

**S.S. 100 “di Gioia del Colle”  
COMPLETAMENTO FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DELLA S.S. 100, TRA I KM  
44+500 E 52+600 (SAN BASILIO) CON SEZIONE DI TIPO B.**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. BA291

RESPONSABILE INTEGRAZIONE SPECIALISTICA  
Ing. Alessandro Aliotta – Ordine degli Ingegneri di Genova n° 7995 A

IL PROGETTISTA E COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  
Ing. Vito Capotorto – Ordine degli Ingegneri di Taranto n° 1080

IL GEOLOGO  
Dott. Geol. Mario Stani  
(Ordine dei Geologi della Puglia n° 279)

L'ARCHEOLOGO: Dott.ssa Paola Innucciello  
Elenco MIC n. 2571 – archeologo di 1° fascia ai sensi del D.M. 244/2019

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Alberto SANCHIRICO

Progettisti



DIRETTORE TECNICO  
Prof. Ing. Andrea Del Grosso



DIRETTORE TECNICO  
Ing. Franz Pacher



DIRETTORE TECNICO  
Ing. Primo STASI



Ing. Tommaso DI BARI  
Ing. Vito CAPOTORTO



DIRETTORE TECNICO  
LAND Italia Srl  
Arch. Andreas KIPAR

**Studi e indagini  
Relazione geotecnica generale**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00_GE00_GET_RE01_A			
STBA0291	D 23	CODICE ELAB.	T00GE00GETRE01	A	
A	Prima emissione	Giugno 2023	M.STANI	P.STASI	P.STASI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE SINTETICA DEL TRACCIATO STRADALE DI PROGETTO.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO.....</b>	<b>6</b>
4.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI.....	6
4.2	PROVE DI LABORATORIO.....	6
4.3	PROSPEZIONI SISMICHE A RIFRAZIONE E MASW.....	7
4.4	SONDAGGI ELETTRICI TOMOGRAFICI.....	8
4.5	PROVE DI CARICO SU PIASTRA.....	9
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>11</b>
5.1	MODELLAZIONE GEOTECNICA IN CORRISPONDENZA DELLE PRINCIPALI OPERE.....	14
<b>6</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO.....</b>	<b>20</b>
6.1	VASCA DI LAMINAZIONE E DRENANTE.....	25
6.2	TRINCEA STRADALE - SEZIONI 37-41.....	33
<b>7</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA.....</b>	<b>41</b>
7.1	STIMA DELLA CAPACITÀ DI FILTRAZIONE ZONA VASCA DI LAMINAZIONE E DRENANTE.....	45
<b>8</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA DIFFICOLTA' DI SCAVO.....</b>	<b>47</b>
<b>9</b>	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>53</b>

## 1 PREMESSA

L'area oggetto di studio è ubicata nel settore Centro-occidentale della Puglia, a Sud del Capoluogo di Regione Bari, lungo l'asse stradale (SS 100) che lo collega a Taranto.

Nella presente relazione vengono caratterizzati gli elementi geologici, idrogeologici, geotecnici e sismici dei terreni che interessano il tracciato stradale di progetto.

Allo scopo sono stati utilizzati oltre ai dati bibliografici, le indagini effettuate nell'anno 2021 che sono consistite in sondaggi geognostici a carotaggio continuo, prove di permeabilità in situ, prospezioni geofisiche lungo il tracciato stradale e analisi di laboratorio sui campioni di terreni prelevati durante i sondaggi, pozzetti ambientali, prove di carico su piastra.

Il presente studio ha consentito in definitiva di appurare la fattibilità dell'intervento in riferimento sia alle Norme tecniche di riferimento, sia al quadro geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico che caratterizza la zona interessata.

Alla presente relazione sono allegati i seguenti elaborati:

- Certificati indagini geognostiche, prove di laboratorio geotecnico e ambientale
- Profilo geotecnico

## 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Il territorio interessato è situato nella parte centro occidentale dell'altopiano delle Murge che occupa una vasta porzione della regione pugliese. Sotto l'aspetto morfologico le Murge rappresentano un altopiano poco elevato che si allunga in direzione WNW-ESE e sono delimitate da alte scarpate e ripiani poco estesi sia verso ovest che verso nord, mentre a sud verso il Salento, degradano più dolcemente con ampi pianori e scarpate ridotte.

La struttura geologica delle Murge è costituita da una potente serie di rocce carbonatiche la cui sedimentazione ebbe luogo a partire dal Cretaceo Inf.(circa 130 milioni di anni fa). Le rocce prevalenti sono calcari e calcari dolomitici e subordinatamente dolomie che si sono depositi in fondali marini piuttosto ampi e poco profondi.

Il Calcarea di Bari , costituisce la parte bassa e media della sequenza stratigrafica ed è rappresentato da alternanze di calcari e dolomie scarsamente fossiliferi se non in alcuni orizzonti che rappresentano quindi dei livelli caratteristici. Questa formazione non affiora nel territorio interessato mentre si rinviene nel sottosuolo sormontata, con un contatto trasgressivo, dalla successione del Cretaceo superiore rappresentata dalla formazione del Calcarea di Altamura.

Il Calcarea di Altamura rappresenta la parte alta della deposizione carbonatica cretacea, si rinviene in quasi tutto il sottosuolo del territorio interessato dal progetto. Questa formazione è rappresentata prevalentemente da calcari micritici laminati e da calcari detritici fossiliferi con gusci di rudiste. Con scarsa frequenza si intercalano nella serie stratigrafica dei livelli di calcari dolomitici e dolomie.

L'altopiano murgiano è inoltre disseminato di forme carsiche superficiali che spesso sono connesse con evidenze carsiche ipogee. Si possono osservare numerose doline e depressioni carsiche così come voragini ed inghiottitoi. In particolare nel territorio compreso tra Gioia del Colle e l'abitato di San Basilio si possono osservare delle doline limitrofe alla strada SS1001.

L'area oggetto di studio è caratterizzata da uno scarso reticolo idrografico. Infatti, le linee di deflusso dell'acqua, costituite da valloni più o meno incassati, sono quasi sempre asciutti a causa della scarsa piovosità (media annua di circa 450 mm) che relega l'area tra le zone ad alta aridità dell'Italia continentale. Solo in coincidenza di eventi idrometeorici, particolarmente intensi e prolungati nel tempo, una parte delle acque accumulandosi in corrispondenza di alcune incisioni presenti nella zona (impluvi) scorre in superficie raggiungendo le aree più depresse ed infiltrandosi nel sottosuolo mediante discontinuità di origine carsica.

Le caratteristiche litostratigrafiche delineate non sono favorevoli alla formazione di falde acquifere superficiali, e consentono la presenza di una sola falda profonda il cui livello piezometrico è posto alla quota di circa mt. 50 s.l.m., tale da non interagire con le opere in progetto.

La strada interessata dal progetto, si sviluppa in corrispondenza di litotipi rappresentati prevalentemente da calcari per profondità di diverse decine di metri ad esclusione dell'ultimo tratto di circa 0.3 km in località San Basilio, dove il substrato è rappresentato da litotipi calcarenitici ascrivibili alla formazione delle Calcareniti di Gravina, di età pliopleistocenica.

### 3 DESCRIZIONE SINTETICA DEL TRACCIATO STRADALE DI PROGETTO

La SS100 è ubicata nella porzione centro-orientale delle Murge baresi e risulta caratterizzata da affioramenti prevalentemente calcarei e subordinatamente, nel tratto stradale ubicato in corrispondenza della località di San Basilio, da litotipi calcarenitici. Sono presenti coltri detritiche terrigene con spessori modesti che solo in alcuni tratti limitrofi al tracciato stradale esistente, possono superare il metro.

Le principali opere previste sono le seguenti:

- Cavalcavia • Km 1+900
- Cavalcavia • Km 5+450
- Tombino • Km 7+900
- *Trincea stradale – Sez. 37-41*
- *Vasca di laminazione e drenante*
- *Allargamento sede stradale*
- *Realizzazione di viabilità complanare*

## 4 INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO

È stata condotta una campagna di indagini geognostiche e geotecniche così articolata:

- n. 8 sondaggi geognostici a carotaggio continuo a profondità variabile tra 20 e 30 m
- n. 1 sondaggio a distruzione di nucleo
- n. 19 prelievi di campioni per analisi di laboratorio geotecnico
- n. 26 prospezioni sismiche a rifrazione
- n. 26 prospezioni sismiche masw
- n. 2 sondaggi elettrici tomografici
- n. 7 prove di carico su piastra
- n. 20 prove di permeabilità a carico variabile in foro di sondaggio
- n. 8 prove di permeabilità in pozzetto a carico variabile

I dettagli di tutte le prove e i sondaggi sono riportati negli elaborati redatti dalla ditta esecutrice, mentre di seguito se ne sintetizzano i principali risultati.

### 4.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI

Sono stati eseguiti principalmente nelle zone che saranno interessate dalle opere d'arte maggiori previste dal progetto, anche se talvolta non è stato possibile, per questioni logistiche, posizionarli esattamente in corrispondenza di esse. I sondaggi da S1 a S5 sono stati eseguiti nelle aree dove il substrato calcareo cretaceo è direttamente affiorante oppure ricoperto da uno strato di modesto spessore di terreno residuale. In linea generale, l'ammasso roccioso calcareo si presenta molto fratturato, con RQD raramente superiore al 40%, e spesso tendente a 0. Nelle colonne stratigrafiche sono stati rilevati spessori anche notevoli con forte alterazione carsica e riempimenti di sabbia argillosa rossastra (es. S4, S1int). I sondaggi S5 e da S1int a S3int sono stati eseguiti nelle aree dove la formazione affiorante è quella calcarenitica plioleistocenica, ma hanno raggiunto tutti la sottostante formazione calcarea che è stata rinvenuta a profondità variabili tra 5m (S6) e 20m (S2int). L'ammasso roccioso calcarenitico si presenta scarsamente cementato e talora sono presenti livelli prettamente sabbiosi. Per maggiori dettagli si rimanda alle stratigrafie riportate nelle relazioni della ditta esecutrice.

### 4.2 PROVE DI LABORATORIO

Sono stati prelevati n. 19 spezzoni di carota per le determinazioni di laboratorio. Nella tabella seguente si riportano i principali parametri ricavati.

<b>Sintesi dei principali parametri ricavati dalle prove di laboratorio</b>						
sondaggio	campione	profondità	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	mi	$\sigma_{ci}$ da PLT (MPa)
<b>CALCARE</b>						
S1	C1	2.25	2448	25.1	8.7	30.01
	C2	10.25	2456	23.7	9.5	28.79
S2	C1	2.25	2453	46.4	4.7	50.64
	C2	7.75	2406	36.5	3.4	40.55
	C3	12.25	2430	17.1	17.5	20.83

S3	C1	3.25	2274	49	7.7	nd	
	C2	10.25	2397	21.2	7.7	nd	
S4	C1	3.25	2400	29.2	6.3		35.19
	C2	10.25	2336	38.3	7.8		45.28
	C3	15.25	2103	14.7	7.7	nd	
S5	C1	2.25	2324	29.2	7.2		35.34
	C2	7.25	2473	28.8	7.7	nd	
S6	C2	7.25	2440	nd	nd		30.4
S1i	C2	8.25	2350	34.55	nd	nd	
S1i	C3	14.75	2370	64.4	7.7	nd	
		<b>MEDIA</b>	<b>2377</b>	<b>32.5</b>	<b>8.0</b>		<b>35.2</b>
		<b>DEV ST</b>	<b>94.8</b>	<b>13.8</b>	<b>3.3</b>		<b>8.6</b>
<b>CALCARENITE</b>							
S6	C1	2.25	1656	4	3.2		4.33
S1i	C1	4.5	1720	nd	nd		8.8

### 4.3 PROSPEZIONI SISMICHE A RIFRAZIONE E MASW

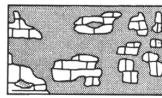
Sono state eseguite n. 26 prospezioni sismiche a rifrazione e masw. L'elaborazione dei dati mette in evidenza le velocità caratteristiche dei sismostrati riscontrati e attribuibili alle diverse formazioni presenti in loco grazie alle correlazioni con le indagini dirette. Il primo sismostrato è riferibile allo spessore di copertura limoso sabbioso, passante ad ammasso roccioso completamente alterato. Lo spessore è sempre intorno al metro, raramente superiore. Le velocità delle onde P sono sempre inferiori ai 500-700 m/s, le velocità delle onde di tipo S non sono risolvibili, dato il modesto spessore e l'interdistanza adottata.

Il substrato roccioso presenta velocità che possono essere distinte in due classi, riferibili ai calcari e alle calcareniti.

I Calcari mostrano velocità delle onde longitudinali (P) variabili in un range che va dai 2000 ai 2800 m/s, caratteristiche di un ammasso roccioso da molto a mediamente carsificato e/o fratturato (vedi figura sottostante). Le velocità delle onde S sono sempre superiori ai 1000 m/s.

Le velocità delle calcareniti variano da un minimo di 1000 ad un massimo di 1400 m/s, caratteristiche di un ammasso da scarsamente a mediamente cementato. Per maggiori dettagli si rimanda alle stratigrafie riportate nelle relazioni della ditta esecutrice.





GRADO V  
ammasso  
completamente  
carsificato

sono praticamente cancellate le caratteristiche tessiturali della roccia i cui relitti sono inglobati in abbondanti terre rosse.  
Roccia molto scadente

velocità onde sismiche longitudinali: 0,7-1,0 Km/sec  
rapporto di velocità (VR)  
< 0,15

modulo elastico <sup>2</sup>  
11000-21000 Kg/cm<sup>2</sup>

indice di qualità (RQD) < 25%



GRADO IV  
ammasso molto  
carsificato

sono conservati i caratteri tessiturali della roccia in posto, rilassata ed attraversata in ogni senso da cavità carsiche attive e fossili.  
Roccia scadente

velocità onde sismiche longitudinali: 1,1-2,0 Km/sec  
rapporto di velocità (VR)  
0,15 - 0,35

modulo elastico <sup>2</sup>  
28000 - 90000 Kg/cm<sup>2</sup>

indice di qualità (RQD)  
25-50%



GRADO III  
ammasso media-  
mente carsifi-  
cato

diffusa presenza di cavità collegate ai processi di erosione e di dissoluzione carsica.  
Roccia discreta

velocità onde sismiche longitudinali: 2,1-3,0 Km/sec  
rapporto di velocità (VR)  
0,35 - 0,60

modulo elastico <sup>2</sup>  
100000-200000 Kg/cm<sup>2</sup>

indice di qualità (RQD)  
50-75%



GRADO II  
ammasso poco  
carsificato

giunti di stratificazione solo parzialmente interessati da manifestazioni carsiche.  
Roccia buona

velocità onde sismiche longitudinali: 3,1-4,5 Km/sec  
rapporto di velocità (VR)  
0,60-0,75

modulo elastico <sup>2</sup>  
210000-500000 Kg/cm<sup>2</sup>

indice di qualità (RQD)  
75-90%



GRADO I  
ammasso non  
carsificato

Assenza completa di manifestazioni carsiche; giunti radi e bancate compatte.  
Roccia eccellente

velocità onde sismiche longitudinali: > 4,5 Km/sec  
rapporto di velocità  
> 0,75

modulo elastico <sup>2</sup>  
> 500000 Kg/cm<sup>2</sup>

indice di qualità > 90%

Classificazione e caratterizzazione di un ammasso roccioso carsificato da Zezza F.: Valutazione geologico-tecnica degli ammassi rocciosi carsificati con particolare riferimento alle aree carsiche pugliesi, 1976

#### 4.4 SONDAGGI ELETTRICI TOMOGRAFICI

Sono stati eseguiti n. 2 sondaggi nelle zone che saranno interessate dalle opere d'arte maggiori previste dal progetto, allo scopo di evidenziare la presenza di cavità carsiche, sensibili a tale tipologia di indagine. I valori di resistività misurata nel substrato (700-2500 Ωm) sono riconducibili a roccia calcarea fratturata; al loro interno si evidenziano alcune "sacche" con resistività inferiore (180-250 Ωm) che possono essere riconducibili a zone di alterazione carsica. Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni della ditta esecutrice.

#### 4.5 PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Sono stati eseguiti n. 7 prove di carico su piastra in pozzetti superficiali profondi pochi decimetri. I risultati sono schematizzati nella tabella seguente. Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni della ditta esecutrice.

Sezione	profondità (m)	Md (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	0.40	101.4
32	0.40	150
6	0.40	132.2
91	0.40	198.7
124	0.7	174.4
141	0.40	204.1
151	0.40	139.5

#### 4.6 prove di permeabilità

Lungo il tracciato stradale sono state eseguite n. 20 prove di permeabilità a carico variabile, in pozzetto e in foro di sondaggio, esse hanno interessato lo strato più superficiale; i risultati sono sintetizzati nella seguente tabella:

Prova n.	sezione	prof.	k medio (m/s)
PP2	13	0.5-1.0	2.42E-6
S1 1	37	1.5-2.5	1.0E-4
S1 2	37	4.0-5.0	1.19E-4
S2 3	37	1.0-2.0	1.52E-4
S2-4	37	4.5-5.0	3.57E-4
PP5	44	0.5-1.0	1.72E-6
S3 5	72	1.0-1.5	9.35E-5
S3 6	72	3.5-4.0	2.48E-4
PP8	73	0.5-1.0	2.04E-6
PP11	99	0.5-1.0	3.05E-6
S4 7	110	1.0-1.5	6.35E-4
S4 8	110	3.0-3.5	3.58E-4
S5 9	111	1.0-1.5	1.22E-4
S5 10	111	4.5-5.0	4.37E-4
PP14	132	0.5-1.0	5.23E-6
PP15	141	0.5-1.0	3.32E-6
S6 11	156	1.0-1.5	3.49E-5
S6 12	156	4.0-4.5	3.68E-5
PP17	161	0.5-1.0	2.8E-6
			<b>valore medio 9.2E-5</b>

Nella zona dove sarà realizzata la vasca drenante, sono state eseguite prove di permeabilità in foro di sondaggio che hanno interessato profondità maggiori, come esplicitato nella successiva tabella:

Sondaggio	Prova n.	tratto in prova	k medio (m/s)
S1int	1	0.0-10.0	1.49E-6
	2	10.0-15.0	3.86E-7
	3	20.0-25.0	1.25E-5
	4	25.0-30.0	9.79E-6
S3int	1	5.0-10.0	1.84E-4
	2	10.0-15.0	2.14E-6
	3	17.0-22.0	3.42E-5
	4	25.00-30.0	1.02E-5
			<b>valore medio 3.62E-5</b>

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi presenti nell'area d'intervento è stata ottenuta attraverso la sintesi dei risultati delle prove in situ, dirette e indirette, e delle prove di laboratorio. I litotipi che condizioneranno le opere previste sono stati classificati in diverse Unità Geotecniche, come sintetizzato nella seguente tabella.

Unità Geologica	Unità Geotecnica	Subunità geotecnica	Litologia
Depositi eluviali e di terra rossa	R		sabbia limosa passante ad ammasso calcareo completamente carsificato
Calcareniti di Gravina	Ca	Ca1	calcarenite poco cementata con inclusioni sabbiose
		SCa	sabbie con intercalazioni calcarenitiche
		CaS	calcareniti con intercalazioni sabbiose
Calcari di Altamura	Cr	Cr1	calcare molto carsificato e fratturato
		Cr2	calcare da molto a mediamente carsificato e fratturato
		As	argilla sabbiosa con clasti calcarei (alterazione)

Come si evince dalla tabella precedente, nell'area di interesse si rinvenivano quasi esclusivamente rocce calcaree o calcarenitiche. Queste rocce, sotto il profilo geotecnico, offrono in generale delle adeguate 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.

Secondo quanto riportato dal Canadian Foundation Engineering Manual (1985) e di seguito riportato, le rocce sono essere classificate, in base alla loro resistenza alla compressione monoassiale:

**Grado di classificazione      Range di resistenza alla compressione (MPa)**







<b>R0</b>	<b>Estremamente debole</b>	<b>&lt; 1</b>
<b>R1</b>	<b>Molto debole</b>	<b>1 ÷ 5</b>
<b>R2</b>	<b>Debole</b>	<b>5 ÷ 25</b>
<b>R3</b>	<b>Mediamente resistente</b>	<b>25 ÷ 50</b>
<b>R4</b>	<b>Resistente</b>	<b>50 ÷ 100</b>
<b>R5</b>	<b>Molto resistente</b>	<b>100 ÷ 250</b>
<b>R6</b>	<b>Estremamente resistente</b>	<b>&gt; 250</b>

Le prove di laboratorio eseguite (vedi tabella al paragrafo 4.2), hanno restituito valori di resistenza alla compressione monoassiale compresi tra 15 e 64 MPa per i litotipi calcarei (media 30 MPa), e tra 4 e 8 MPa per le calcareniti ciò induce a classificare le rocce calcaree come “**mediamente resistenti**” e quelle calcarenitiche come “**molto deboli**”.

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  $\sigma_{3max}$ , posto preliminarmente pari a  $\sigma_{ci}/4$  come consigliato dagli AA, 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 figura sottostante). 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"/>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
GSI Selection: <input type="text" value="59"/> <input type="button" value="OK"/>						
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	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					10
		← DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				
		N/A	N/A			

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 :

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

$s$  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  $\sigma_3'$  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 ( $\sigma_{ci}$ );
- 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.

Sono stati quindi elaborati i dati derivanti dai sondaggi, dalle prove di laboratorio e 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 megastrutturali dei depositi.

Per le unità geologiche-geotecniche litoidi le caratteristiche meccaniche possono essere ricavate in base alle correlazioni proposte da N. Barton in -Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy, 2006; e modificato per le calcareniti da Carrozzo et Al. . Conoscendo il valore 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:  $Q_c = 10(V_p)^{-3.5}$**

**calcareniti:  $Q_c = 10(V_p)^{-1.212}$**

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.

Nelle schede seguenti si riporta il modello geotecnico, desunto in base a quanto sopra esposto, e in corrispondenza di ciascuna delle opere principali previste dal progetto.

## 5.1 MODELLAZIONE GEOTECNICA IN CORRISPONDENZA DELLE PRINCIPALI OPERE

### CAVALCAVIA Km 1+900 - SEZ 39

RIF. SONDAGGI GEOGNOSTICI S1 S2 –SONDAGGIO SISMICO A RIFRAZIONE E MASW ST3 –PROVE DI LABORATORIO

#### MODELLO GEOTECNICO

Come accennato in premessa, la ricostruzione dell'assetto stratigrafico dell'area in esame è stata fatta sulla base delle risultanze delle indagini e dei rilievi eseguiti.

I dati disponibili permettono la ricostruzione del modello geologico-geotecnico del sito che risulta il seguente:

#### Unità Geotecnica (U.G. nel seguito) R

Spessore: da 0.00 a 1.50 m

litologia: Terra rossa passante ad ammasso calcareo completamente carsificato.

$V_p = 700$  m/s

$V_s = 200-400$  m/s

#### parametri caratteristici

- $\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>
- $\phi_k' = 25^\circ$
- $c_k' = 15.3$  KPa

#### parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)

- $\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>
- $\phi = \arctan(\tan \phi_k' / 1.25) = 20.5^\circ$
- $c = c_k' / 1.25 = 12.2$  KPa

#### U.G. Cr1

profondità: da 1.5 a 5.0 m Dal p.c.

litologia: calcare molto carsificato e fratturato

RQD=20-25%

$V_p = 2100$  m/s

$V_s = 1100$  m/s

$\gamma = 21$  KN/m<sup>3</sup>

$\sigma_{ci} = 30$  MPa

GSI = 29

Mi = 8

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3max}$	c(MPa)	$\phi$	K <sub>wv</sub> Kg/cm <sup>3</sup>	K <sub>wo</sub> Kg/cm <sup>3</sup>
0.634	0.0004	0.524	1145	7.5	0.953	22.55°	11450/B <sup>1</sup>	1374/B

<sup>1</sup> B= lato della fondazione

## U.G. Cr2

profondità: da 5.0 sino alla profondità di interesse

litologia: calcare da molto a mediamente carsificato e fratturato

RQD=25-30%

Vp= 2800 m/s

Vs= 1250 m/s

$$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{ci} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{GSI} = 41$$

$$m_i = 8$$

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3\max}$	c(MPa)	$\phi$	K <sub>wv</sub> Kg/cm <sup>3</sup>	K <sub>wo</sub> Kg/cm <sup>3</sup>
0.973	0.0014	0.511	2564	7.5	1.199	26.04°	25640/B	3077/B

### problematiche fondazionali

Si ipotizza che le opere possano essere dotate di fondazioni dirette attestate nell'U.G. Cr1. Per la valutazione preliminare della capacità portante, si utilizza la relazione di Kulhawy & Carter 2 :

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

Utilizzando i parametri ricavati in precedenza per tale U.G. , risulta:

$$q_{ult} = 3.2 \text{ MPa}$$

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

$$q_{sic} = 0.64 \text{ MPa}$$

In considerazione dell'alto valore del modulo elastico E, sono attesi cedimenti millimetrici.

<sup>2</sup> 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



### **SOVRAPPASSO KM 5+450 SEZ 110**

RIF. SONDAGGI GEOGNOSTICI S4-S5- –SONDAGGIO SISMICO A RIFRAZIONE E MASW ST8-ST19 – P12 –E2 - PROVE DI LABORATORIO: S4C1, S4C2, S4C3, S5C1, S5C2,

### **MODELLO GEOTECNICO**

I dati disponibili permettono la ricostruzione del modello geologico-geotecnico del sito che risulta il seguente:

#### **Unità Geologica-Geotecnica (U.G. nel seguito) R**

Spessore: da 0.00 a 0.50 m

litologia: terreno sabbioso ghiaioso rossastro.

$V_p = 700$  m/s

$V_s = 200-400$  m/s

#### **parametri caratteristici**

- $\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>
- $\phi_k' = 25^\circ$
- $c_k' = 15.3$  KPa

#### **parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)**

- $\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>
- $\phi = \arctan(\tan \phi_k' / 1.25) = 20.5^\circ$
- $c = c_k' / 1.25 = 12.2$  KPa

#### **U.G. Cr1**

profondità: da 1.0 a 19.6 m dal p.c.

litologia: calcare fratturato

RQD < 10%

$V_p = 2500$  m/s

$V_s = 1000$  m/s

$\gamma = 21$  KN/m<sup>3</sup>

$\sigma_{ci} = 30$  MPa

GSI = 29

Mi = 6.5

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3max}$	c(MPa)	$\phi$	Kwv Kg/cm <sup>3</sup>	Kwo Kg/cm <sup>3</sup>
0.666	0.0008	0.515	1896	1	0.297	39.17°	18960/B <sup>3</sup>	2275/B

#### **U.G. As1**

profondità: da 19.6 a 25.0

litologia: argilla sabbioso con clasti calcarei

<sup>3</sup> B= lato della fondazione

**parametri caratteristici**

- $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$
- $\phi_k' = 25^\circ$
- $c_k' = 15.3 \text{ KPa}$

**parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)**

- $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$
- $\phi = \arctan(\tan \phi_k' / 1.25) = 20.5^\circ$
- $c = c_k' / 1.25 = 12.2 \text{ KPa}$

**U.G. Cr2**

profondità: da 25 a sino alla profondità d'interesse

litologia: calcare fratturato e/o carsificato con caratteristiche mediamente analoghe a Cr1

problematiche fondazionali

Si ipotizza che le opere possano essere dotate di fondazioni dirette attestate nell'U.G. Cr1. Per la valutazione preliminare della capacità portante, si utilizza la relazione di Kulhawy & Carter :

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

Utilizzando i parametri ricavati in precedenza per tale U.G. , risulta:

**$q_{ult} = 2.94 \text{ MPa}$**

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

**$q_{sic} = 0.59 \text{ MPa}$**

In considerazione dell'alto valore del modulo elastico E, sono attesi cedimenti millimetrici.

## **TOMBINO KM 7+900 SEZ 159**

RIF. SONDAGGI GEOGNOSTICI S1int- –SONDAGGIO SISMICO A RIFRAZIONE E MASW ST3int ST13 – P17-PP - PROVE DI LABORATORIO: S1intC1, S1intC2, S1intC3.

## **MODELLO GEOTECNICO**

I dati disponibili permettono la ricostruzione del modello geologico-geotecnico del sito che risulta il seguente:

### **Unità Geologica-Geotecnica (U.G. nel seguito) R**

Spessore: da 0.00 a 0.80 m

litologia: terreno sabbioso ghiaioso rossastro.

$V_p = 700$  m/s

$V_s = 200-400$  m/s

#### **parametri caratteristici**

- $\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>
- $\phi_k' = 25^\circ$
- $c_k' = 15.3$  KPa

#### **parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)**

- $\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>
- $\phi = \arctan(\tan \phi_k' / 1.25) = 20.5^\circ$
- $c = c_k' / 1.25 = 12.2$  KPa

### **U.G. Ca1**

profondità: da 0.5 a 7.6 m dal p.c.

litologia: calcarenite poco cementata con inclusioni sabbiose

RQD=10%

$V_p = 1300$  m/s

$V_s = 668$  m/s

- $\gamma = 19$  KN/m<sup>3</sup>
- GSI = 48
- $m_i = 3.2$
- $\sigma_{ci_k} = 4$  MPa

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3max}$	c(MPa)	$\phi$	Kwv Kg/cm <sup>3</sup>	Kwo Kg/cm <sup>3</sup>
0.500	0.0031	0.507	299	0.3	0.074	29.62°	2990/B <sup>4</sup>	359/B

### **U.G. As**

profondità: da 7.6 a 30.0

<sup>4</sup> B= lato della fondazione

litologia: argilla sabbioso con clasti calcarei, con livelli di calcari intensamente fratturati e carsificati

RQD=n.d.

- $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- GSI = 5
- $m_i = 11.4$
- $\sigma_{ci_k} = 49 \text{ MPa}$

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3max}$	c(MPa)	$\phi$	K <sub>wv</sub> Kg/cm <sup>3</sup>	K <sub>wo</sub> Kg/cm <sup>3</sup>
0.385	0.000026	0.619	656	1	0.126	31°	6560/B <sup>5</sup>	787/B

#### problematiche fondazionali

Si ipotizza che le opere possano essere dotate di fondazioni dirette attestate nell'U.G. Ca1. Si utilizza la relazione di Kulhawy & Carter :

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

Utilizzando i parametri ricavati in precedenza per tale U.G. Ca1, risulta:

$$q_{ult} = 1.00 \text{ MPa}$$

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

$$q_{sic} = 0.2 \text{ MPa}$$

In considerazione dell'alto valore del modulo elastico E, sono attesi cedimenti millimetrici.

<sup>5</sup> B= lato della fondazione

## 6 VERIFICHE DI STABILITÀ FRONTI DI SCAVO

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  $\tau_m$  (domanda) e la resistenza al taglio disponibile  $\tau_f$  (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.

$F_s$  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,  $F_s$  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  $F_s$  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  $F_s$  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 .

$F_s$  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  $F_s$ . 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  $F_s$  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  $\phi'$  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.

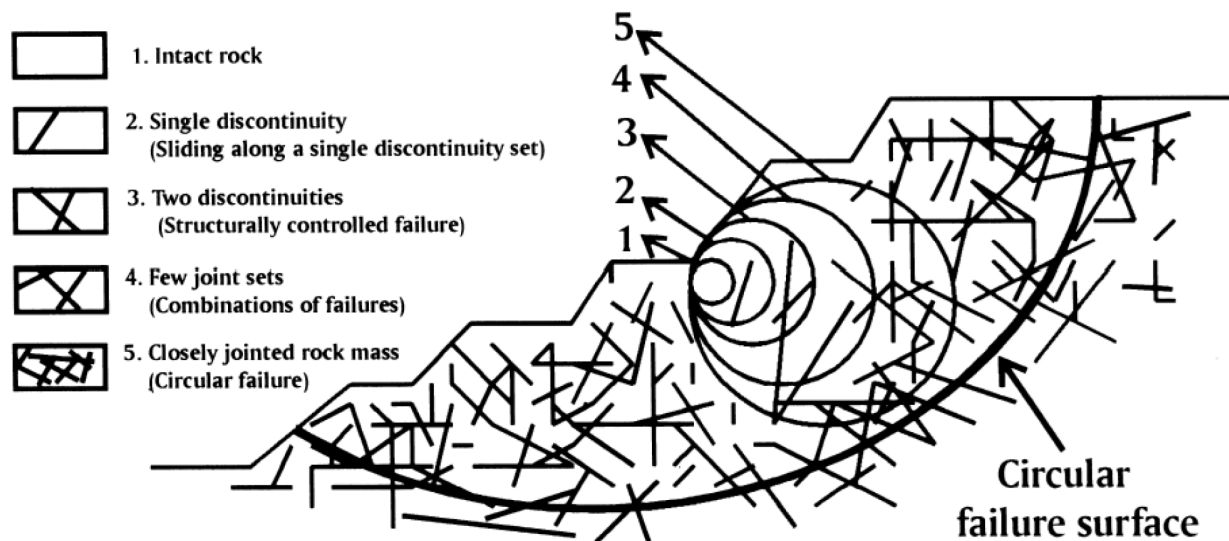
Il campo di applicazione della metodologia è limitato ai pendii in roccia dove non sono presenti instabilità e distacchi di natura strutturale :cunei o poliedri di roccia, topplig /ribaltamenti, e caduta di massi. Tuttavia il metodo presenta una capacità di generalizzazione molto ampia, potendo spaziare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

In figura 1, 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 (scavo con H=10 m circa), autorizzano il ricorso a tale metodo di verifica.

## 6.1 VASCA DI LAMINAZIONE E DRENANTE

RIF. SONDAGGI GEOGNOSTICI S2int S3int –SONDAGGIO SISMICO A RIFRAZIONE E MASW S6int – PROVE DI LABORATORIO S1intC1, S1intC2, S1intC3.

### MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Come accennato in premessa, la ricostruzione dell'assetto stratigrafico dell'area in esame è stata fatta sulla base delle risultanze delle indagini e dei rilievi eseguiti.

I dati disponibili permettono la ricostruzione del modello geologico-geotecnico del sito che risulta il seguente:

#### Unità Geologica-Geotecnica (U.G. nel seguito) R

Spessore: da 0.00 a 1.50 m

litologia: Terreno vegetale passante a calcarenite alterata.

$V_p = 500$  m/s

#### parametri caratteristici

$$\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi_k' = 30^\circ$$

$$c_k' = 10 \text{ KPa}$$

#### parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)

$$\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = \arctan(\tan \phi_k' / 1.25) = 25^\circ$$

$$c = c_k' / 1.25 = 8 \text{ KPa}$$

#### U.G. SCa

profondità: da 1.5 a 6.50

litologia: sabbie con intercalazioni calcarenitiche

$V_p = 1000$  m/s

$V_s = 500$  m/s

#### parametri caratteristici

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{GSI} = 40$$

$$m_i = 3.0$$

$$\sigma_{ci_k} = 4 \text{ MPa}$$

#### parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)

calcolati dal software

## U.G. CaS

profondità: da 6.50 sino alla profondità di interesse

litologia: calcareniti con intercalazioni sabbiose

$V_p = 1300$  m/s

$V_s = 850$  m/s

### parametri caratteristici

$\gamma = 19$  KN/m<sup>3</sup>

GSI = 47

$m_i = 3.2$

$\sigma_{ci_k} = 4$  MPa

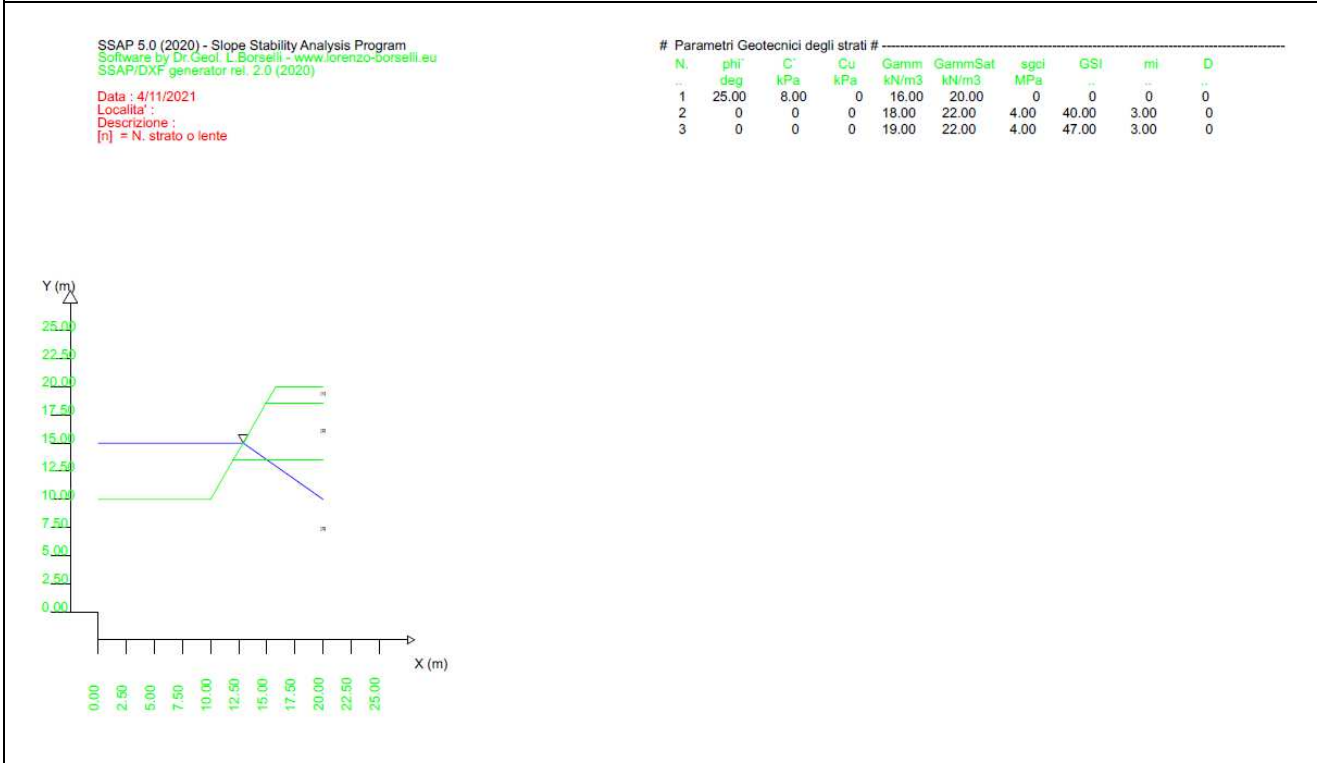
### parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)

calcolati dal software

## RISULTATI

La sezione di verifica è stata posta nel punto corrispondente alla massima altezza di scavo. Il fronte di scavo è stato quindi schematizzato come verticale, e di altezza a 10 m, i parametri geotecnici e gli spessori degli strati sono quelli stabiliti in precedenza.

### Geometria del fronte di scavo



Nelle figure seguenti si riportano in successione: le schermate del software SAAP che indicano i principali parametri e opzioni di calcolo ed i valori minimo e massimo del coefficiente di sicurezza FS raggiunto nelle 10 superfici più critiche. La geometria di tali superfici è riportata nella figura successiva.

Principali parametri di calcolo

SSAP 2010 (versione 5.0 - 2020)

**SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM**  
**release 5.0 (c) (1991-2020)**  
Build No. 11719 Windows 64 Bit  
by Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D.  
lborselli@gmail.com  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>

**AVVIO VERIFICA**  
VERIFICA GLOBALE  
VERIFICA SINGOLA

**RISULTATI**  
DIAGRAMMI FORZE  
VEDI GRAFICI SUPERFICI  
MAPPA PRESSIONE FLUIDI  
GENERA / VEDI MAPPA  $F_s$  LOCALE

**MONITOR VERIFICA**

**MODELLO PENDIO**  
LEGGI MODELLO  
 Attiva preprocessing fase 2  
VEDI MODELLO  
<https://WWW.SSAP2010>  
HELP  
ESCI dal PROGRAMMA

**MODELLO PENDIO :** vasca60falda.mod  
**MODELLO DI CALCOLO**  
**MODELLO DI CALCOLO :** **Morgestern - Price (1965)**  
COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh) : 0,0370  
VERTICALE (Kv) : 0,0185 (Kv assunto con segno positivo)

**PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI**  
**MOTORE DI RICERCA SUPERFICI** **Convex Random Search (CRS)**  
ZONA DI INIZIO - Progressive - ( m ) : da 0,40 a 18,40  
ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - ( m ) : da 2,40 a 19,60  
QUOTA LIMITE INFERIORE (m): 1,00  
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - ( m ) : 0,80  
SMUSSA SUPERFICI: Disattivato EFFETTO TENSION CRACKS: Attivato  
RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: Attivato MI METODO (lambda0, Fs0): B

**RISULTATI IN TEMPO REALE**  
**Fs ITERATIVO :** 1,3707  
**Fs Min.**  
INTERVALLO  $F_s$  delle 10 SUPERFICI CON MINOR  $F_s$  : 1,2776 - 1,2829  
n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE: 10000 di 10000  
% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI e % STABILITA' NUMERICA : 51,978 -- 5,48

**PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETE(%) :** 100,00

STOP VERIFICA VEDI RISULTATI TEMPORANEI

**STRUMENTI**  
GENERA REPORT VERIFICA  
GENERA FILES DXF  
ESPORTA SUPERFICI  
CAMBIA PAR. GEOTECNICI  
EDITA FILES  
MAKEFILES 5.5  
File SSAP2010.INI

**MESSAGGI:**  
SUGGERIMENTI: effettuata una verifica di stabilità è possibile generare un rapporto (file di testo) con tutti i risultati e anche una serie di file DXF con i grafici e esportare un file con le coordinate della superficie critica.

opzioni generali

OPZIONI GENERALI per Verifiche di Stabilità SSAP

Coefficiente sismico orizzontale - Kh **0,037**  Kv (negativo)  
Coefficiente c=Kv/Kh **0,500**

Fs di Progetto richiesto. Solo per analisi deficit di resistenza. **1,200**

NTC2018/EC-7 - ROCCE  
 DISATTIVATO  $\gamma_{\phi}$   
 ATTIVATO  $\gamma_{c'}$

ROCCHE - 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**  
 JANBU RIGOROSO (1973)  
 SPENCER (1973)  
 SARMA I (1973)  
 MORGENSTERN - PRICE (1965)  
 CHEN - MORGENSTERN (1983)  
 SARMA II (1979)  
 BORSELLI (2016)

$T(x) = \lambda f(x) E(x)$   
Esplora spazio (lambda0, fs0) Metodo  
 A (rapido)  
 B (rapido e accurato)  
 C (più accurato)  
 D (molto più accurato)

**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 [ Fpm , E(x) ]  
 MIN [ Fpm , E(x) ]

Fattore di riduzione Ep (NTC2018) (Variare da 1 a 100) **1,00**  
% di massima mobilitazione teorica **100,00 (%)**

**TERRE ARMATE**  
 Attiva calcolo automatico mobilitazione

**CONTROLLO STABILITA' NUMERICA**  
% Tolleranza stress normali negativi **10 %**  
% Tolleranza RHO=|Fs/Fv| > 1.0 **100 %**  
Limita 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) 3.0

SOLO PER CONVEX  
 Convessita' limitata  
Delta alpha **10,00**

SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH  
Steps di scansione **60**  
Frequenza attivazione **0,75**  
 Variante NO-CONVEX SNIFF  
No-convex oscillazione masima (gradi) **-10,00**  
 ottimizza tracciatore discontinuita' sottili

**SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO**  
 EFFETTO ATTIVATO  
 EFFETTO DISATTIVATO

Opzioni Smussatore

**TENSION CRACKS TESTA PENDIO**  
 EFFETTO DISATTIVATO  
 EFFETTO ATTIVATO

Opzioni Tension Cracks

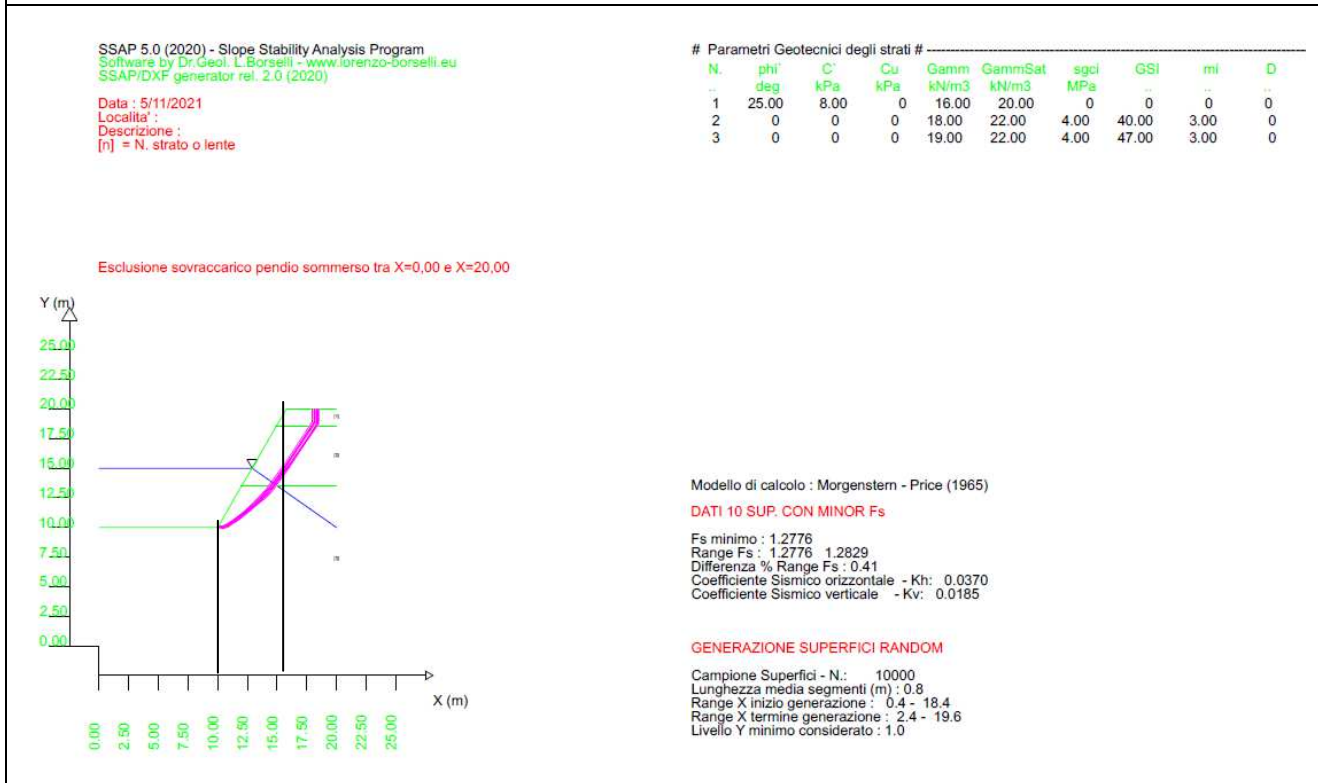
**FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA**  
Forza Ea (alla Base) - kN/m **0,00**  
Forza Eb (in Testa) - kN/m **0,00**

**ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI**  
 DISATTIVATO  
 ATTIVA Modalita' 1  
 ATTIVA Modalita' 2

**FILTRAGGIO SUPERFICI**  
 FILTRARE  
 NON FILTRARE

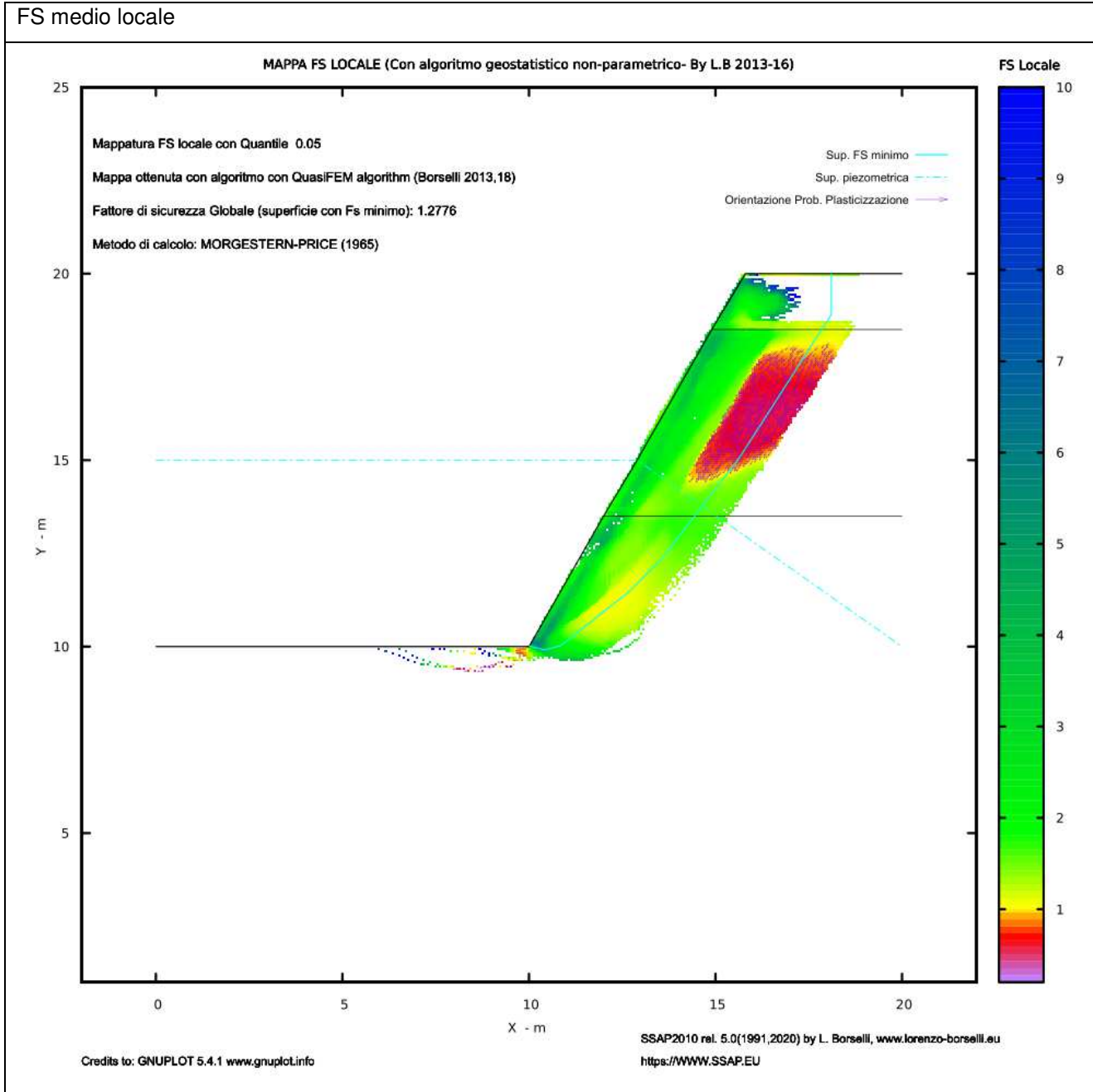
**PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO**  
 CON OSTACOLO  
 SENZA OSTACOLO

Geometria delle 10 superfici con FS minimo (critiche)



La figura seguente visualizza della distribuzione del Fs medio locale entro la massa del pendio, ottenuta mediante una analisi ibrida e intermedia tra LEM (limit equilibrium method) e FEM(Finite element method).

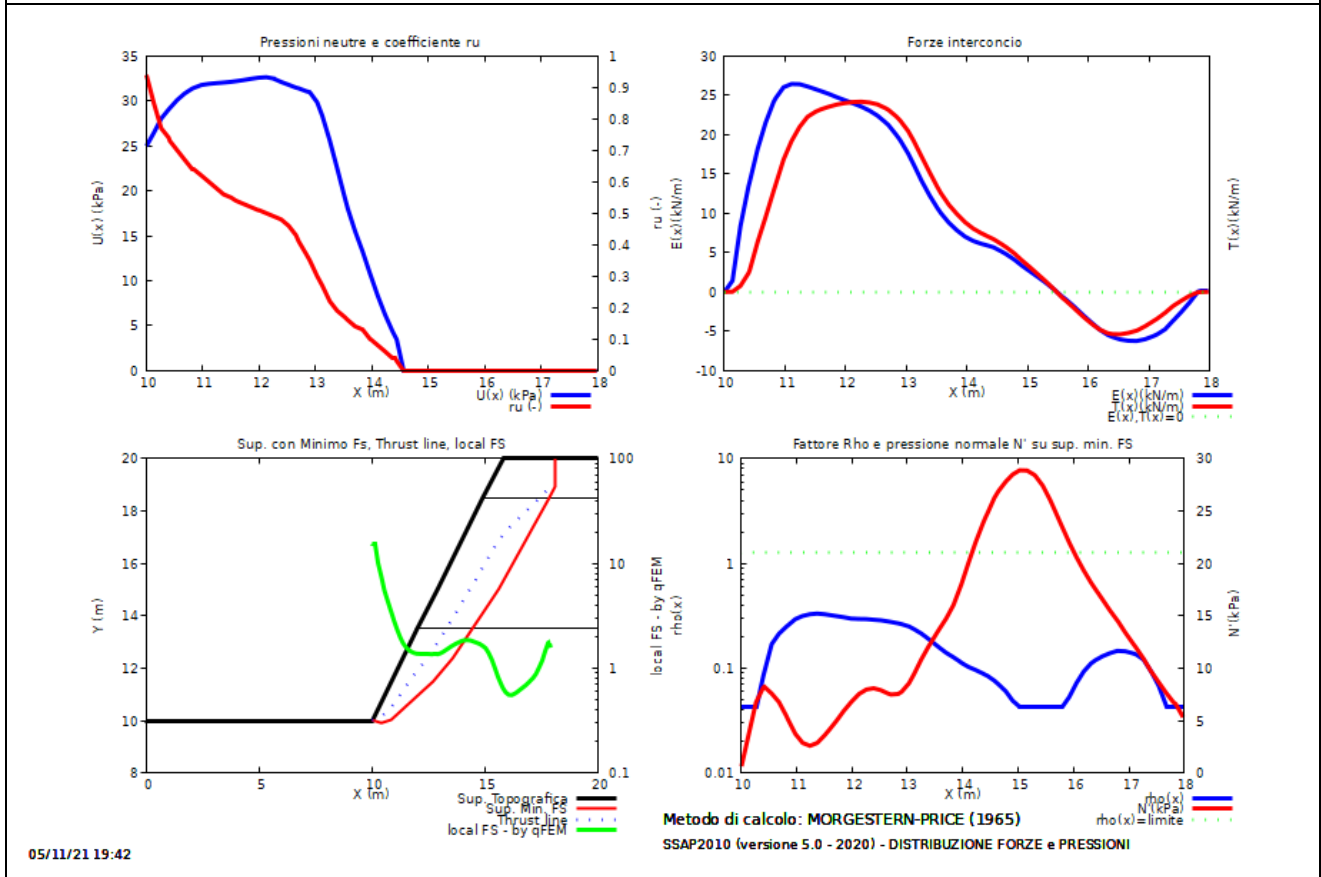
FS medio locale



Risulta particolarmente importante visualizzare in modo grafico, dopo aver effettuato un verifica di stabilità, la distribuzione interna delle forze e delle pressioni. Questo permette di evidenziare subito possibili anomalie e eventualmente scartare l'analisi fatta. I diagrammi sono visualizzati nella figura seguente.



Distribuzione interna delle forze e delle pressioni



**Risulta:  $F_s \text{ min} = 1.2776$  – sezione verificata**

## 6.2 TRINCEA STRADALE - SEZIONI 37-41

RIF. SONDAGGI GEOGNOSTICI S1 S2 –SONDAGGIO SISMICO A RIFRAZIONE E MASW ST3 –PROVE DI LABORATORIO

### MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Come accennato in premessa, la ricostruzione dell'assetto stratigrafico dell'area in esame è stata fatta sulla base delle risultanze delle indagini e dei rilievi eseguiti.

I dati disponibili permettono la ricostruzione del modello geologico-geotecnico del sito che risulta il seguente:

#### Unità Geologica-Geotecnica (U.G. nel seguito) R

Spessore: da 0.00 a 1.50 m

litologia: Terra rossa passante ad ammasso calcareo completamente carsificato.

$V_p = 700$  m/s

$V_s = 200-400$  m/s

#### parametri caratteristici

$\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>

$\phi_k' = 25^\circ$

$c_k' = 15.3$  KPa

#### parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)

$\gamma = 16$  KN/m<sup>3</sup>

$\phi = \arctan(\tan \phi_k' / 1.25) = 20.5^\circ$

$c = c_k' / 1.25 = 12.2$  KPa

#### U.G. Cr1

profondità: da 1.5 a 5.0 m Dal p.c.

litologia: calcare molto carsificato e fratturato

$V_p = 2100$  m/s

$V_s = 1100$  m/s

profondità: da 1.5 a 5.0 m Dal p.c.

litologia: calcare molto carsificato e fratturato

$\gamma = 21$  KN/m<sup>3</sup>

$\sigma_{ci} = 30$  MPa

GSI = 29

Mi =8

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3max}$	c(MPa)	$\phi$	Kwv Kg/cm3	Kwo Kg/cm3
0.634	0.0004	0.524	1145	7.5	0.953	22.55°	11450/B6	1374/B

### U.G. Cr2

profondità: da 5.0 sino alla profondità di interesse

litologia: calcare da molto a mediamente carsificato e fratturato

Vp= 2800 m/s

Vs= 1250 m/s

$\gamma$  = 21 KN/m3

$\sigma_{ci}$  =30 MPa

GSI = 41

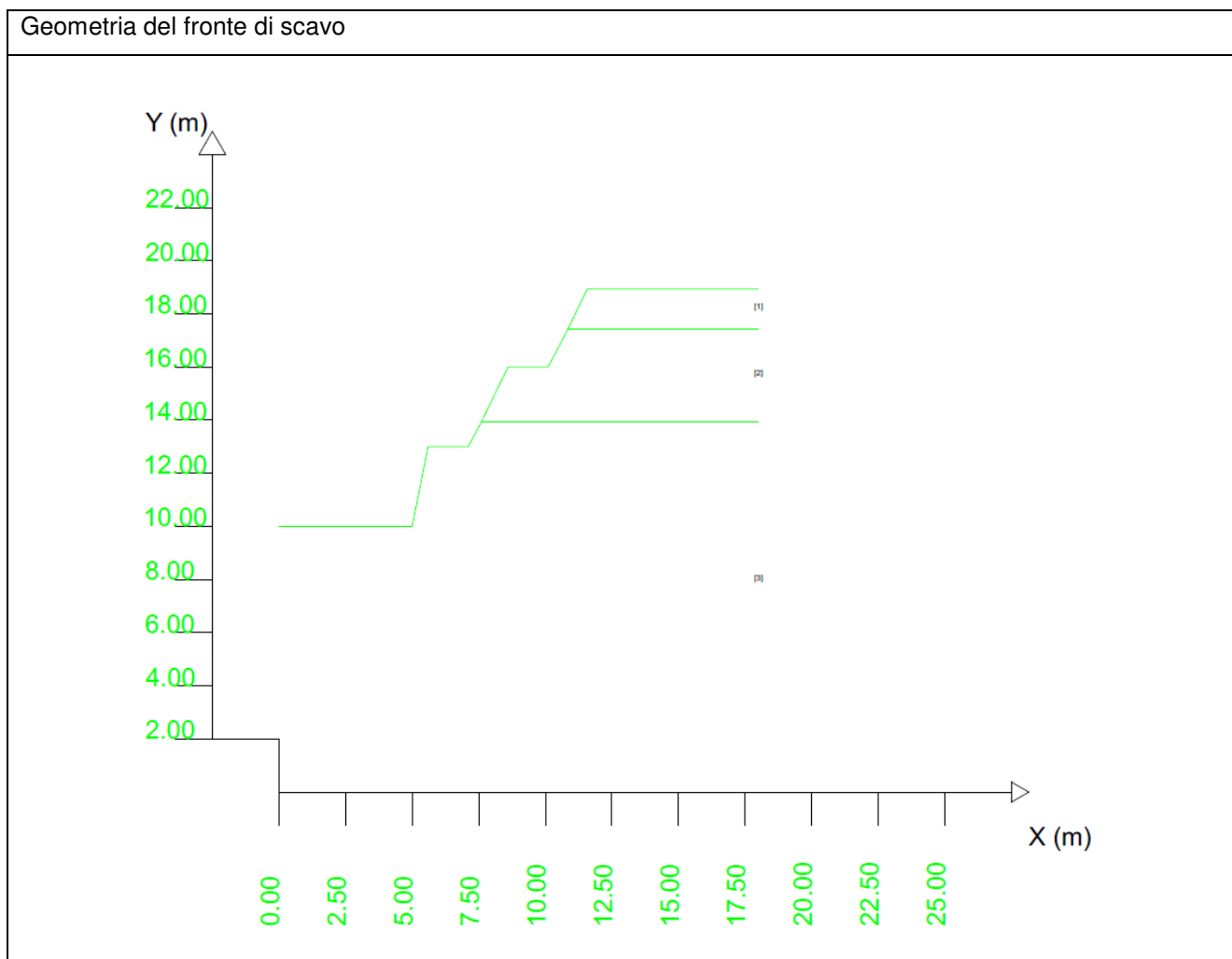
mi =8

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3max}$	c(MPa)	$\phi$	Kwv Kg/cm3	Kwo Kg/cm3
0.973	0.0014	0.511	2564	7.5	1.199	26.04°	25640/B	3077/B

<sup>6</sup> B= lato della fondazione

## RISULTATI

La sezione di verifica è stata posta nel punto corrispondente alla massima altezza di scavo. Il fronte di scavo è stato quindi schematizzato come verticale, e di altezza massima pari a circa 10 m, i parametri geotecnici e gli spessori degli strati sono quelli stabiliti in precedenza.



Nelle figure seguenti si riportano le schermate del software SAAP che indicano i principali parametri e opzioni di calcolo ed i valori minimo e massimo del coefficiente di sicurezza FS raggiunto nelle 10 superfici più critiche. La geometria di tali superfici è riportata nella figura successiva.

Principali parametri di calcolo

SSAP 2010 (versione 5.0 - 2020)

**SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM**  
**release 5.0 (c) (1991-2020)**  
Build No. 11719 Windows 64 Bit  
by Dr. Geol. Lorenzo Borselli, Ph.D.  
lborselli@gmail.com  
<https://www.lorenzo-borselli.eu>

**AVVIO VERIFICA**  
VERIFICA GLOBALE  
VERIFICA SINGOLA

$F_{s_{min}} = ?$

**RISULTATI**  
DIAGRAMMI FORZE  
VEDI GRAFICI SUPERFICI  
MAPPA PRESSIONE FLUIDI  
GENERA / VEDI MAPPA  $F_s$  LOCALE

**MONITOR VERIFICA**

**MODELLO PENDIO**  
LEGGI MODELLO  
 Attiva preprocessing fase 2  
VEDI MODELLO  
<https://WWW.SSAP.EU>  
HELP  
ESCI dal PROGRAMMA

**MODELLO PENDIO :** TRINCEA40.mod  
**MODELLO DI CALCOLO**  
**MODELLO DI CALCOLO :** Morgestern - Price (1965)  
COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh) : 0.0370  
VERTICALE (Kv) : 0.0185 (Kv assunto con segno positivo)

**PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI**  
**MOTORE DI RICERCA SUPERFICI** Convex Random Search (CRS)  
ZONA DI INIZIO - Progressive - ( m ) : da 0.36 a 16.56  
ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - ( m ) : da 2.16 a 17.64  
QUOTA LIMITE INFERIORE (m): 1.96  
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - ( m ) : 0.72  
SMUSSA SUPERFICI: *Disattivato* EFFETTO TENSION CRACKS: *Attivato*  
RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: *Attivato MI* METODO (lambda0,Fs0): *B*

**RISULTATI IN TEMPO REALE**  
**Fs Min.**  
Fs ITERATIVO : 3.0444  
INTERVALLO  $F_s$  delle 10 SUPERFICI CON MINOR  $F_s$  : 2.6036 - 2.6673  
n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE: 10000 di 10000  
% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI e % STABILITA' NUMERICA : 60.094 -- 97.02

**PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETATE(%):** 100.00

STOP VERIFICA VEDI RISULTATI TEMPORANEI

**SETUP VERIFICA**  
INFO  
OPZIONI  
PARAMETRI  
GESTIONE ACQUIFERI  
OPZIONI AGGIUNTIVE  
SALVA IMPOSTAZIONI  
CARICA IMPOSTAZIONI

**STRUMENTI**  
GENERA REPORT VERIFICA  
GENERA FILES DXF  
ESPORTA SUPERFICI  
CAMBIA PAR. GEOTECNICI  
EDITA FILES  
MAKEFILES 5.5  
File SSAP2010.INI

**MESSAGGI:**  
SUGGERIMENTI: effettuata una verifica di stabilità è possibile generare un rapporto (file di testo) con tutti i risultati e anche una serie di file DXF con i grafici e esportare un file con le coordinate della superficie critica.

opzioni generali

OPZIONI GENERALI per Verifiche di Stabilità SSAP

Coefficiente sismico orizzontale - Kh **0.037**  Kv (negativo)  
Coefficiente c=Kv/Kh **0.500**

**Fs di Progetto richiesto.**  
Solo per analisi deficit di resistenza. **1.200**

NTC2018/EC-7 - ROCCE  
 DISATTIVATO  $\gamma_\phi$   
 ATTIVATO  $\gamma_c$

ROCCHE - 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**  
 JANBU RIGOROSO (1973)  
 SPENCER (1973)  
 SARMA I (1973)  
 MORGENSTERN - PRICE (1965)  
 CHEN - MORGENSTERN (1983)  
 SARMA II (1979)  
 BORSELLI (2016)

$T(x) = \lambda f(x) E(x)$   
Esplora spazio (lambda0, fs0)  
Metodo  
 A (rapido)  
 B (rapido e accurato)  
 C (più accurato)  
 D (molto più accurato)

**TIRANTI - ANCORAGGI**  
 PASSIVI  
 ATTIVI  Attiva nuova metodologia calcolo automatico mobilizzazione

Distribuzione resistenza  
 Rettangolare  
 Trapezoidale

**PALIFICATE**  
Metodo calcolo  
 ITO-MATSUI (1975) - HASSIOTS (1997)  
 KUMAR-HALL (2006) (+ conservativo)

Applicare nuova metodologia calcolo Mobilizzazione  
Criterio Calcolo Mobilizzazione:  
 MAX [ FPin , E(x) ]  
 MIN [ FPin , E(x) ]

TERRE ARMATE  
 Attiva calcolo automatico mobilizzazione

**CONTROLLO STABILITA' NUMERICA**  
% Tolleranza stress normali negativi **10 %**  
% Tolleranza RHO=|Fs/Fv| > 1.0 **100 %**  
Limita T(x)/E(x)  
 LIMITATO  
 Non LIMITATO  
 Stabilizzatore numerico attivo

Fattore di riduzione Fp (NTC2018) (Variare da 1 a 100) **1.00**  
% di massima mobilizzazione teorica **100.00 (%)**

**SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO**  
Opzioni Smussatore  
 EFFETTO ATTIVATO  
 EFFETTO DISATTIVATO

ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI  
 DISATTIVATO  
 ATTIVA Modalita' 1  
 ATTIVA Modalita' 2

**MOTORE GENERAZIONE E RICERCA SUPERFICI**  
 RANDOM SEARCH (RS)  
 CONVEX RANDOM SEARCH (CRS)  
 SNIFF RANDOM SEARCH (SRS) 3.0

SOLO PER CONVEX  
 Convessita' limitata  
Delta alpha **10.00**

SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH  
Steps di scansione **60**  
Frequenza attivazione **0.75**  
 Variante NO-CONVEX SNIFF  
No-convex oscillazione masima (gradi) **-10.00**  
 ottimizza tracciato discontinuita' sottili

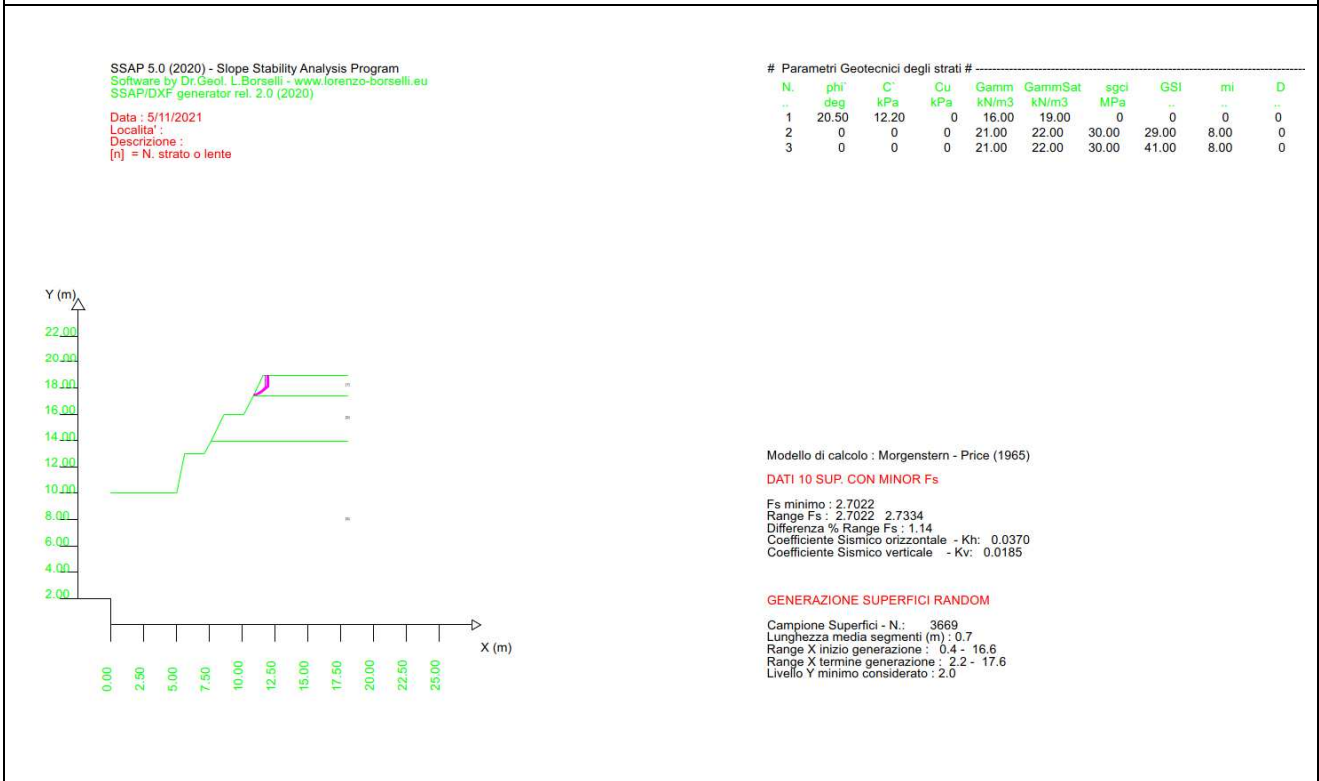
**TENSION CRACKS TESTA PENDIO**  
 EFFETTO DISATTIVATO  
 EFFETTO ATTIVATO  
Opzioni Tension Cracks

**FILTRAGGIO SUPERFICI**  
 FILTRARE  
 NON FILTRARE

**FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA**  
Forza Ea (alla Base) - kN/m **0.00**  
Forza Eb (in Testa) - kN/m **0.00**

**PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO**  
 CON OSTACOLO  
 SENZA OSTACOLO

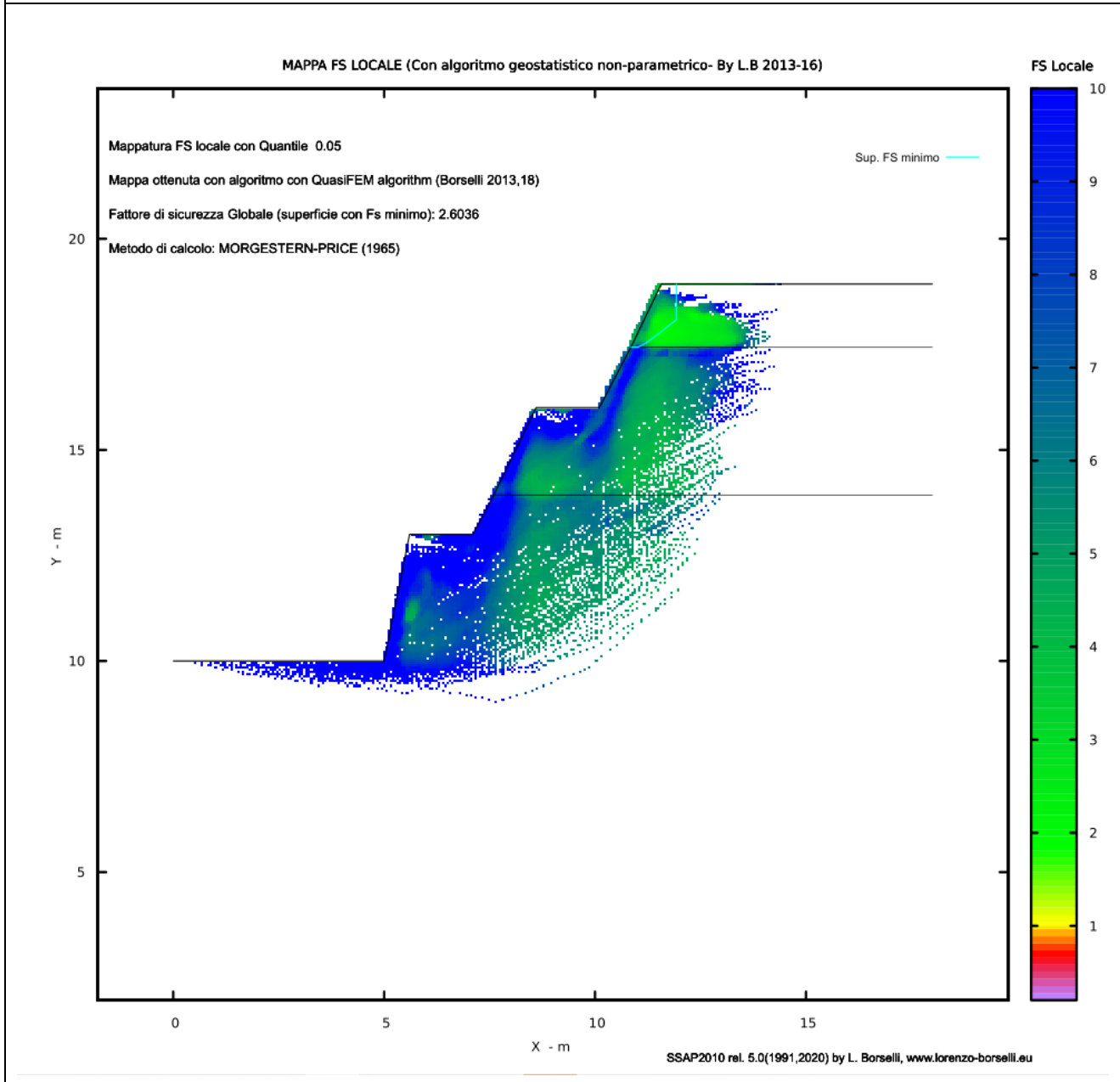
**Geometria delle 10 superfici con FS minimo (critiche)**



La figura seguente visualizza della distribuzione del Fs medio locale entro la massa del pendio, ottenuta mediante una analisi ibrida e intermedia tra LEM (limit equilibrium method) e FEM(Finite element method).



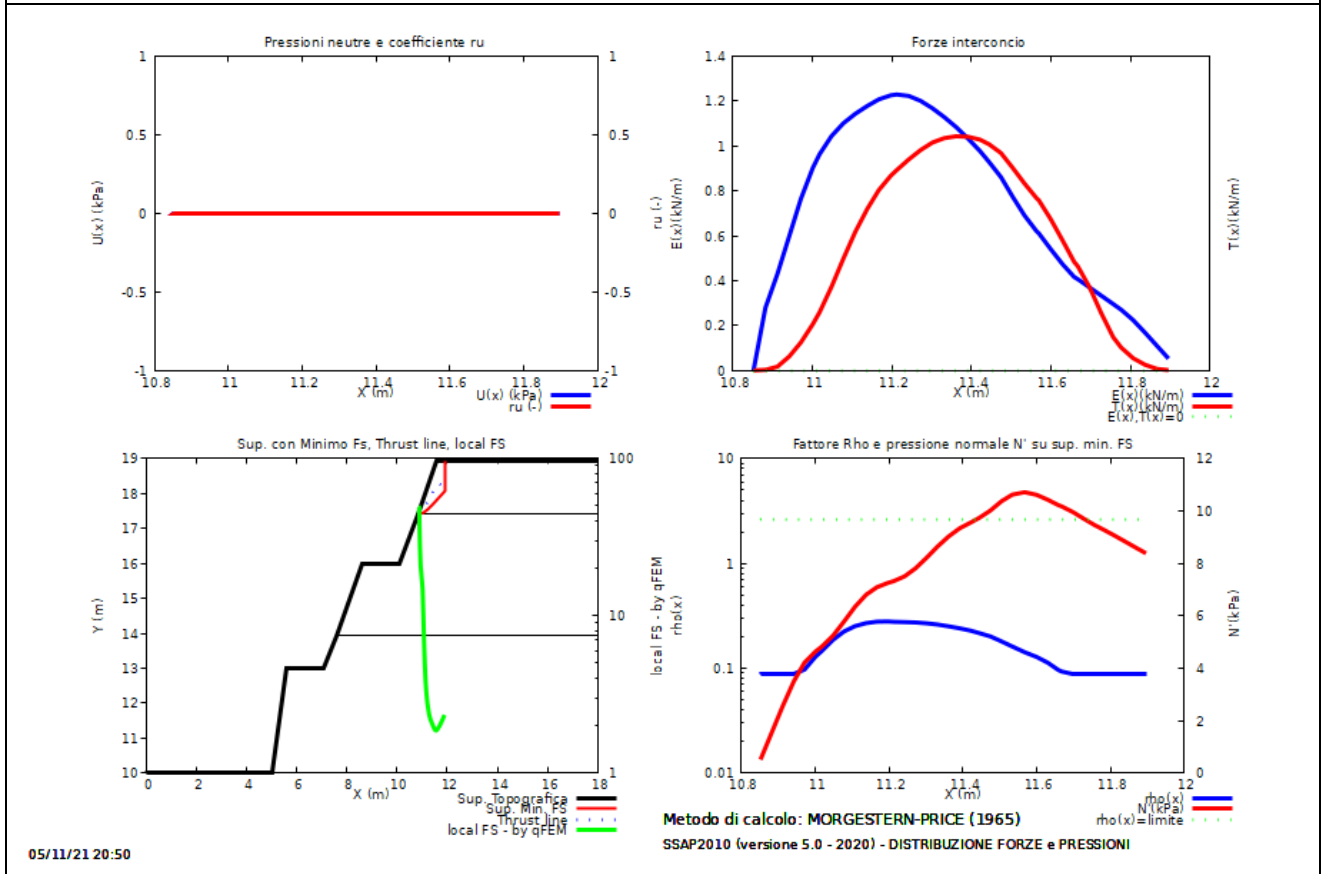
FS medio locale



Risulta particolarmente importante visualizzare in modo grafico, dopo aver effettuato una verifica di stabilità, la distribuzione interna delle forze e delle pressioni. Questo permette di evidenziare subito possibili anomalie e eventualmente scartare l'analisi fatta. I diagrammi sono visualizzati nella figura seguente.



Distribuzione interna delle forze e delle pressioni

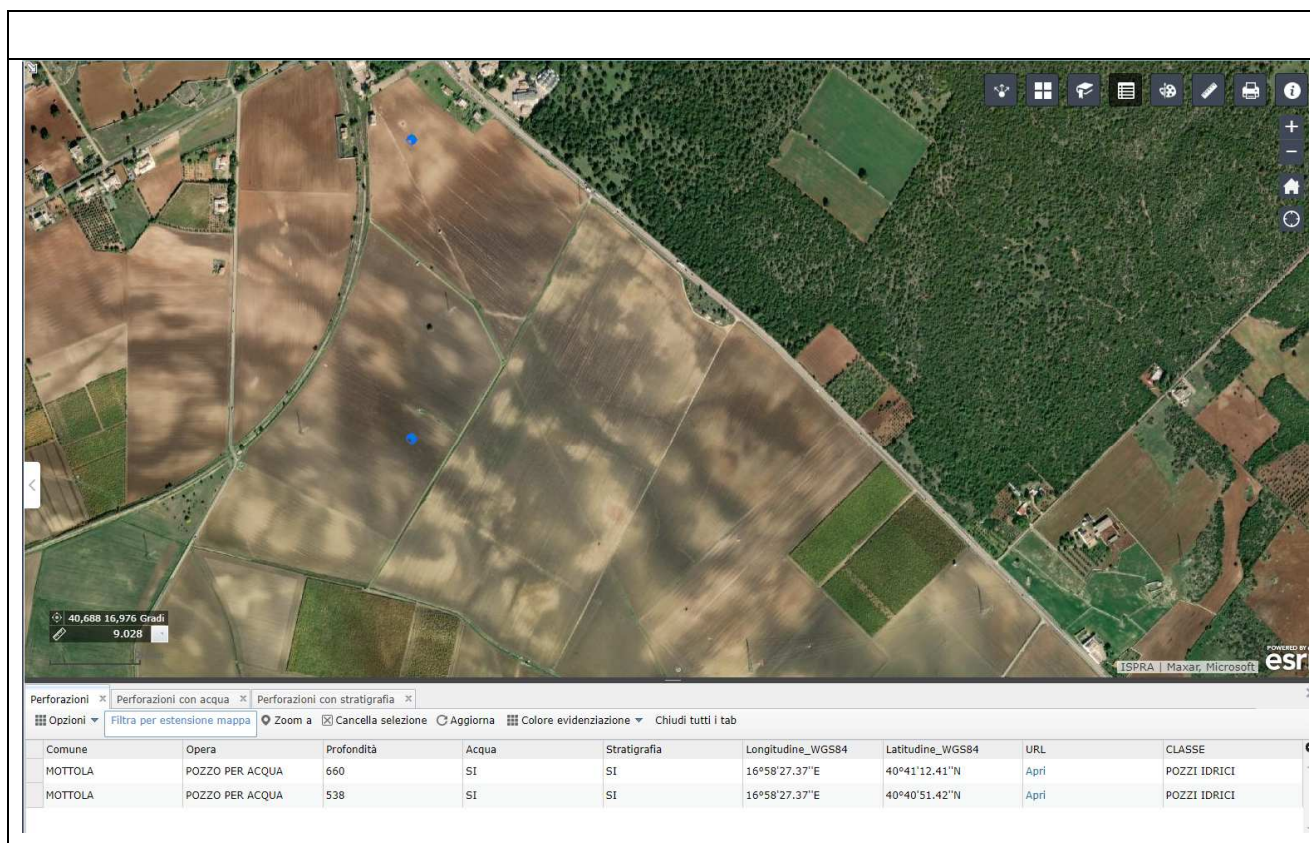




**Risulta:  $F_s \text{ min} = 2.6036$  – sezione verificata**

## 7 CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA

Come accennato in precedenza ed esposto con maggior dettaglio nell'elaborato "Relazione Geologica", nell'area di intervento non sono presenti falde superficiali. L'unico acquifero è quello murgiano che è posto a notevoli profondità, tali da non interagire direttamente con le opere di progetto. Le indagini idrogeologiche condotte, pertanto sono state indirizzate alla determinazione della natura e permeabilità dei litotipi dello strato insaturo, in previsione della realizzazione dei sistemi di smaltimento delle acque piovane. In base ai dati riportati nel Piano Regionale Acque (P.T.A. di cui si riporta uno stralcio), nell'area in esame la piezometrica si attesta sui 50 m slm, corrispondenti ad una profondità, rispetto al piano campagna superiori ai 210 m .

Nella schede seguenti (dal database dell'ISPRA) si riporta l'ubicazione e le caratteristiche di due pozzi vicini alla zona interessata dalle opere di smaltimento.






 		<b>Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale</b>		
<b>Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)</b>				
<b>Dati generali</b>		<b>Ubicazione indicativa dell'area d'indagine</b>		
<p> <b>Codice:</b> 208087  <b>Regione:</b> PUGLIA  <b>Provincia:</b> TARANTO  <b>Comune:</b> MOTTOLO  <b>Tipologia:</b> PERFORAZIONE  <b>Opera:</b> POZZO PER ACQUA  <b>Profondità (m):</b> 660,00  <b>Quota pc slm (m):</b> ND  <b>Anno realizzazione:</b> 1998  <b>Numero diametri:</b> 3  <b>Presenza acqua:</b> SI  <b>Portata massima (l/s):</b> 20,000  <b>Portata esercizio (l/s):</b> ND  <b>Numero falde:</b> 4  <b>Numero filtri:</b> 0  <b>Numero piezometrie:</b> 3  <b>Stratigrafia:</b> SI  <b>Certificazione(*):</b> NO  <b>Numero strati:</b> 23  <b>Longitudine WGS84 (dd):</b> 16,974269  <b>Latitudine WGS84 (dd):</b> 40,686781  <b>Longitudine WGS84 (dms):</b> 16° 58' 27.37" E  <b>Latitudine WGS84 (dms):</b> 40° 41' 12.41" N                 </p> <p>(*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia</p>				
<b>DIAMETRI PERFORAZIONE</b>				
<b>Progr</b>	<b>Da profondità (m)</b>	<b>A profondità (m)</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	<b>Diametro (mm)</b>
1	0,00	56,00	56,00	375
2	56,00	310,00	254,00	312
3	310,00	660,00	350,00	220
<b>FALDE ACQUIFERE</b>				
<b>Progr</b>	<b>Da profondità (m)</b>	<b>A profondità (m)</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	
1	401,00	402,00	1,00	
2	532,00	534,00	2,00	
3	587,00	590,00	3,00	
4	653,00	656,00	3,00	
<b>MISURE PIEZOMETRICHE</b>				
<b>Data rilevamento</b>	<b>Livello statico (m)</b>	<b>Livello dinamico (m)</b>	<b>Abbassamento (m)</b>	<b>Portata (l/s)</b>
ott/1998	241,00	251,00	10,00	10,000
ott/1998	241,00	260,00	19,00	17,000
ott/1998	241,00	269,00	28,00	20,000

**STRATIGRAFIA**

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	2,00	2,00		TERRENO VEGETALE
2	2,00	12,00	10,00		TUFO COMPATTO
3	12,00	13,00	1,00		ANFRATTO CARSICO (VUOTO)
4	13,00	20,00	7,00		CALCARE GRIGIO COMPATTO
5	20,00	60,00	40,00		CALCARE GRIGIO FESSURATO E FRATTURATO CON LIVELLI DI TERRA ROSSA
6	60,00	98,00	38,00		CALCARE GRIGIO COMPATTO
7	98,00	108,00	10,00		CALCARE GRIGIO FESSURATO
8	108,00	210,00	102,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO COMPATTO
9	210,00	222,00	12,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO FESSURATO
10	222,00	270,00	48,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO COMPATTO
11	270,00	310,00	40,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO FESSURATO
12	310,00	322,00	12,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO COMPATTO
13	322,00	350,00	28,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO FESSURATO CON LIVELLI DI TERRA ROSSA
14	350,00	370,00	20,00		CALCARE GRIGIO FESSURATO
15	370,00	382,00	12,00		CALCARE GRIGIO COMPATTO
16	382,00	418,00	36,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO FESSURATO CON LIVELLI DI TERRA ROSSA
17	418,00	424,00	6,00		CALCARE GRIGIO FESSURATO
18	424,00	532,00	108,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO COMPATTO
19	532,00	550,00	18,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO FESSURATO
20	550,00	586,00	36,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO COMPATTO
21	586,00	598,00	12,00		ALTERNANZA DI CALCARE BIANCO E CALCARE GRIGIO FESSURATO
22	598,00	652,00	54,00		CALCARE BIANCO COMPATTO
23	652,00	660,00	8,00		CALCARE BIANCO FESSURATO



 		<b>Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale</b>		
<b>Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)</b>				
<b>Dati generali</b>		<b>Ubicazione indicativa dell'area d'indagine</b>		
<p> <b>Codice:</b> 207900  <b>Regione:</b> PUGLIA  <b>Provincia:</b> TARANTO  <b>Comune:</b> MOTTOLA  <b>Tipologia:</b> PERFORAZIONE  <b>Opera:</b> POZZO PER ACQUA  <b>Profondità (m):</b> 538,00  <b>Quota pc slm (m):</b> 265,00  <b>Anno realizzazione:</b> 1991  <b>Numero diametri:</b> 2  <b>Presenza acqua:</b> SI  <b>Portata massima (l/s):</b> 18,000  <b>Portata esercizio (l/s):</b> 15,000  <b>Numero falde:</b> 2  <b>Numero filtri:</b> 0  <b>Numero piezometrie:</b> 1  <b>Stratigrafia:</b> SI  <b>Certificazione(*):</b> SI  <b>Numero strati:</b> 6  <b>Longitudine WGS84 (dd):</b> 16,974269  <b>Latitudine WGS84 (dd):</b> 40,680950  <b>Longitudine WGS84 (dms):</b> 16° 58' 27.37" E  <b>Latitudine WGS84 (dms):</b> 40° 40' 51.42" N             (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia         </p>				
<b>DIAMETRI PERFORAZIONE</b>				
<b>Progr</b>	<b>Da profondità (m)</b>	<b>A profondità (m)</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	<b>Diametro (mm)</b>
1	0,00	360,00	360,00	300
2	360,00	538,00	178,00	220
<b>FALDE ACQUIFERE</b>				
<b>Progr</b>	<b>Da profondità (m)</b>	<b>A profondità (m)</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	
1	310,00	315,00	5,00	
2	495,00	495,00	0,00	
<b>MISURE PIEZOMETRICHE</b>				
<b>Data rilevamento</b>	<b>Livello statico (m)</b>	<b>Livello dinamico (m)</b>	<b>Abbassamento (m)</b>	<b>Portata (l/s)</b>
mag/1991	264,00	272,00	8,00	18,000

**STRATIGRAFIA**

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	23,00	23,00		CALCARENITE COMPATTA MEDIAMENTE CEMENTATA A GRANA MEDIO GROSSA
2	23,00	98,00	75,00		CALCARE FRATTURATO CON TERRA ROSSA INTERSTIZIALE E NEI GIUNTI DI STRATO
3	98,00	345,00	247,00		CALCARI MICRITICI BIANCHI E AVANA VARIAMENTE ALTERNANTESI
4	345,00	475,00	130,00		CALCARI PREVALENTEMENTE AVANA CON STRATI DI ARGILLE E/O ARGILLITI ROSSASTRE
5	475,00	493,00	18,00		CALCARI DOLOMITICI E/O DOLOMIA CALCAREA GRIGIA COMPATTI
6	493,00	538,00	45,00		CALCARI DOLOMITICI FRATTURATI

In base a questi dati, si prevede di realizzare pozzi profondi 100 m. Il franco rispetto al livello piezometrico della falda è così pari a circa 140 m, che si ritengono ampiamente sufficienti a garantire la necessaria salvaguarda della risorsa sotterranea.

## 7.1 STIMA DELLA CAPACITÀ DI FILTRAZIONE ZONA VASCA DI LAMINAZIONE E DRENANTE

La capacità di filtrazione della vasca può essere stimata, assumendo un gradiente idraulico unitario, in funzione del coefficiente di permeabilità medio prima calcolato e delle altezze del tirante idrico teoricamente raggiunte al suo interno, nonché della superficie filtrante che aumenterà all'aumentare del tirante, secondo la seguente tabella:

area vasca (m <sup>2</sup> )	k (m/s)	tirante (m)	area filtrante (m <sup>2</sup> )	Q <sub>fil</sub> (m <sup>3</sup> /s)
18000	3.62E-05	0	18000	6.52E-01
		1	18690	6.77E-01
		2	19380	7.02E-01
		3	20070	7.27E-01
		4	20760	7.52E-01
		5	21450	7.76E-01

Si dovrà quindi valutare se tale portata di filtrazione sarà sufficiente a smaltire le portate richieste. Nel caso contrario la capacità drenante della vasca potrà essere coadiuvata mediante la realizzazione al suo interno di pozzi anidri.

La portata di filtrazione di un singolo pozzo può essere valutata applicando la seguente relazione:

$$Q = C k r_0 H \quad (\text{L. Da Deppo, C. Datei - 1994})$$

dove, ipotizzando:

$$k = 3.62 \cdot 10^{-5} \text{ m/sec} \quad (\text{permeabilità media ricavate dalle prove})$$

- H = 100 metri (profondità del pozzo)
- $r_0 = 0.3$  metri (raggio pozzo)

C è un coefficiente che è valutato diversamente dai diversi Autori:

#### Formula di Stephens-Neumann

$$C = 10^{0.658 \times \log\left(\frac{H}{r_0}\right) - 0.398 \times \log(H) + 1.105}$$

#### Formula di Carnwell

$$C = 2 \times \pi \times \frac{H}{r_0} / \ln \frac{H}{r_0} :$$

#### Formula di Nasbery-Terltskate

$$C = 2.364 \times \frac{H}{r_0} / \log\left(\frac{2 \times H}{r_0}\right)$$

Si ottengono i seguenti valori:

<b>Formula utilizzata</b>	<b>Portata (l/s)</b>
Stephens-Neumann	100
Carnwell	271
Nasbery-Terltskate	303

Nel caso di realizzazione di più pozzi, si tenga presente che per essere considerati non interferenti, la distanza tra di essi dovrà essere superiore a 1-1.5 volte la profondità.

Per quanto riguarda il decadimento della capacità di filtrazione nel tempo, per effetto dell'intasamento, si osserva che l'acquifero presenta una permeabilità per fratturazione e carsismo, pertanto è meno soggetto a fenomeni di tale tipo rispetto ad un acquifero poroso. Inoltre si fa presente che sono previsti processi di dissabbiamento e laminazione.

## 8 VALUTAZIONE DELLA DIFFICOLTA' DI SCAVO

Un'ammasso roccioso è definito "rippabile" quando può essere scavato con mezzi meccanici, senza utilizzare esplosivi. La rippabilità dipende dai seguenti parametri dell'ammasso:

resistenza alla compressione semplice;

resistenza alla trazione;

grado di alterazione;

grado di fratturazione;

caratteristiche delle discontinuità;

struttura e stratificazione, alternanza di livelli con caratteristiche diverse;

essa dipende infine anche dalle caratteristiche proprie dei mezzi utilizzati per lo scavo.

Come descritto in precedenza, la sismica a rifrazione consente la caratterizzazione a media scala dell'ammasso roccioso, e difatti in letteratura sono disponibili numerosi studi volti a correlare la velocità delle onde sismiche con le caratteristiche di scavabilità e rippabilità degli ammassi rocciosi. Il più conosciuto è quello sintetizzato nella tabella riportata nel Caterpillar Performance Handbook che però in base all'esperienza dello scrivente risulta eccessivamente "ottimista", nel senso che, ad esempio, ammassi rocciosi calcarei con velocità sino a 2200 m/s sono definiti rippabili, ma richiedono l'uso continuo di martello demolitore con conseguente bassa produttività. E' evidente quindi che la sola distinzione tra rippabile e non rippabile non è sufficiente a valutare i costi di scavo, ma occorre distinguere più classi con grado crescente di difficoltà.

Una ricerca approfondita nella letteratura internazionale, ha permesso di rintracciare correlazioni più precise (Tabb. a –e).

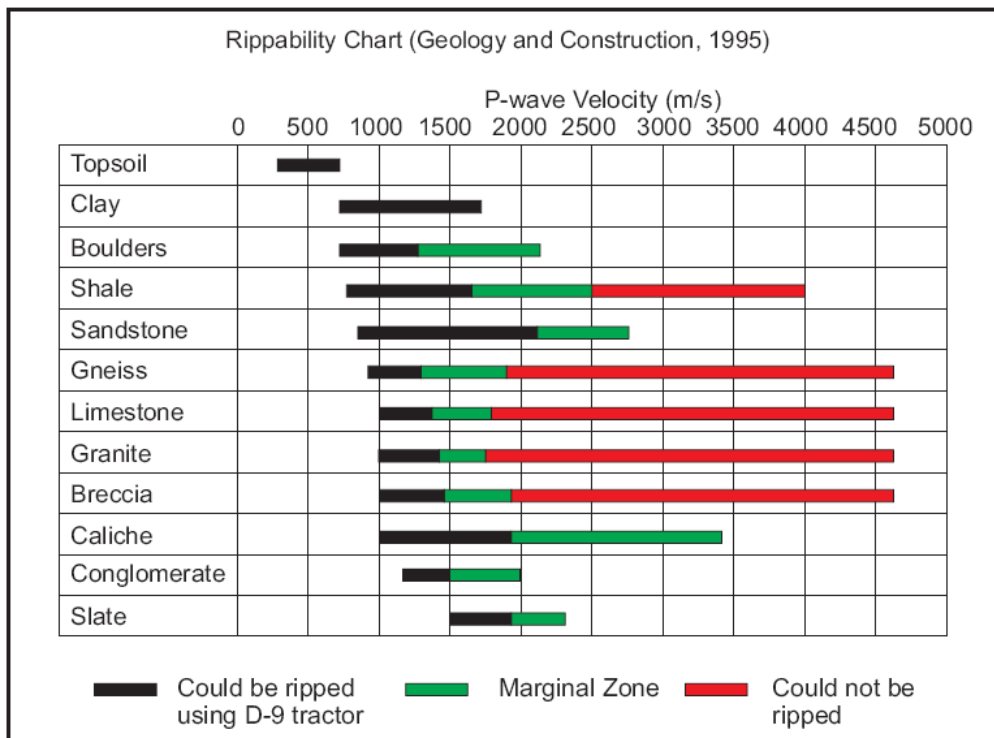


Tab. a: Correlazione utilizzata dal California Department of Trasportations

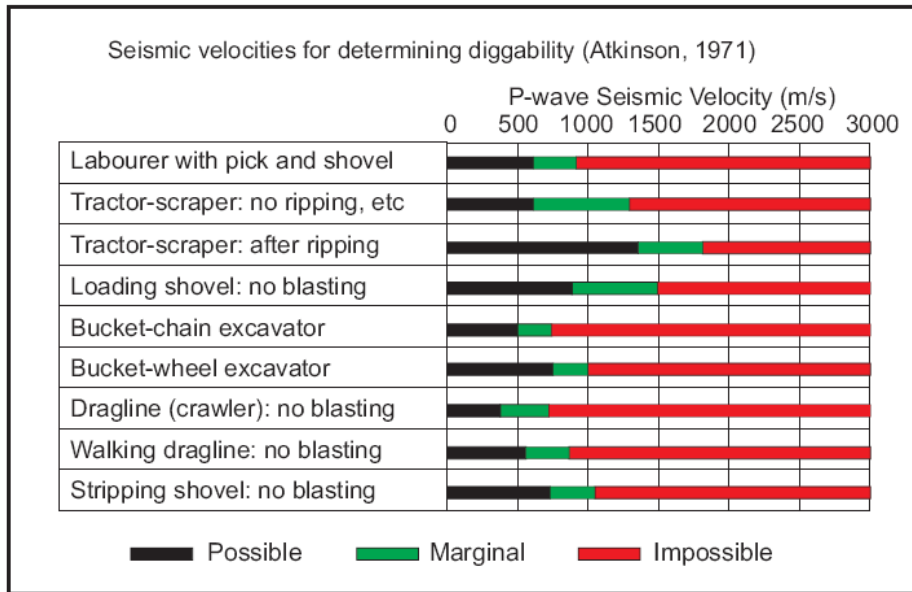
Velocity (m/s)	Rippability
< 1050	Easily Ripped
1050 – 1500	Moderately Difficult
1500 – 2000	Difficult Ripping / Light Blasting
> 2000	Blasting Required

Table 1. Standard Caltrans Rippability Chart

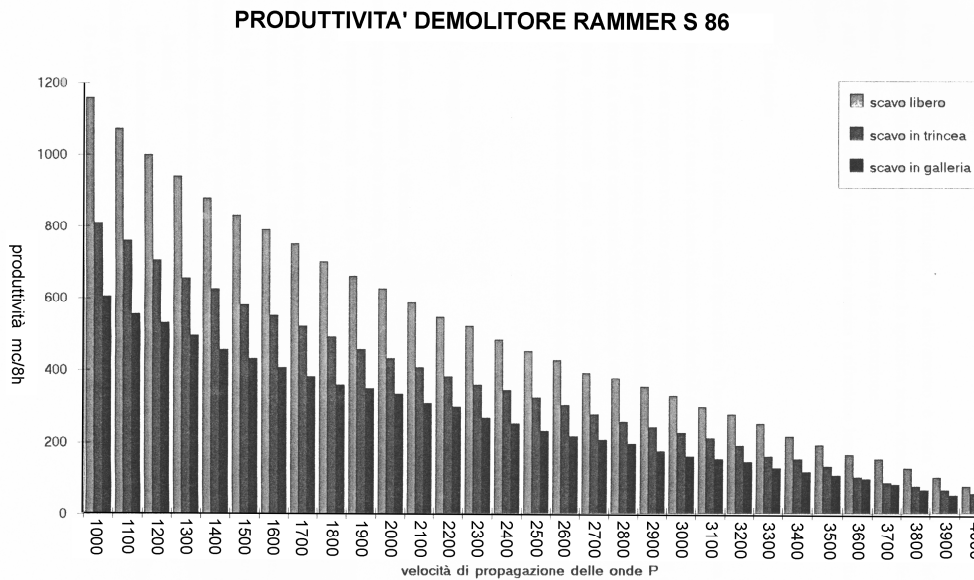
Tab. b



Tab. c



Tab. d: Produttività oraria in funzione della velocità (Rammit srl e Geoex –Quarry & Construction ott. 89)



Tab. e da: Luis Gonzalez –Geingegneria-

Velocità onde P (m/s)	Difficoltà dello scavo
< 1500	Rocce scavabili con scarificatrici ed escavatori. Non necessitano esplosivi
1500-2000	Rippabile. Scavo a strati senza uso di esplosivi, qualche difficoltà per escavatori
2000-2500	Rippabilità moderatamente difficile. Locali volate leggere (spaziatura rada, bassi consumi specifici)
2500-3000	Necessità di volate leggere. Talora necessità di prevolate.
> 3000	Volate pesanti (perforazioni ravvicinate, alti consumi specifici)

Tab. f (da: Weaver 1975)

Rock Class	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
Seismic velocity (m/s)	>2150	2150-1850	1850-1500	1500-1200	1200-450
rating	26	24	20	12	5
Rock hardness	Extremely hard rock	Very hard rock	Hard rock	Soft rock	Very soft rock
Rating	10	5	2	1	0
Rock Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Weathered	Highly weathered	Completely weathered
Rating	9	7	5	3	1
Joint spacing (mm)	>3000	3000-1000	1000-300	300-50	<50
Rating	30	25	20	10	5
Joint Continuity	Non continuous	Slightly continuous	Continuous-no gouge	Continuous-some gouge	Continuous- with gouge
Rating	5	5	3	0	0
Joint gouge	No separation	Slight separation	Separation <1mm	Gouge <5mm	Gouge >5mm
Rating	5	5	4	3	1
Strike and dip orientation	Very unfavourable	Unfavourable	Slightly unfavourable	Favourable	Very favourable
Rating	15	13	10	5	3
Total rating	100-90	90-70*	70-50	50-25	<25
Rippability assessment	Blasting	Extremely hard ripping and blasting	Very hard ripping	Hard ripping	Easy ripping
Tractor horsepower		770/385	385/270	270/180	180
Tractor Kilowatts		575/290	290/200	200/135	135

In definitiva, si ritiene di schematizzare la classificazione nei riguardi della facilità di scavo come segue:

<b>V- <math>V_p &lt; 800</math> m/s; <math>V_s &lt; 400</math> m/s</b>	<b>scavabile</b>
<b>IV- <math>800 &lt; V_p &lt; 1100</math> m/s; <math>400 &lt; V_s &lt; 600</math> m/s</b>	<b>scarificabile, facilmente rippabile</b>
<b>III- <math>1100 &lt; V_p &lt; 1500</math> m/s; <math>600 &lt; V_s &lt; 800</math> m/s:</b>	<b>rippabile con moderata difficoltà -uso saltuario di</b>
	<b>martello demolitore</b>
<b>II- <math>1500 &lt; V_p &lt; 2400</math> m/s; <math>1500 &lt; V_s &lt; 2400</math> m/s:</b>	<b>rippabile con difficoltà -uso continuo di martello</b>
	<b>demolitore</b>
<b>I - <math>V_p &gt; 2400</math> m/s; <math>V_s &gt; 1200</math> m/s:</b>	<b>rippabile con molta difficoltà – uso continuo di</b>
	<b>martello demolitore</b>

Nelle tabelle sottostanti si riporta, alle varie profondità e per ciascuna area progettuale, la classificazione secondo lo schema precedente.

### Tracciato stradale principale

sezioni	profilo	Profondità/classe				
		ps-1m	1-2m	2-3m	3-4m	4-5m
1-24	ST1	V	III	II	II	II
25-35	ST2	V	II	II	II	II
34-43	ST3	V	II	II	II	II
44-55	ST4	V	V	II	II	II
56-92	ST5	V	I	I	I	I
80-94	ST6	V	I	I	I	I
95-106	ST7	V	I	I	I	I
107-116	ST8	V	I	I	I	I
117-124	ST9	V	I	I	I	I
125-139	ST10	V	II	II	II	II
140-149	ST11	V	II	II	II	II
150-154	ST12	V	III	III	II	II
155-157	ST14	V	V	III	III	III
158-170	ST13	V	V	III	III	III

## Complanari

sezioni	profilo	Profondità/classe				
		ps-1m	1-2m	2-3m	3-4m	4-5m
	ST17	V	V	II	II	II
	ST18	V	I	I	I	I
	ST19	V	V	I	I	I
	ST15	V	II	II	II	II
	ST16	V	I	I	I	I

## Zona vasca

profilo	Profondità/classe		
	pc-1m	1-5 m	5-10
S6int	V	IV	III

## Canale

sezioni	profilo	Profondità/classe				
		ps-1m	1-2m	2-3m	3-4m	4-5m
	ST1int	V	III	III	III	III
	ST2int	V	III	III	III	II
	ST3int	V	III	III	III	III
	ST4int	V	III	III	III	III
	ST5int	V	IV	III	III	III

### Litologia



sabbia limosa, ammasso carbonatico completamente carsificato



calcarenite da scarsamente a mediamente cementata



calcare da molto a mediamente carsificato e/o fratturato

## 9 ALLEGATI

- Certificati indagini geognostiche, prove di laboratorio geotecnico e ambientale
- Profilo geotecnico