utilizzato non sarà più quello GSI ma il criterio Barton-Bandis (JRC), come esplicitato nella figura sottostante.



Durante l'attraversamento di un ammasso roccioso da parte di una superficie di scivolamento di tentativo la scelta del criterio di rottura da utilizzare automaticamente verrà fatta dal software SSAP una volta che le caratteristiche delle famiglie di discontinuità siano indicate nell'ammasso roccioso fratturato secondo il criterio indicato nella sottostante figura (criterio di collinearità). Nel caso che la collinearità locale, con le discontinuità indicate, non sia verificata o l'ammasso sia definito con i soli parametri del criterio GSI il criterio locale di rottura sarà quello GSI di Hoek et al./2002).

In roccia la scelta del criterio dipende dalla collinearita' delle superfici di scivolamento con le discontinuita' eventualmente definite nell'ammasso..



Verifiche

In accordo con le Norme Tecniche per Costruzioni, paragrafo 3.2.2, il terreno di fondazione appartiene alla categoria A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi.

In base alle prescrizioni di normativa sono state analizzate per lo stato limite SLV:

- condizioni statiche - combinazione NTC (A2 M2 R2) , $\gamma_r=1.1$
- condizioni pseudo statiche (sisma)- combinazione NTC (A1 M1 R1) , $\gamma_r=1.2$

I parametri geotecnici dei materiali utilizzati sono i seguenti:

STATO DI FATTO (ANTE OPERAM)

Ammasso roccioso

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$
GSI = 46	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
sci=14.5 MPa	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
mi= 10	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)

critero di Barton Bandis (caratteristiche delle discontinuità)

- JRC = 14 (rugosità della superficie delle discontinuità)
- JCS = 10 MPa (resistenza delle pareti delle discontinuità)
- $\phi_r = 21^\circ$ (angolo di attrito residuo –valore molto cautelativo)
- Persistenza = 10 metri
- $\beta = +20^\circ$ (inclinazione delle discontinuità rispetto al fronte)
- $\Delta\beta = 0.1$ (dispersione dei valori di β)

Soletta in calcestruzzo (pavimentazione)

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 0$	$\phi = 0$
cu = 350 KPa	cu = 250 KPa

Riempimento banchina

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 40^\circ$	$\phi = 34^\circ$
c = 0	c = 0

STATO DI PROGETTO (POST OPERAM)

Ammasso roccioso

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$
GSI = 46	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
sci=14.5 MPa	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
mi= 10	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)

critero di Barton Bandis (caratteristiche delle discontinuità)

- JRC = 14 (rugosità della superficie delle discontinuità)
- JCS = 10 MPa (resistenza delle pareti delle discontinuità)
- $\phi_r = 21^\circ$ (angolo di attrito residuo – valore molto cautelativo)
- Persistenza =10 metri
- $\beta = +20^\circ$ (inclinazione delle discontinuità rispetto al fronte)
- $\Delta\beta = 0.1$ (dispersione dei valori di β)

Soletta in calcestruzzo (pavimentazione)

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 0$	$\phi = 0$
cu = 350 KPa	cu = 250 KPa

Riempimento banchina

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$
F = 40°	f = 34°
C = 0	C = 0

Muro di contenimento

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 0$	$\phi = 0$
Cu = 490 KPa	Cu = 350 KPa

Riempimento tra muro di contenimento e parete in roccia

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 36^\circ$	$\phi = 30^\circ$
C = 0	C = 0

Rampa e strada di collegamento alla rotatoria

Nella sezione di verifica queste opere di progetto sono state schematizzate come un sovraccarico variabile tra 35 e 60 KN/m nel primo tratto, sino al muro di contenimento, mentre per il tratto successivo il sovraccarico è costante, pari a 35 KN/m.

Di seguito si riportano i risultati.

STATO DI FATTO (ANTE OPERAM)

CONDIZIONI PSEUDOSTATICHE coefficiente sismico Kh 0.014 (SLV)

Opzioni generali

PARAMETRI SISMICI

Coefficiente sismico orizzontale - Kh: Kv (negativo)

Coefficiente c=Kv/Kh:

METODO DI CALCOLO

T(x) = λf(x)E(x)

Esplora spazio(λ, f(x), E(x))

Metodo

A (rapido)

B (rapido e accurato)

C (più accurato)

D (molto più accurato)

CONTROLLO STABILITA' NUMERICA

% Tolleranza stress normali negativi:

% Tolleranza RHO = |Fs/Fv| > 1.0:

Limite T(x)/E(x)

LIMITATO

Non LIMITATO

Reimposta Valori Standard Stabilizzatore numerico attivo

MOTORE GENERAZIONE E RICERCA SUPERFICI

RANDOM SEARCH (RS)

CONVEX RANDOM SEARCH (CRS)

SNIFF RANDOM SEARCH (SRS) 3.2

NEW RANDOM SEARCH (NRS) 1.2

SOLO PER CONVEX

Convessita' limitata

Delta alpha:

SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH

Steps di scansione:

Frequenza attivazione:

Variante NO-CONVEX SNIFF

No-convex oscillazione massima (grad):

ottimizza tracciato discontinuita' sottili

Fs di Progetto richiesto. [Solo per analisi DEFICIT di RESISTENZA].

TIRANTI - ANCORAGGI

PASSIVI

ATTIVI

Attiva nuova metodologia calcolo automatico mobilitazione

Distribuzione resistenza

Rettangolare

Trapezoidale

PALIFICATE

Metodo calcolo

ITO-MATSUI (1975) - HASSIOTIS (1997)

KUMAR-HALL (2006) (= conservativo)

Applicare nuova metodologia Calcolo Mobilitazione

Criterio Calcolo Mobilitazione

MAX [F_{pm}, E(x)]

MIN [F_{pm}, E(x)]

Fattore di riduzione Ep (INTC2018) (Variare da 1 a 100):

% di massima mobilitazione teorica:

SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

EFFETTO ATTIVATO

EFFETTO DISATTIVATO

Opzioni Smussatore

TENSION CRACKS TESTA PENDIO

EFFETTO DISATTIVATO

EFFETTO ATTIVATO

Riempimento Acqua

No Riempimento Acqua

Riempimento Acqua

Opzioni Tension Cracks

FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA

Forza Ea (alla Base) - kN/m:

Forza Eb (in Testa) - kN/m:

NTC2018/EC-7 - ROCCE

DISATTIVATO

ATTIVATO

ROCCHE - Criterio Hoek et al. (2002)

HB Generalizzato - Carranza-Torres(2004)

HB Generalizzato - Lei et al.(2016)

HB Generalizzato - Lee et Pietruszczak(2017)

TERRE ARMATE

Attiva calcolo automatico mobilitazione

ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI

DISATTIVATO

ATTIVA Modalita' 1

ATTIVA Modalita' 2

FILTRAGGIO SUPERFICI

FILTRARE

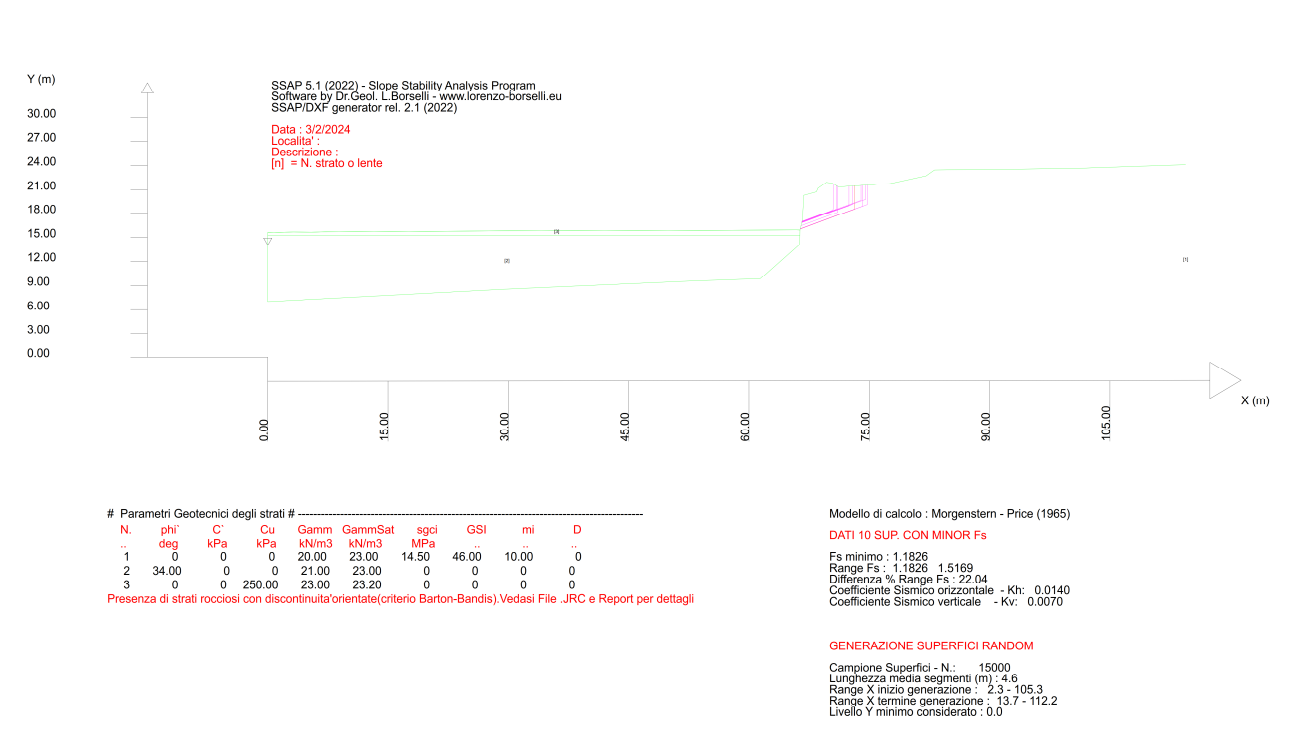
NON FILTRARE

PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO

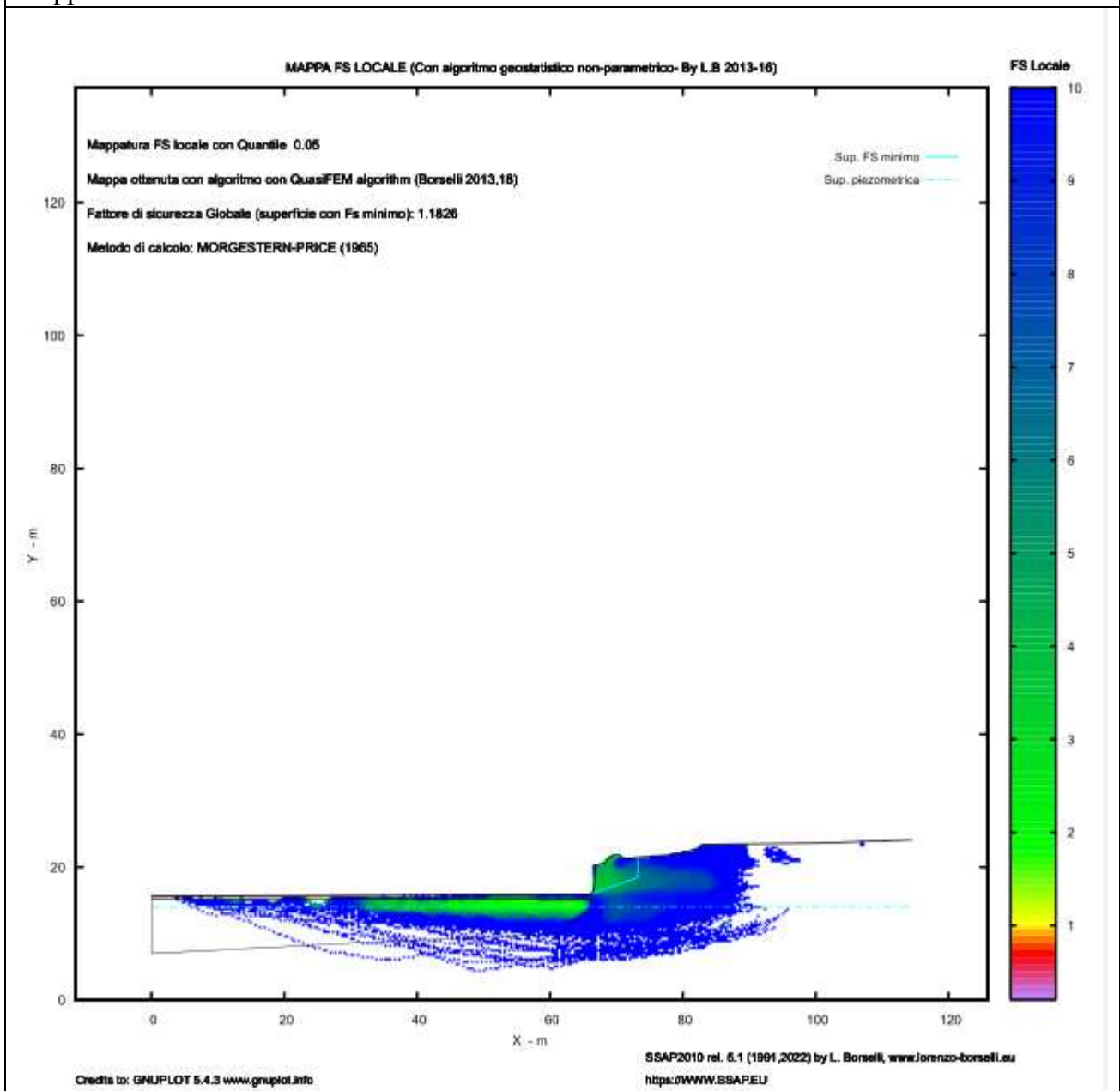
CON OSTACOLO

SENZA OSTACOLO

Superfici con minor Fs



Mappa FS locale



STATO DI PROGETTO (POST OPERAM)

CONDIZIONI PSEUDOSTATICHE coefficiente sismico Kh 0.014 (SLV)

Opzioni generali

PARAMETRI SISMICI

Coefficiente sismico orizzontale - Kh: Kv (negativo)

Coefficiente c=Kv/Kh:

Fs di Progetto richiesto. [Solo per analisi DEFICIT di RESISTENZA].

TIRANTI - ANCORAGGI

PASSIVI ATTIVI

Distribuzione resistenza

Rettangolare Trapezoideale

Attiva nuova metodologia calcolo automatico mobilitazione

NTC2018/EC-7 - ROCCE

DISATTIVATO ATTIVATO

ROCCE - Criterio Hoek et al. (2002)

HB Generalizzato - Carranza-Torres(2004)

HB Generalizzato - Lei et al.(2016)

HB Generalizzato - Lee et Pietruszczak(2017)

METODO DI CALCOLO

$T(x) = \lambda f(x) E(x)$

Esplora spazio(lambda0,fs0)

Metodo

A (rapido) B (rapido e accurato) C (più accurata) D (molto più accurato)

CONTROLLO STABILITA' NUMERICA

% Tolleranza stress normali negativi: %

% Tolleranza RHO=|Fs/Fv| >1.0: %

Limite T(x)/E(x): LIMITATO Non LIMITATO

Stabilizzatore numerico attivo

PALIFICATE

Metodo calcolo

ITO-MATSUI (1975) - HASSIOTIS (1997) KUMAR-HALL (2006) (+ conservativo)

Applicare nuova metodologia Calcolo Mobilitazione

Criterio Calcolo Mobilitazione

MAX [Fp/m , E(x)] MIN [Fp/m , E(x)]

Fattore di riduzione Fp (NTC2018) (Variare da 1 a 100): % di massima mobilitazione teorica: %

TERRE ARMATE

Attiva calcolo automatico mobilitazione

MOTORE GENERAZIONE E RICERCA SUPERFICI

RANDOM SEARCH (RS) CONVEX RANDOM SEARCH (CRS) SNIFF RANDOM SEARCH (SRS) 3.2 NEW RANDOM SEARCH (NRS) 1.2

SOLO PER CONVEX

Convessita' limitata Delta alpha

SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH

Steps di scansione: Variante NO-CONVEX SNIFF

Frequenza attivazione: No-convex oscillazione massima (gradi):

ottimizza tracciato discontinuita' sottili

SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO

EFFETTO ATTIVATO EFFETTO DISATTIVATO

Opzioni Smussatore

ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI

DISATTIVATO ATTIVA Modalita' 1 ATTIVA Modalita' 2

TENSION CRACKS TESTA PENDIO

EFFETTO DISATTIVATO EFFETTO ATTIVATO

Riempimento Acqua: No Riempimento Acqua Riempimento Acqua

Opzioni Tension Cracks

FILTRAGGIO SUPERFICI

FILTRARE NON FILTRARE

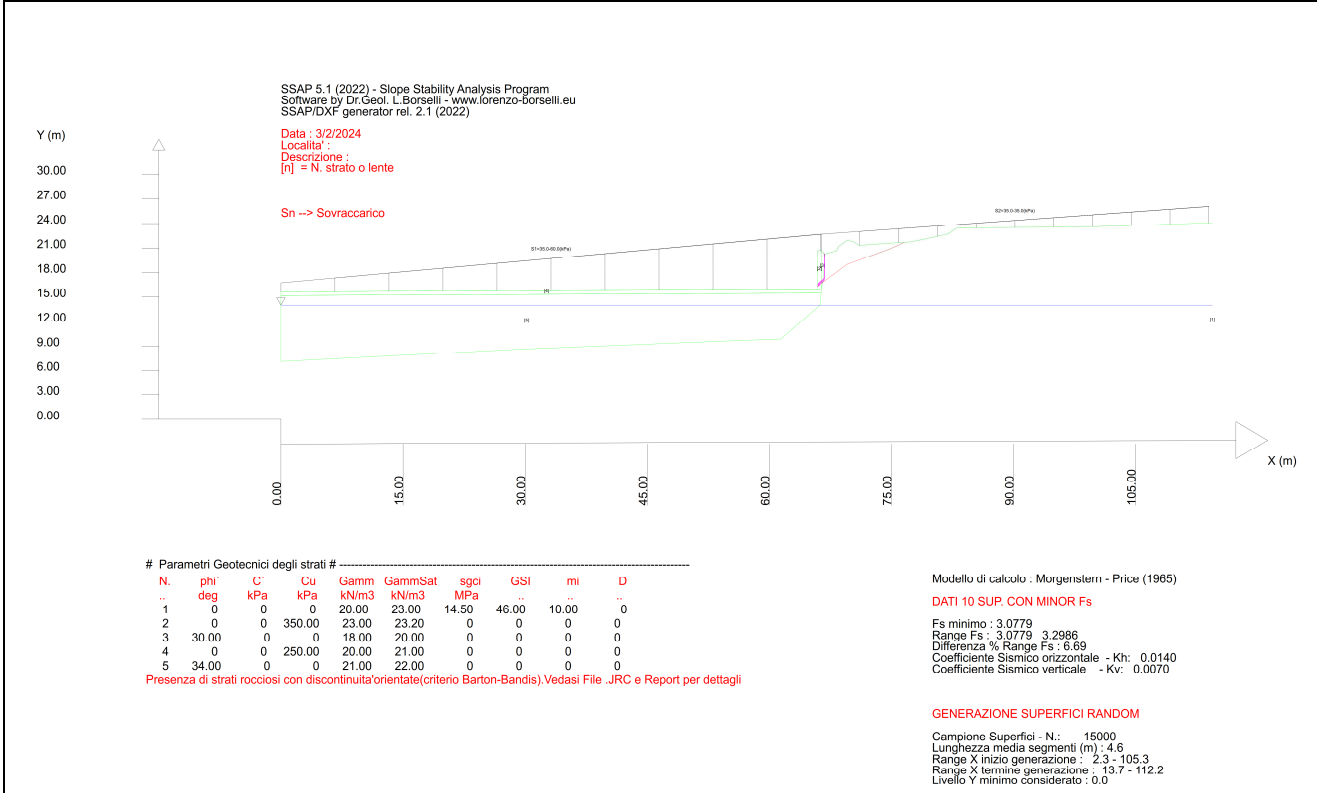
FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA

Forza Ea (alla Base) - kN/m: Forza Eb (in Testa) - kN/m:

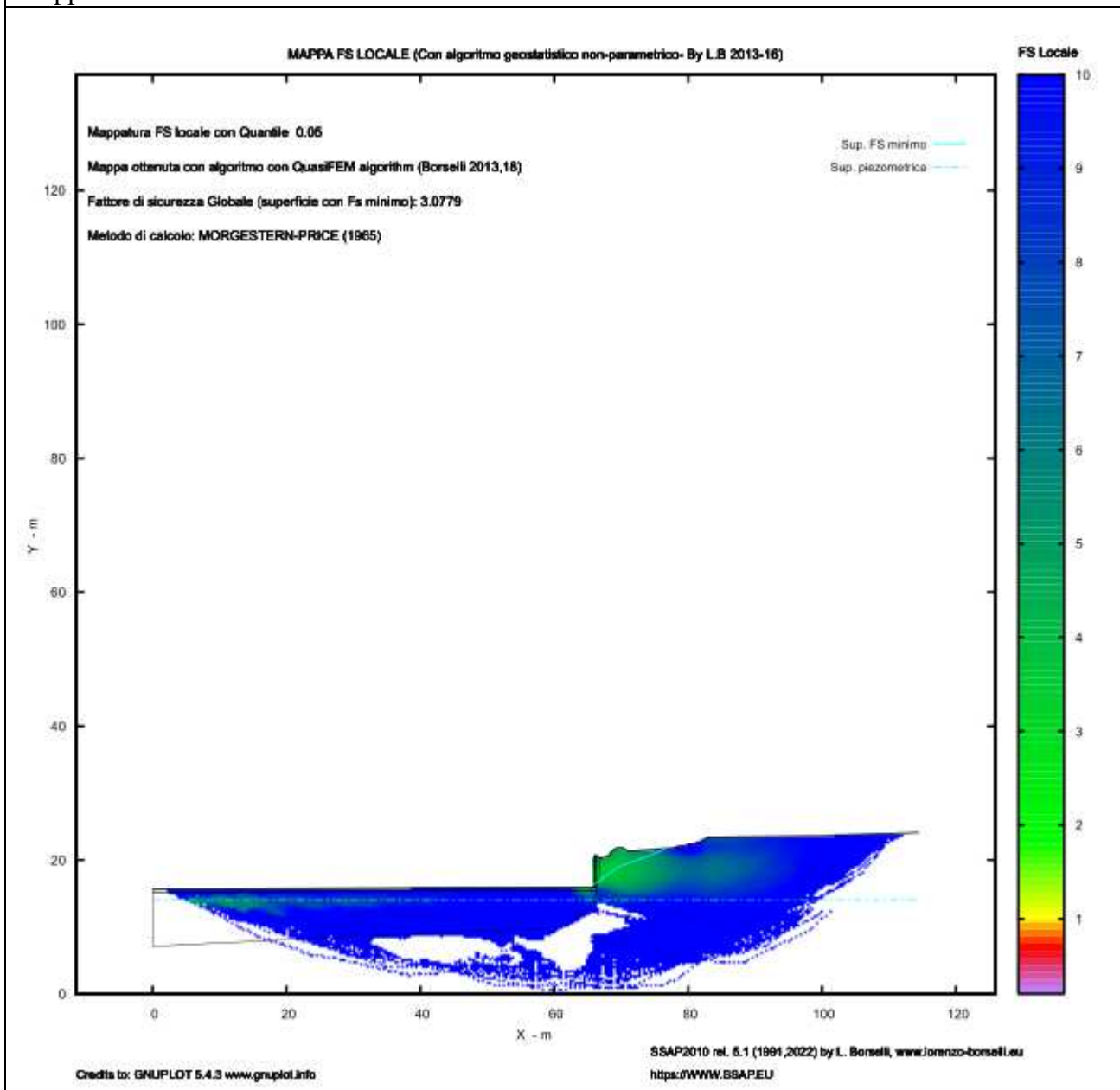
PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO

CON OSTACOLO SENZA OSTACOLO

Superfici con minor Fs



Mappa FS locale



risultati Fs

MONITOR VERIFICA	
MODELLO PENDIO :	post.mod
MODELLO DI CALCOLO	
MODELLO DI CALCOLO :	Morgestern - Price (1965)
COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh) :	0.0140
VERTICALE (Kv) :	0.0070 (Kv assunto con segno positivo)
PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI	
MOTORE DI RICERCA SUPERFICI	Random Search (RS)
ZONA DI INIZIO - Progressive - (m) :	da 2.29 a 105.28
ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - (m) :	da 13.73 a 112.15
QUOTA LIMITE INFERIORE (m):	0.00
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - (m) :	4.58
SMUSSA SUPERFICI: <i>Disattivato</i>	EFFETTO TENSION CRACKS: <i>Attivato</i>
RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: <i>Attivato M1</i>	METODO (lambda0,Fs0): <i>C</i>
RISULTATI IN TEMPO REALE	
Fs ITERATIVO :	5.3620
INTERVALLO Fs delle 10 SUPERFICI CON MINOR Fs :	Fs Min. 3.0779 - 3.2986
n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE:	15000 di 15000
% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI e % STABILITA' NUMERICA :	63.586 -- 99.77
PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETATE(%): 100.00	

Risulta: Fs min 3.08 – sezione verificata

Conclusioni

Le analisi svolte indicano che, con la realizzazione dell'opera in progetto, si ha un miglioramento del fattore di sicurezza, che passa da circa 1,18 in condizioni di ante operam a un valore di circa 3 in condizioni di post operam. Questo risultato è dovuto, come era lecito aspettarsi, all'effetto stabilizzante del muro in c.a. costruito a ridosso della parete in roccia con riempimento a tergo di inerte, che supera quello instabilizzante del sovraccarico.

Inoltre la parete risulterà protetta in futuro dagli agenti meteorici, subendo un minor degrado.

In definitiva, alla luce dei risultati ottenuti, si può concludere che risulta verificata la compatibilità geologica e geotecnica dell'intervento progettuale.