

**COMMISSARIO DI GOVERNO  
PER IL CONTRASTO DEL DISSESTO IDROGEOLOGICO NELLA REGIONE PUGLIA**

FONDO PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI CONTRO IL DISSESTO IDROGEOLOGICO  
CUI ART.55 DELLA LEGGE 28 DICEMBRE 2015, N.221 - III STRALCIO

COMUNE DI VILLA CASTELLI - LOTTO 2

**INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO  
SUL TERRITORIO DI VILLA CASTELLI (BR)  
CUP: B36C18000520001 CIG: 8558358471**

PROGETTO DEFINITIVO



NOME ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE ELABORATO:

REL 004

RTP:



**D.R.E.A.m. Italia**  
Via G.Garibaldi 3, Pratovecchio Stia (AR)  
Via E.Bindi 14, 51100 Pistoia  
tel. +39 0575 529514  
e-mail: ingegneria@dream-italia.it



**SIT&A srl**  
via O. Mazzitelli 264, 70124 Bari  
tel. +39 080 5798661  
e-mail: sedebari@sitea.info



**Cotecchia Associates**  
Corso De Gasperi 384, 70125 Bari  
tel. +39 080 5650377  
e-mail: cotecchia@cotecchia.associates

GRUPPO DI LAVORO:

**D.R.E.A.m. Italia:** Ing. Galardini S., Ing. Chiostriani C., Ing. Tosi A., Ing. Orlandini F., Geol. Bizzarri A., For. Mini L.  
**SIT&A srl:** Ing. Farenga T., Ing. Farenga M., Ing. Nuzzo G., Ing. Nanocchio P.  
**Cotecchia Associates:** Ing. Mezzina G., Ing. Scuro M.

REVISIONE	DATA EMISSIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Febbraio 2024			
1				
2				

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
1.1	NORME E RACCOMANDAZIONI .....	3
1.2	DOCUMENTAZIONE TECNICA.....	4
1.3	BIBLIOGRAFIA .....	4
1.4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....	5
1.5	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E GEOLOGICO .....	5
1.6	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	14
<b>2</b>	<b>MODELLO LITOSTRATIGRAFICO.....</b>	<b>21</b>
2.1	INDAGINI GEOGNOSTICHE REALIZZATE.....	21
2.1.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI A CAROTAGGIO CONTINUO .....	22
2.2	INDAGINI GEOFISICHE .....	31
2.2.1	INDAGINI SISMICHE A RIFRAZIONE .....	31
2.2.2	INDAGINI MASW.....	33
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA.....</b>	<b>37</b>
3.1	ASPETTI GENERALI .....	37
3.2	ANALISI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE .....	39
3.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	43
3.4	CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	44
3.5	METODO DI ANALISI PSEUDOSTATICO .....	44
3.6	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE .....	46
<b>4</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO .....</b>	<b>49</b>
4.1	INDAGINI DI LABORATORIO .....	49

4.1.1 PROPRIETA' FISICHE DEI MATERIALI.....	51
4.1.2 INTERPRETAZIONE PROVE SPT .....	53
<b>4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO CALCAREO DI</b>	
<b>BASE 56</b>	
4.2.1 PROVA DI COMPRESSIONE UNIASSIALE.....	61
<b>4.3 CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA DEI TERRENI.....</b>	<b>65</b>
4.3.1 STIMA DEI TEMPI DI ASSORBIMENTO DEL V PIENA CON TR 200	
ANNI RELATIVO AL BACINO DI RECAPITO FINALE.....	68
<b>4.4 MODELLO GEOTECNICO DI SINTESI .....</b>	<b>70</b>
<b>5 VERIFICHE DI STABILITA' .....</b>	<b>72</b>
<b>5.1 METODO EQUILIBRIO LIMITE.....</b>	<b>75</b>
<b>5.2 CANALE A CIELO APERTO SEZIONE C79 .....</b>	<b>76</b>
5.2.1 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI CALCOLO.....	76
5.2.2 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' .....	78
<b>5.3 RILEVATO ARGINALE .....</b>	<b>79</b>
5.3.1 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI CALCOLO.....	80
5.3.2 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' .....	82

## 1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica, redatta nell'ambito del Progetto Definitivo di “Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico sul territorio di Villa Castelli (BR)”.

La presente Relazione Geotecnica, sulla base del modello geologico illustrato nello specifico elaborato cui si rimanda per i dettagli (REL-002) è stata redatta al fine di definire, in particolare, il modello geotecnico del volume del terreno influenzato, direttamente e indirettamente, dalla costruzione delle opere. Con riferimento a ciascuna delle unità di riferimento che individuano il modello geotecnico, si definiscono le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni.

Sono riportate inoltre le verifiche geotecniche previste dalla normativa tecnica vigente, con riferimento alle sezioni di scavo e rilevato più critiche.

### 1.1 *NORME E RACCOMANDAZIONI*

- Ordinanza PCM 3519 (28/04/2006) “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone” (G.U. n.108 del 11/05/2006);
- Ordinanza PCM 3274 (20/03/2003) “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche” (G.U. n.105 del 08/05/2003);
- Gruppo di Lavoro MPS (2004) – “Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003”. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici;

- Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006 “Progetto S1 Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi”;
- Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 - All. 1b”Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale”;
- Delibera D.G.R. n. 1626 del 15.09.2009 della Giunta Regionale - Regione Puglia;
- “Norme Tecniche per le Costruzioni D. Min. Infrastrutture” del 17 gennaio 2018 (Suppl Ord. G. U. 20.2.2018, n. 8).
- Decreto legislativo 31 marzo 2023, n. 36. Codice dei contratti pubblici.

## 1.2 DOCUMENTAZIONE TECNICA

- Elaborato REL-002- “Relazione Geologica”
- Elaborato ALL-002 “Risultati Campagna di indagine propedeutica alla progettazione”

## 1.3 BIBLIOGRAFIA

- Le acque sotterranee e l'intrusione marina in Puglia: dalla ricerca all'emergenza nella salvaguardia della risorsa. (Periodici tecnici) Memorie descrittive della Carta Geologica d'Italia Vol. 92/2014. Autore: Cotecchia Vincenzo.
- Lancellotta, Renato. Geotecnica. 2.nd ed. Bologna: Zanichelli, 1993
- D. Grassi et alii. Caratteristiche geotecniche delle terre rosse della Puglia in relazione alla composizione chimico-mineralogica ed ai diversi tipi di depositi (estratto da Geologia Applicata e idrogeologia, Bari, 1975).
- Relazione geologica Progetto “Piano planovolumetrico della zona Cr relativa all’isolato compreso tra via Pietro Colletta, via Augusta , via Foligno e via San Raffaele nel comune di Altamura” (redatto da dott. D. Manicone)
- RTP Studio Cotecchia & Associati & Altri (2019-2022). Progettazione esecutiva della “Sistemazione idraulica del canale Recchia e del tratto terminale del Torrente Pagano nell’abitato di Monopoli”.

## **1.4 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO**

L'area in esame interessa il territorio comunale di Villa Castelli, periferia nord, con sviluppo dell'area oggetto di studio da nordovest a sudest, come rappresentato in Figura 1-1.



**Figura 1-1 – Area di intervento (Google Earth)**

## **1.5 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E GEOLOGICO**

L'area in studio è situata al margine sud orientale delle Murge, al confine con la piana di Taranto. Mentre procedendo verso SE, si rientra nei territori della soglia messapica. La zona di intervento è inserita nel contesto dell'altopiano delle Murge, i cui terreni, rappresentati dai calcari di età giurassico-cretacica, costituiscono il complesso più importante per spessore e per estensione nell'area considerata costituente l'impalcatura geologica di tutta la Regione.

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

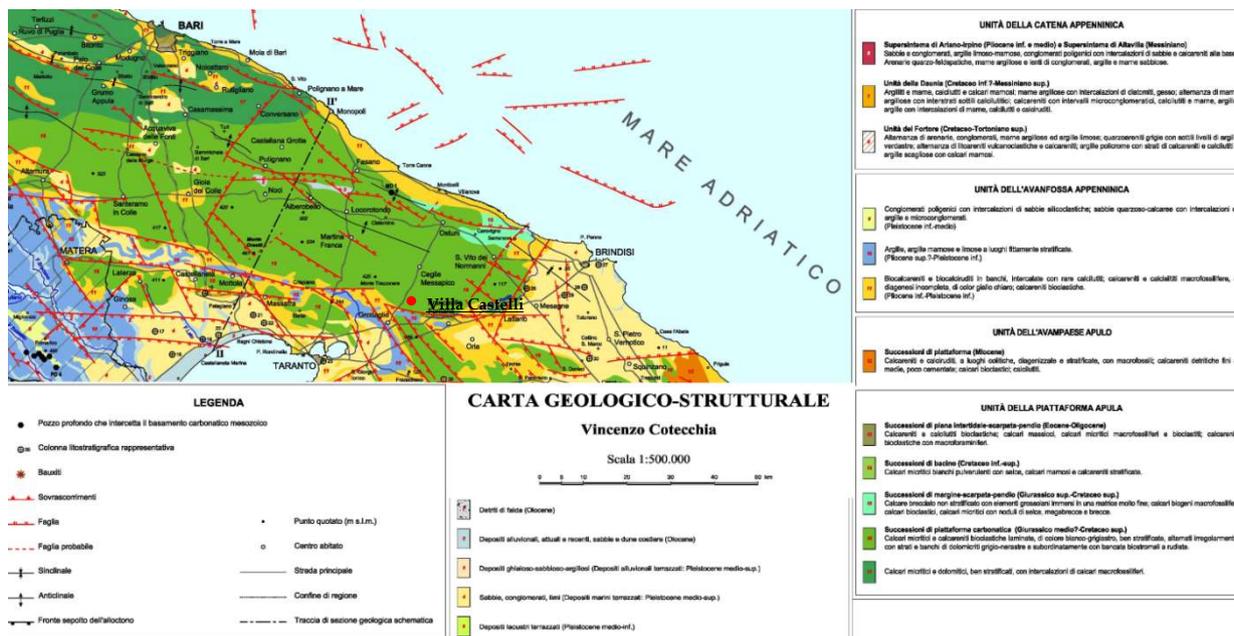


Figura 1-2 - Carta geologica - strutturale (V.Cotecchia, 2014)

L'altopiano murgiano risulta essere costituita essenzialmente da rocce carbonatiche di piattaforma, appartenenti alle formazioni geologiche del Calcarea di Bari (Barremiano - Turoniano) e dal Calcarea di Altamura (Senoniano). Le successioni di margine-scarpata, di età Campaniano superiore-Maastrichtiano (Calcarea di Ostuni e Calcarea di Caranna), affiorano unicamente nei dintorni di Ostuni; infine, ai bordi del complesso carbonatico murgiano, si rinvengono in trasgressione i depositi plioquaternari (Calcareniti di Gravina, Argille Subappennine e Depositi Marini Terrazzati), che, in piccoli lembi residuali, occupano anche talune aree interne della Murgia.

Più precisamente, nell'area di intervento sono presenti successioni di piattaforma carbonatica costituite da calcari micritici e calcareniti bioclastiche laminate, di colore bianco-grigiastro, ben stratificate, alternati irregolarmente con strati e banchi di dolomicriti grigio-nerastre e subordinatamente con bancate biostromali a rudiste.

Particolarmente significativa ai fini della caratterizzazione della circolazione idrica sotterranea e della Vulnerabilità intrinseca dell'acquifero, è spesso in questi ammassi la presenza di intercalazioni siltitico - argillose, da considerarsi impermeabili, che, allorché a luoghi, si presentano discontinue e di spessore irrilevante; esse in alcuni casi danno vita a delle alternanze più potenti, che influenzano in modo significativo sia la circolazione idrica sotterranea sia l'alimentazione dell'acquifero.

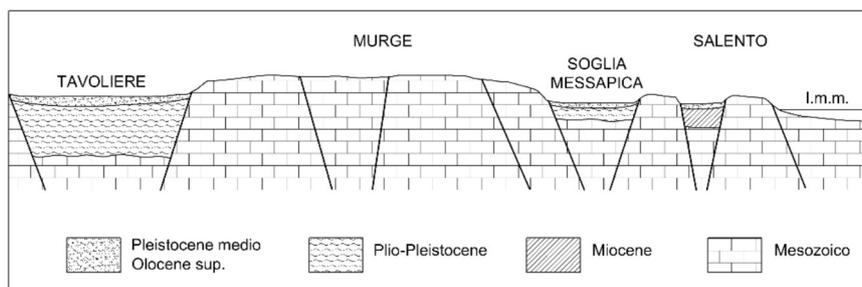
Per quanto concerne i caratteri strutturali, nella zona il basamento carbonatico è dislocato da due sistemi di faglie (Ciaranfi et al., 1983): quello "principale", con orientazioni NW-SE ed E-W, e quello secondario, con direzione SW-NE. Si tratta di faglie dirette, che configurano il basamento carbonatico a "gradinata" con blocchi digradanti verso il mare. Studi strutturali pregressi (Cotecchia, 1979), hanno altresì evidenziato un sistema prevalente di fratture, orientate NW-SE, quasi sempre bene aperte, subverticali e, spesso, totalmente o in parte, riempite di Terra Rossa.

Da un punto di vista tettonico tale conformazione strutturale può essere assimilata ad una struttura a Horst e Graben.

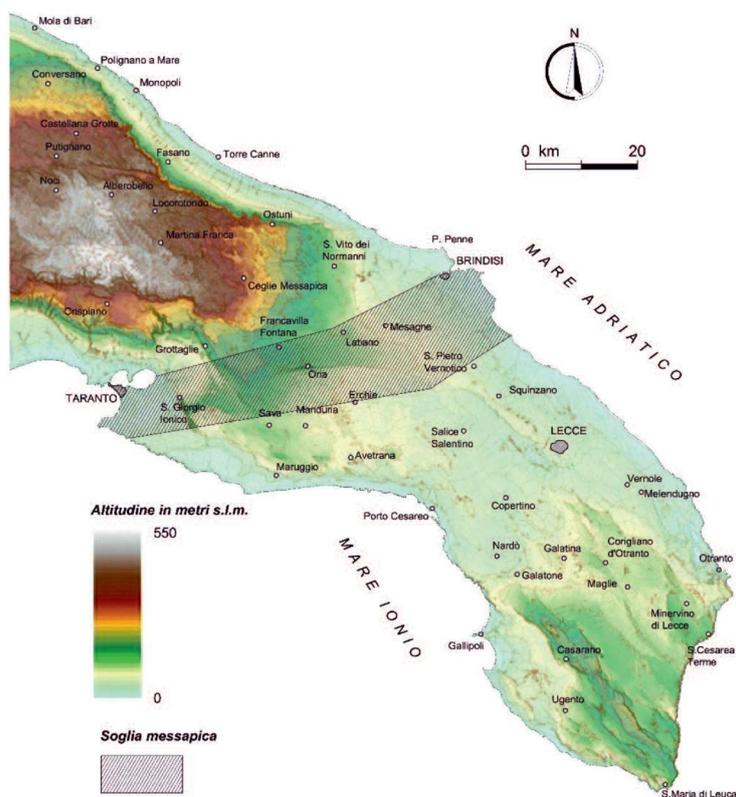
L'elemento che segna il confine idrogeologico e morfo - strutturale tra le unità della Murgia e del Salento è rappresentato dalla Soglia Messapica, una paleostruttura riattivata dalla tettonica ed oggi sepolta dai sedimenti del ciclo plio - pleistocenico (Figura 1-3 e Figura 1-4).

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**



**Figura 1-3 - Sezione strutturale schematica, parallela alla costa adriatica, illustrante i rapporti fra l'unità murgiana e quelle limitrofe. (mod., da Maggiore & Pagliarulo, 2004).**



**Figura 1-4 - DEM delle Murge Sud-Orientali e del Salento con indicazione della Soglia Messapica.**

La notevole difformità idrogeologica tra le due unità in parola è essenzialmente effetto di una evoluzione tettonico-carsica differenziata (GRASSI, 1983). Gli effetti di detta

---

evoluzione sono stati tali che l'attuale ambiente idrogeologico della Murgia si è definito principalmente a seguito di eventi neotettonici, mentre l'ambiente del Salento ha sviluppato i propri caratteri attuali a seguito di una tettonica sia antica, sia recente. La porzione di piattaforma corrispondente all'attuale Murgia ha vissuto infatti una lunghissima fase di continentalità e solo agli albori del Quaternario ha subito la prima ed unica ingressione marina, per cui il suo assetto morfostrutturale è dovuto essenzialmente alla neotettonica. L'evoluzione della rete idrica sotterranea è stata ivi favorita, in massima parte, da un vivace incarsimento ipogeo, legato ad un neocarsismo postcalabriano.

Il processo paleocarsico, per quanto sviluppatosi in molti milioni di anni, è piuttosto epidermico, e quindi ha prodotto effetti poco significativi. Il processo neocarsico, invece, è stato principalmente sotterraneo e diaclastico, pilotato da una tettonica esplicitasi su un altopiano più fratturato ed in via di sollevamento. La rete idrica sotterranea ha quindi raggiunto profondità mai raggiunte in precedenza, producendo un accentuato incarsimento.

Lo stato di fratturazione conseguente alle vicissitudini tettoniche cui la regione è andata incontro, insieme all'incarsimento, determinano i caratteri di permeabilità dell'acquifero murgiano, differenziandolo in modo sostanziale dalle altre aree idrogeologiche regionali, sia nell'interazione con l'acqua di mare, sia nella distribuzione delle quote piezometriche (COTECCHIA, 2014).

Una delle caratteristiche idrogeologiche peculiari dell'acquifero murgiano è quella di possedere, in generale, una permeabilità piuttosto bassa, marcatamente disomogenea e anisotropa, specie alle profondità ove è presente la falda carbonatica profonda.

Sotto il profilo idrogeologico, il sottosuolo dell'area, come diffusamente si evidenzia nell'ambiente murgiano, è caratterizzato da una ben nota circolazione idrica sotterranea, che si sviluppa nel cosiddetto acquifero profondo cretacico, interessato dall'intrusione

---

marina continentale. Stante la elevata permeabilità delle rocce costituenti l'acquifero predetto, l'acqua di mare risulta, quasi ovunque, intrusa nel continente, onde costituisce il livello di base della falda di acqua dolce sovrastante.

Quest'ultima galleggia quindi sull'acqua di intrusione marina e in dette condizioni si dirige verso la costa al recapito finale rappresentato dal mare.

Il passaggio dall'acqua dolce di falda all'acqua marina sottostante avviene tramite una zona di transizione, il cui spessore varia in ragione del carico piezometrico della falda dolce e dei caratteri idrogeologici ed idrodispersivi della roccia acquifera. Dalle circostanze predette derivano qualità variabili dell'acqua dolce di falda.

Una delle prime descrizioni del fenomeno dell'intrusione marina è dovuta a Badon Ghyben (1888) e a Herzberg (1901), i quali conducevano separatamente esperimenti su pozzi penetranti in acquiferi porosi di talune zone costiere dell'Olanda e dell'isola di Norderney, a nord della Germania. Entrambi giunsero alle medesime conclusioni; osservarono, infatti, che dove la costa è formata da rocce permeabili, la falda di acqua dolce defluisce con superficie libera a quota poco superiore al livello del mare, mescolandosi in prossimità della costa all'acqua marina. L'acqua di mare si rinviene a sua volta, entroterra, alla base della falda di acqua dolce a causa della sua maggiore densità.

La profondità di rinvenimento delle acque marine intruse nel continente, misurata rispetto al livello mare, aumenta con l'aumentare della distanza dalla costa, e quindi della quota della superficie freatica della falda di acqua dolce. Ipotizzando che l'equilibrio tra i due fluidi (acqua dolce-acqua di mare) avvenga in condizioni idrostatiche e che il passaggio tra falda di acqua dolce e sottostante acqua di mare avvenga in modo netto, è possibile calcolare la profondità della superficie di separazione dei due fluidi, denominata "interfaccia". Ciò è possibile imponendo l'equilibrio idrostatico tra i due fluidi lungo l'interfaccia, entrambi supposti immiscibili e di densità costante.

---

Per il mare Adriatico e il mare Ionio è possibile assumere in prima ipotesi i seguenti valori di densità dell'acqua di mare:  $\rho_s = 1029,9 \text{ g/l}$  e  $\rho_s = 1030,7 \text{ g/l}$ . Pertanto, ipotizzando un valore di densità della falda di acqua dolce  $\rho_d = 1000 \text{ g/l}$ , si ricava (Cotecchia, 1955, 1977, 2014):  $h = 32 \div 33 \text{ t}$ , ove  $t$  rappresenta il carico piezometrico sul l.m.m..

Gli studi svolti in Puglia già a partire dagli anni '50 hanno consentito, in particolare, di analizzare il rapporto esistente tra profondità dell'interfaccia e l'altezza piezometrica  $t$ , entrambe riferite al livello mare. Ipotizzando l'interfaccia coincidente con il tetto della zona di transizione, tale rapporto, per i primi pozzi "spia" realizzati nella nostra regione, era compreso nell'intervallo  $37 \div 54$ , mentre, nell'ipotesi di interfaccia coincidente con il letto della zona di transizione, era compreso nell'intervallo  $42 \div 82$  (Cotecchia, 1955, 1977, 2014).

Questi valori sono di molto superiori a quelli desumibili dalla semplice applicazione della relazione di Ghyben-Herzberg. In prossimità della costa ciò è in parte imputabile alla curvatura delle linee di flusso nella zona di deflusso delle acque di falda in mare, che provoca una distorsione del reticolo di flusso. La risalita delle linee di flusso verso la zona di deflusso determina, infatti, una notevole riduzione dello spessore della falda di acqua dolce, e la componente verticale del moto di filtrazione che si determina non può essere trascurata.

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

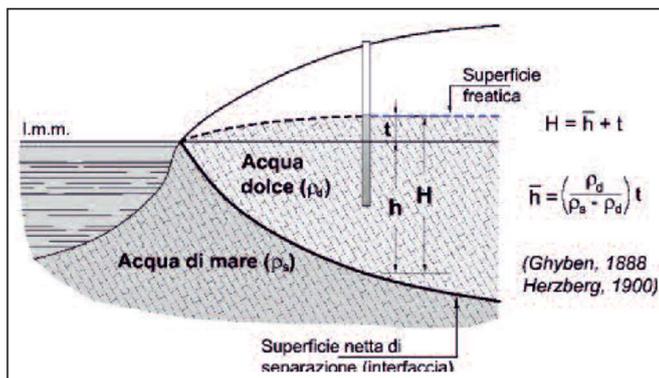


Figura 1-5 – Particolare della distribuzione della concentrazione salina nella zona della Murgia (V.Cotecchia, 2014)

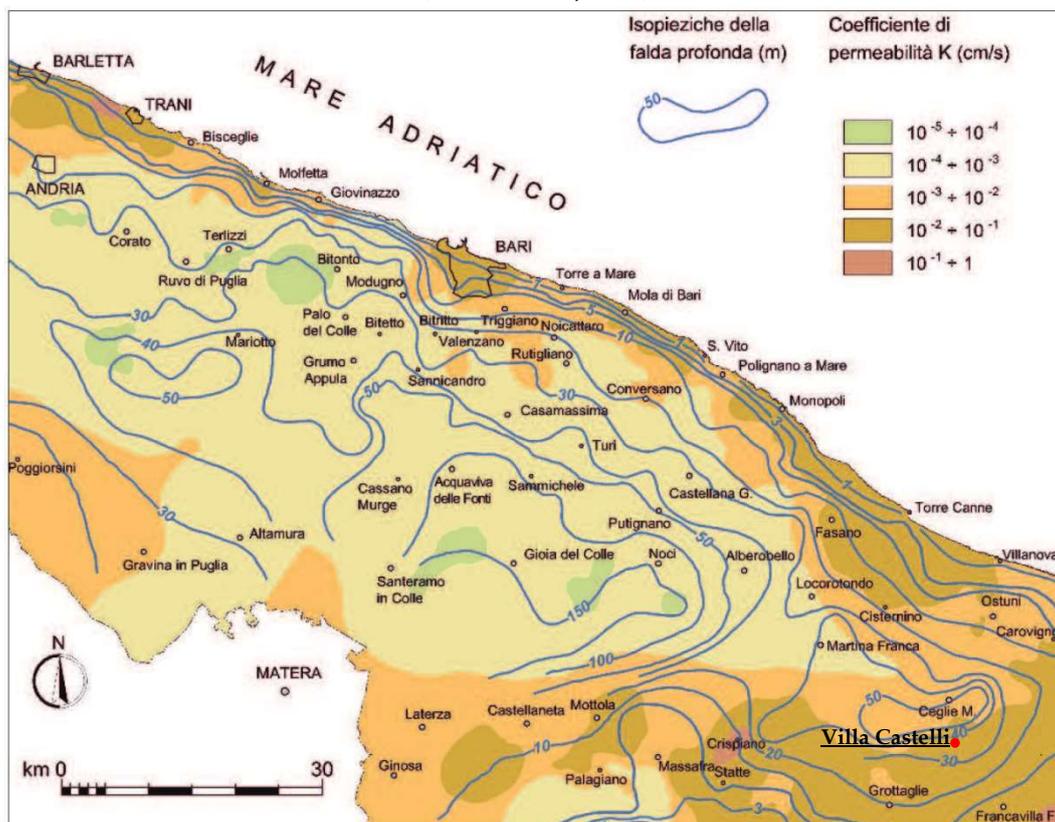


Figura 1-6 - Isopieziche della falda idrica profonda e distribuzione del coefficiente di permeabilità dell'acquifero carbonatico appartenente all'area idrogeologica della Murgia (V.Cotecchia, 2014)

La ricarica dell'acquifero carbonatico profondo della Murgia è dovuta alle precipitazioni atmosferiche insistenti nell'area. L'infiltrazione avviene sia in forma diffusa sia in forma sostanzialmente concentrata. La prima si sviluppa sostanzialmente in quelle aree dotate

di una fratturazione e di un carsismo mediamente uniformi (Media e Bassa Murgia); lì dove il carsismo, la fratturazione della roccia, nonché le condizioni morfostrutturali lo consentono, si sviluppano invece ruscellamenti superficiali localizzati in bacini endoreici, ove si esplica una ricarica essenzialmente concentrata (Alta Murgia).

La distribuzione delle quote piezometriche dell'acquifero carbonatico murgiano (Figura 1-6) è sostanzialmente differente per le tre porzioni che lo compongono (Alta Murgia, Media Murgia e Bassa Murgia) ed è fortemente condizionata dalla distribuzione del coefficiente di permeabilità dell'acquifero. Il livello acquifero s'individua intorno ai 300 m dal p.c. nelle aree più interne e intorno ai 150 m dal p.c. nelle aree a valle, verso la piana tarantina.

L'area di Villa Castelli, posta mediamente a quota compresa tra i 200 e 300 m slm, presenta quota piezometrica della falda carbonatica profonda pari a circa 40 m slm, corrispondente quindi a oltre 150 m dal p.c.. Nell'area, inoltre, spesso il rinvenimento della falda carbonatica non corrisponde alla quota piezometrica per via della presenza di ammassi calcarei profondi impermeabili che promuovono condizioni di confinamento del corpo idrico.

In Figura 1-7 è rappresentato il particolare della distribuzione della concentrazione salina nell'area oggetto dell'intervento.

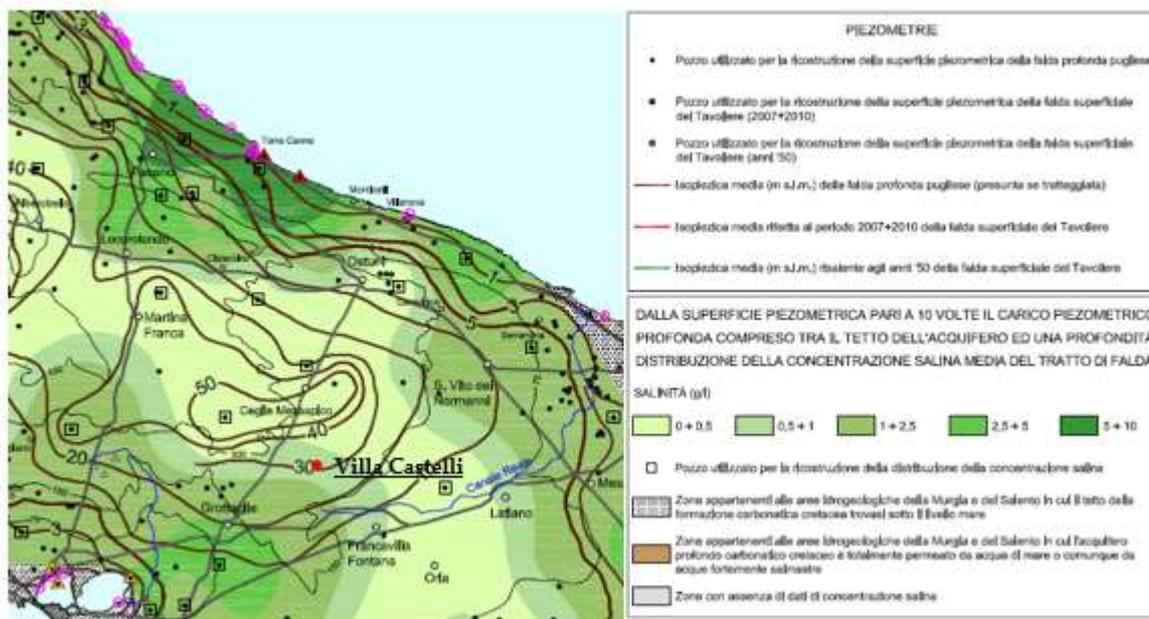


Figura 1-7 – Particolare della distribuzione della concentrazione salina nella zona della Murgia (V.Cotecchia, 2014)

## 1.6 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La parte terminale del bacino idrologico di Via Martina, approssimandosi all'abitato di Villa Castelli, incontra un tessuto urbano sparso e l'intercettazione dei volumi di deflusso dovrà avvenire attraverso un idoneo sistema capillare di captazione costituito da una serie di diramazioni trasversali, costituiti da canalette grigliate e da tubazioni per i tratti su viabilità esistente, e da piccoli canali a cielo aperto per i tratti non urbani. L'intercettazione diffusa del ruscellamento avviene mediante rami trasversali a monte dell'abitato, che raccolgono l'acqua proveniente dai versanti per non lasciarla defluire liberamente verso l'abitato. Alla fine di ciascun tronco secondario, la portata sarà immessa nella dorsale principale. I rami posti in aree agricole o comunque a margine della viabilità, saranno realizzati con una sezione aperta e con una pendenza inferiore.

---

In particolare, per tali opere di captazione si prevede l'utilizzo di:

- Canalette di drenaggio lineare di dimensione pari a 40cmx50cm, dotate di caditoie in ghisa sferoidale classe D400;
- Tubazioni di diametro massimo pari a  $\Phi 1000$  per i tratti denominati C01-C02-C04;
- Canale a cielo aperto a sezione trapezia con base minore 0,5 m e profondità di scavo massima pari a 1,5 m, rivestito con geostuoia impermeabile rinverdibile, denominato C03;
- Canali costituiti da elementi scatolari aperti a C di base interna pari a 0,5 m ed altezza pari a 1,5 m, spessore di 30 cm, per i tratti C05 e C06;

Le suddette diramazioni idrauliche secondarie saranno collegate al canale principale, caratterizzato da scatolari chiusi e aperti, per i tratti prettamente urbani, e da sezioni trapezie aperte per i restanti tratti. Per i tratti urbani, le opere di captazione delle acque saranno disposte anche lungo il canale principale e saranno realizzati mediante pozzi a caduta trasversali e longitudinali alla strada di dimensione pari a 40cmx50cm, dotate di caditoie in ghisa sferoidale classe D400 (griglie carrabili) larghi quanto l'intera carreggiata da porre ad una distanza ottimale (non superiore a 50m) per garantire lo stramazzo delle acque nello scatolare che allontanerà i volumi di piena. A tali griglie potrà essere associato un dosso dissuasore di velocità di altezza minima, tale da rallentare i veicoli in transito (per garantirne la sicurezza di circolazione e moderarne la velocità) e forzare le acque ad entrare nella griglia.

Di seguito, si descrivono, raggruppando i tratti che hanno caratteristiche affini, la tipologia delle sezioni di progetto. Si specifica che per ogni tratto, lungo tutto il profilo, è stata calcolata l'altezza media di scavo, ricostruendo dunque la sezione media valida per il tratto in questione.

---

Canali C1-C3-C5-C7: lo scatolare in c.a. avrà dimensioni BxH interne pari a 1,5x1,5 m, e spessore pari a 30 cm, con pendenze comprese tra il 5% ed il 10 %, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,5 m da p.c..

Canali C2-C4-C6-C8: sarà adottato uno scatolare aperto in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 1,5x1,5 m, e spessore pari a 30 cm, con pendenze comprese tra il 4 ed il 10%, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,5 m da p.c..

Canali C10-C11-C12-C13-C14-C15-C18-C20-C22: sarà adottato uno scatolare chiuso in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 1,5x2 m, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,9 m da p.c..

Canali C9-C16-C17-C19-C21: sarà adottato uno scatolare aperto in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 1,5x2 m, e spessore pari a 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,9 m da p.c..

Canali C23-C24-C25-C26: sarà adottato uno scatolare aperto in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2x2 m, e spessore pari a 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 3 m da p.c..

Canali C27-C28-C29-C30-C31-C32-C33-C34-C35: sarà adottato uno scatolare chiuso in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2,5x3 m, spessore 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 4,6 m da p.c..

Canali C36-C37-C38: sono caratterizzati da sezione idraulica di progetto è trapezia composta da una savanella di base minore pari a 2 m e base maggiore pari a circa 6,5 m, altezza media pari a circa 2,8 m ed inclinazione media delle sponde pari a circa 56°. Le sponde di raccordo con il piano campagna sono caratterizzate da un rivestimento in due livelli di gabbioni per un'altezza totale pari a 2 m, e da una pendenza finale di raccordo con il p.c. con un angolo pari a 45°.

Canali C39-C40-C41-C42-C44-C45: sono caratterizzati da sezione idraulica di progetto è trapezia composta da una savanella di base minore pari a 2 m e base maggiore pari a circa 6,3 m, altezza media pari a circa 2,8 m ed inclinazione media delle sponde pari a circa 63°. Le sponde di raccordo con il piano campagna sono caratterizzate da un rivestimento in due livelli di gabbioni per un'altezza totale pari a 2 m, e da una pendenza finale di raccordo con il p.c. con un angolo pari a 45°.

Nei tratto denominato C43, sarà adottato uno scatolare aperto in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2x1,5 m, e spessore pari a 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,5 m da p.c..

Canali C46-C47-C48-C49-C50-C51-C52-C53: sarà adottato uno scatolare chiuso in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2,5x1,5 m, spessore 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,5 m da p.c..

Canali C54-C55-C56-C57: sarà adottato uno scatolare chiuso in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2,5x1,5 m, spessore 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,5 m da p.c..

Canali C58-C60-C62-C64: sarà adottato uno scatolare aperto in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2,5x2 m, e spessore pari a 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 3 m da p.c..

Canali C65-67-69-71-72-74-76: sono caratterizzati da sezione idraulica di progetto è trapezia composta da una savanella di base minore pari a 2,5 m e base maggiore pari a circa 6,9 m, altezza media pari a circa 2,9 m ed inclinazione media delle sponde pari a circa 63°. Le sponde di raccordo con il piano campagna sono caratterizzate da un rivestimento in due livelli di gabbioni per un'altezza totale pari a 2 m, e da una pendenza finale di raccordo con il p.c. con un angolo pari a 45°.

Canali C59-C61-C63-C66-C68-C70-C73-C75-C77: sarà adottato uno scatolare chiuso in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2,5x1,5 m, spessore 30 cm, , con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 2,5 m da p.c..

Nei tratti denominati C54-C55-C56-C57, sarà adottato uno scatolare chiuso in c.a. con dimensioni BxH interne pari a 2,5x2 m, spessore 30 cm, con conseguenti profondità medie di posa dell'opera dell'ordine dei 3 m da p.c..

Canali C78-C79-C80: la sezione idraulica di progetto è trapezia composta da una savanella di base minore pari a 3 m e base maggiore pari a circa 8,5 m, altezza media pari a circa 3,9 m ed inclinazione media delle sponde pari a circa 63°. Le sponde di raccordo con il piano campagna sono caratterizzate da un rivestimento in due livelli di gabbioni per un'altezza totale pari a 2 m, e da una pendenza finale di raccordo con il p.c. con un angolo pari a 45°. Nel tratto denominato C81 la sezione idraulica di progetto è trapezia composta da una savanella di base minore pari a 6,5 m e base maggiore pari a circa 11,2 m, altezza media pari a circa 3,2 m ed inclinazione media delle sponde pari a circa 63°. Le sponde di raccordo con il piano campagna sono caratterizzate da un rivestimento in due livelli di gabbioni per un'altezza totale pari a 2 m, e da una pendenza finale di raccordo con il p.c. con un angolo pari a 45°.

In corrispondenza dei nodi J36 e J69, a valle dei tratti urbanizzati, sarà installato un impianto di trattamento delle acque di prima pioggia, che lavorerà in continuo su tre linee separate con separatori di sabbie e liquidi leggeri e filtri a coalescenza per il nodo J36, e su una linea per il nodo J69. Saranno installati opportune vasche prefabbricate per la separazione delle acque di prima pioggia dalle acque di piena e pozzetti di campionamento per monitorare la funzionalità del sistema di trattamento. Gli impianti garantiranno il trattamento delle acque di prima pioggia ed il convogliamento delle acque trattate, per mezzo di una linea dedicata, in punti di scarico predefiniti all'interno del

canale a cielo aperto. Nelle zone in cui saranno installati gli impianti saranno eseguiti scavi provvisori dell'ordine dei 5 m, per poi rinterrare secondo gli schemi di posa previsti in progetto.

Alle aree dove si installeranno gli impianti di trattamento potrà essere associato un sistema di mitigazione visiva costituito da muretti a secco perimetrali ed una "fascia tampone" che funga da filtro visivo costituito da vegetazione autoctona di altezza e dimensione differente così da garantire un effetto di naturalità alla recinzione.

Il bacino di recapito finale è costituito da un'area di laminazione disperdente con impegno planimetrico pari a 70000 mq circa, con profondità media del suddetto bacino disperdente di circa 2-3 m e la realizzazione di argini perimetrali con sezione trapezia di altezza massima di 3,8 m con sponde laterali con angolo pari a 30°, mediante il riutilizzo delle terre e rocce da scavo. Al di sopra dell'argine sarà garantita una viabilità di manutenzione di larghezza pari a 3 m. Nella zona centrale dell'area disperdente è prevista la realizzazione di un canale di magra atto a garantire un minimo deflusso verso il reticolo idrografico di valle. Nella parte a Sud dell'area disperdente, alla quota di 206,5 m, sarà presente una bocca tarata realizzata al fondo dell'argine, mediante idoneo scatolare, per il transito della portata minima di efflusso di progetto per garantire lo smaltimento in sicurezza idraulica delle acque di piena. Per agevolare lo smaltimento nel sottosuolo delle acque di piena, sarà prevista la realizzazione di idonei n. 40 pozzi disperdenti della profondità di 20 m riempiti in ghiaia, del diametro di 60 cm.

L'opera nel suo percorso presenterà interferenze con sottoservizi ed altri elementi presenti.

Le alberature ricadenti nel tracciato di progetto potranno essere espantate e re impiantate secondo le indicazioni della norma in materia agronomica così da garantirne la sopravvivenza e contribuire al recupero ambientale di altre aree limitrofe.

Contestualmente saranno rimossi i muretti a secco (o altre opere similari) interferenti con le opere di progetto; gli stessi saranno rimontati con la stessa tecnologia costruttiva in sede se possibile o delocalizzati ove non possibile, con l'obiettivo di costruire una barriera laterale di delimitazione al canale integrata al contesto paesaggistico rurale di riferimento; Le interferenze con attraversamenti ed accessi privati verranno risolte interrando la tubazione o lo scatolare per brevi tratti e prevedendo una griglia/caditoia ove tecnicamente possibile.

Gli schemi di risoluzione dei sottoservizi prevedono la risoluzione degli incroci con acquedotto e fogna attraverso due tipologie di intervento che prevedono o l'attraversamento del canale o la creazione di un sifone al di sotto dell'opera; tale sistema andrà opportunamente protetta attraverso specifiche tubazioni camicia in acciaio o polietilene. Interferenze con linee aeree saranno potenzialmente riscontrate solo nelle fasi di cantiere e saranno dettagliatamente affrontate nel PSC nella fase esecutiva di progettazione.

L'area del recapito finale sarà paesaggisticamente mitigata con opere di inserimento ambientale tali da limitare la vista del bacino di scarico ma da non occultarne completamente la vista creando una barriera visiva potenzialmente meno impattante. Le opere previste prevedono un rinverdimento degli argini ove previsti e la perimetrazione delle restanti parti del bacino con opere in pietra a secco.

Contestualmente potranno prevedersi opere di compensazione ambientale da valutare insieme all'amministrazione ed agli altri enti interessati.

Gli studi geologici e geotecnici condotti hanno messo in evidenza che la maggior parte dello sviluppo dell'alveo di progetto avviene per i primi 2,5 m da p.c. all'interno di ammassi terrigeni granulari e terreno vegetale, mentre procedendo verso il fondo scavo si riscontrerà roccia calcarea; tuttavia non possono escludersi ritrovamenti di ammassi

terrigeni incoerenti di natura sabbiosa-argillosa per porzioni limitate dei canali in progetto anche alle quote di competenza dell'ammasso calcareo. Nelle suddette porzioni maggiormente vulnerabili, al fine di contrastare gli effetti erosivi delle correnti idriche di piena, è stata prevista la protezione dell'alveo mediante la posa in opera di una geostuoia antierosione impermeabile intasata con terreno e successivamente vegetata. La medesima geostuoia sarà utilizzata per proteggere porzioni di alveo in zona urbanizzata sino al recapito delle acque all'interno degli impianti di trattamento descritti, e per il paramento interno dell'argine della zona di laminazione disperdente. Saranno inoltre adottate, nei tratti di raccordo tra le berme delle sezioni idrauliche ed il piano campagna caratterizzati da inclinazione pari a 45°, biostuoie di contenimento del terreno (biotessile non tessuto biodegradabile), con lo scopo di proteggere la scarpata e favorire l'attecchimento delle specie vegetali.

## **2 MODELLO LITOSTRATIGRAFICO**

### ***2.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE REALIZZATE***

Su incarico degli scriventi, la Società Geoprove Srl di Ruffano (LE) ha eseguito indagini geognostiche e geofisiche a supporto del progetto definitivo di "Interventi di mitigazione del rischio idraulico" nell'abitato di Villa Castelli (BR).

Le indagini, eseguite ai sensi del D.M. 17.01.2018, ai fini della caratterizzazione geologica, geotecnica del terreno fondale sono consistite in:

- n. 42 strisciate radar lungo il tracciato delle canalizzazioni (per 5 metri per ognuno dei punti previsti) al fine di individuare e localizzare , strutture ecc., per una profondità di 3.0 metri dal p.c.;

- n. 6 sondaggi geognostici spinti fino ad una profondità di 5.0-10.0 metri; di essi tre, i sondaggi S1, S2 ed S5, sono stati spinti fino ad una profondità di 10.0 metri e realizzati sia a scopo geotecnico che ambientale; gli altri 3, meno profondi, sono stati realizzati a soli fini ambientali per il possibile riutilizzo delle terre e rocce da scavo;
- rilievo della falda acquifera o venute idriche in ciascuno dei sondaggi eseguiti limitatamente al periodo di durata dei lavori;
- n. 6 SPT (Standard Penetration Test) in foro di sondaggio, tre per ciascun sondaggio geotecnico;
- prelievo di n. 3 campioni indisturbati ed analisi di laboratorio geotecnico prelevati dai sondaggi S1, S2 ed S5;
- prelievo di n. 6 campioni ambientali prelevati nel primo metro e nell'ultimo metro da ogni sondaggio;
- n. 2 profili sismici a rifrazione con ricostruzione tomografica;
- n. 3 profili sismici Masw.

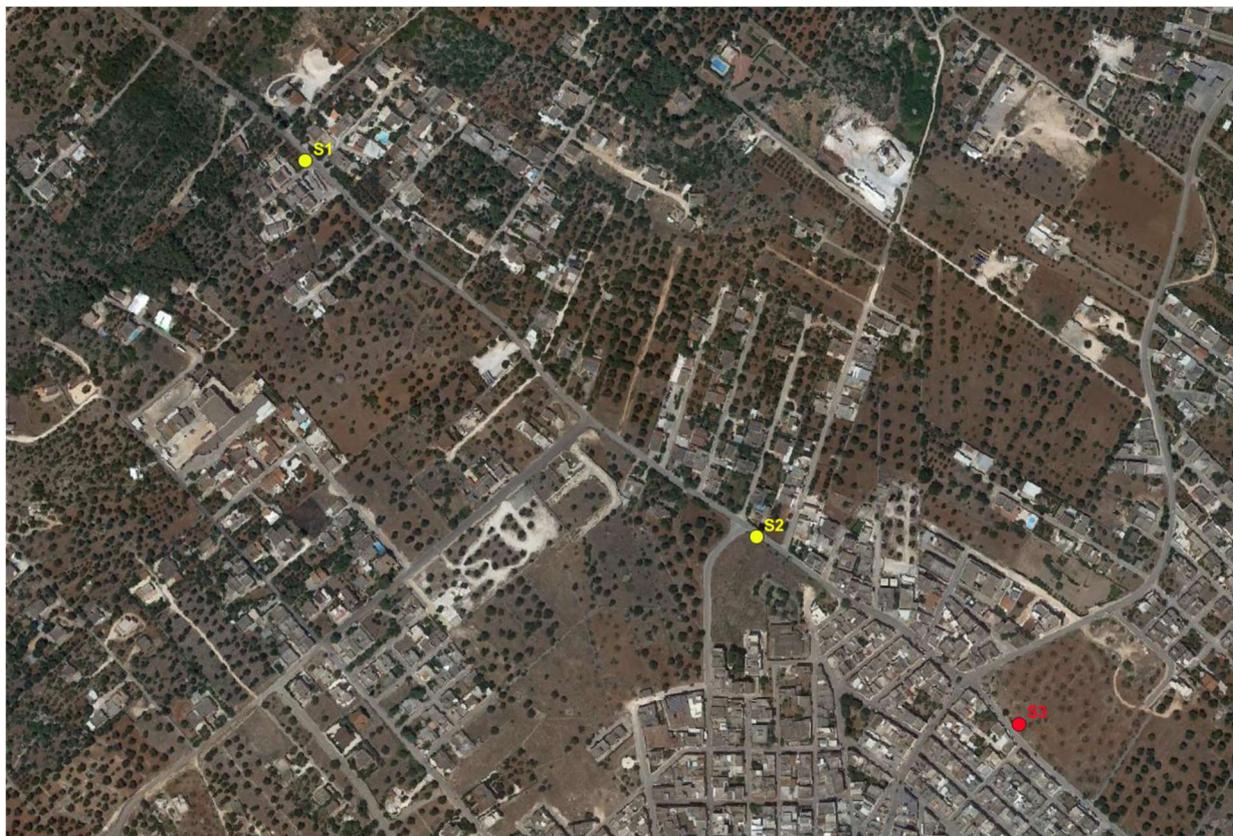
### **2.1.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI A CAROTAGGIO CONTINUO**

In data 21 e 22 agosto 2023 sono stati eseguiti sei sondaggi geognostici a carotaggio continuo della profondità di 5.0-10.0 mt dal p.c., realizzati, come detto, n. 3 sondaggi per scopi geotecnici e n. 3 per scopi ambientali.

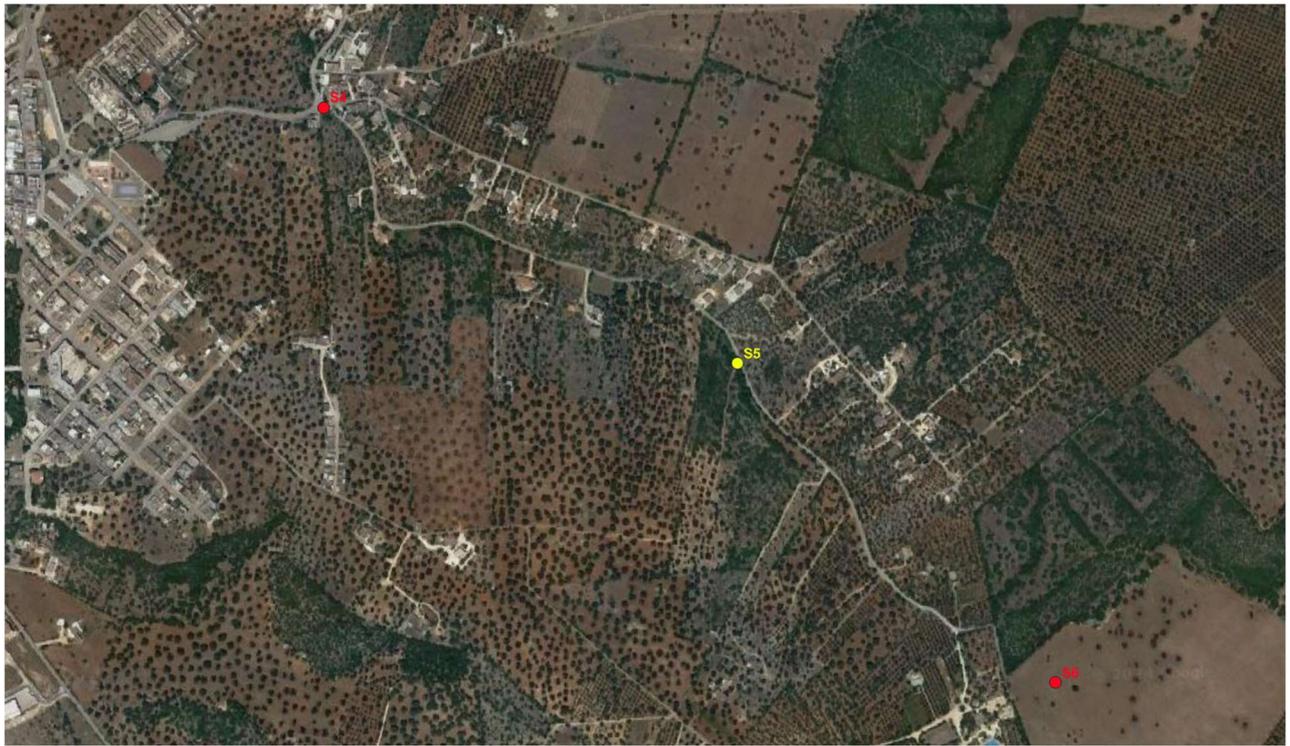
La terebrazione è stata eseguita impiegando una trivella della Casagrande mod. C5 XP – 2, realizzando un foro di sondaggio del diametro di  $\phi$  101 mm, consentendo di ricostruire nei punti indagati la stratigrafia del sottosuolo lungo le verticali investigate.

Si riportano in Figura 2-1 e Figura 2-2 le ubicazioni planimetriche dei sondaggi geognostici eseguiti e da Figura 2-3 a Figura 2-8 le restituzioni grafiche delle stratigrafie, nelle quali

sono riportate anche le profondità di prelievo dei campioni sottoposti ad analisi di laboratorio e le SPT.



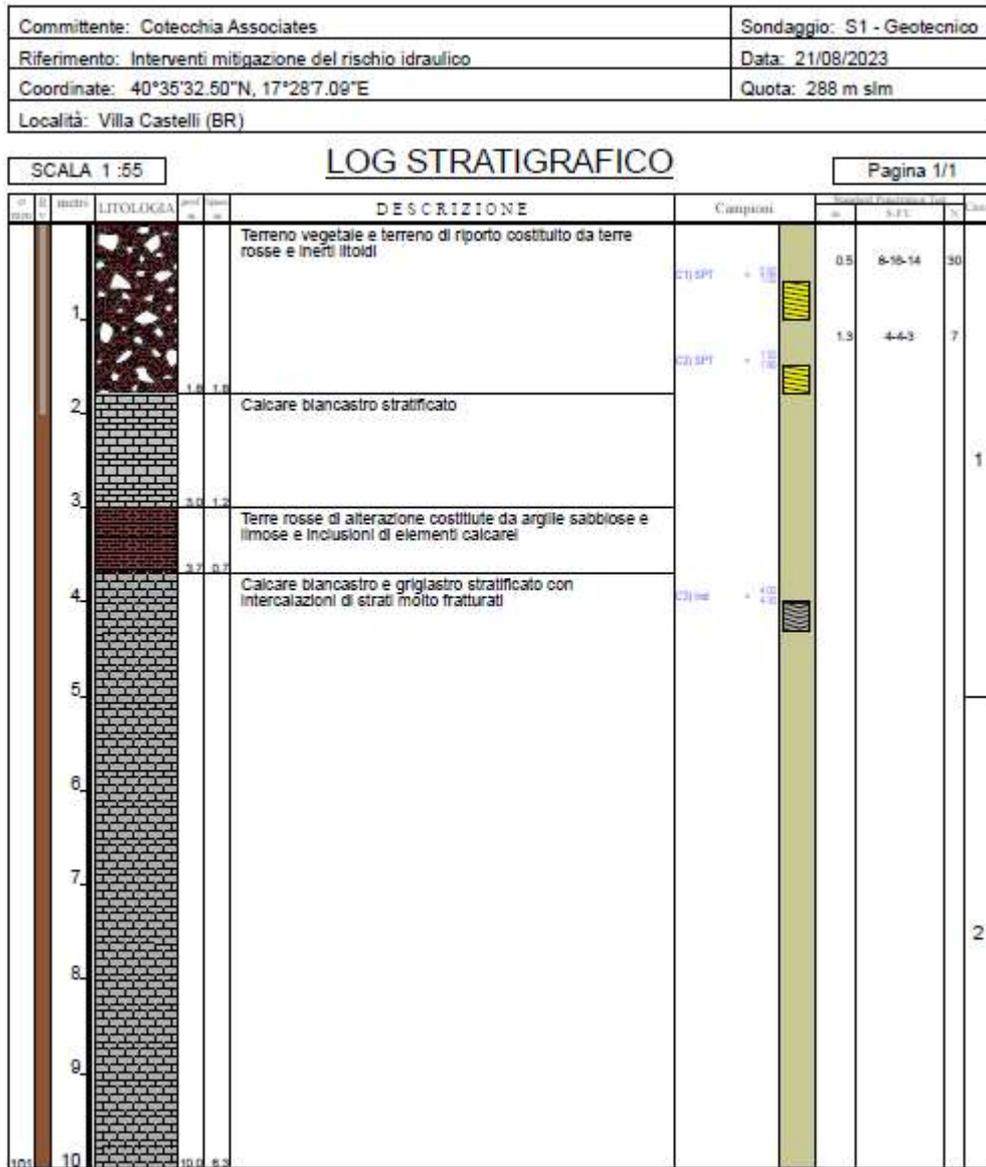
**Figura 2-1 - Ubicazione dei sondaggi geotecnici S1 e S2 e sondaggio ambientale S3**



**Figura 2-2 - Ubicazione planimetrica sondaggio geotecnico S5 e sondaggi ambientali S4 e S6**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**



**Figura 2-3 - Stratigrafia sondaggio S1**

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

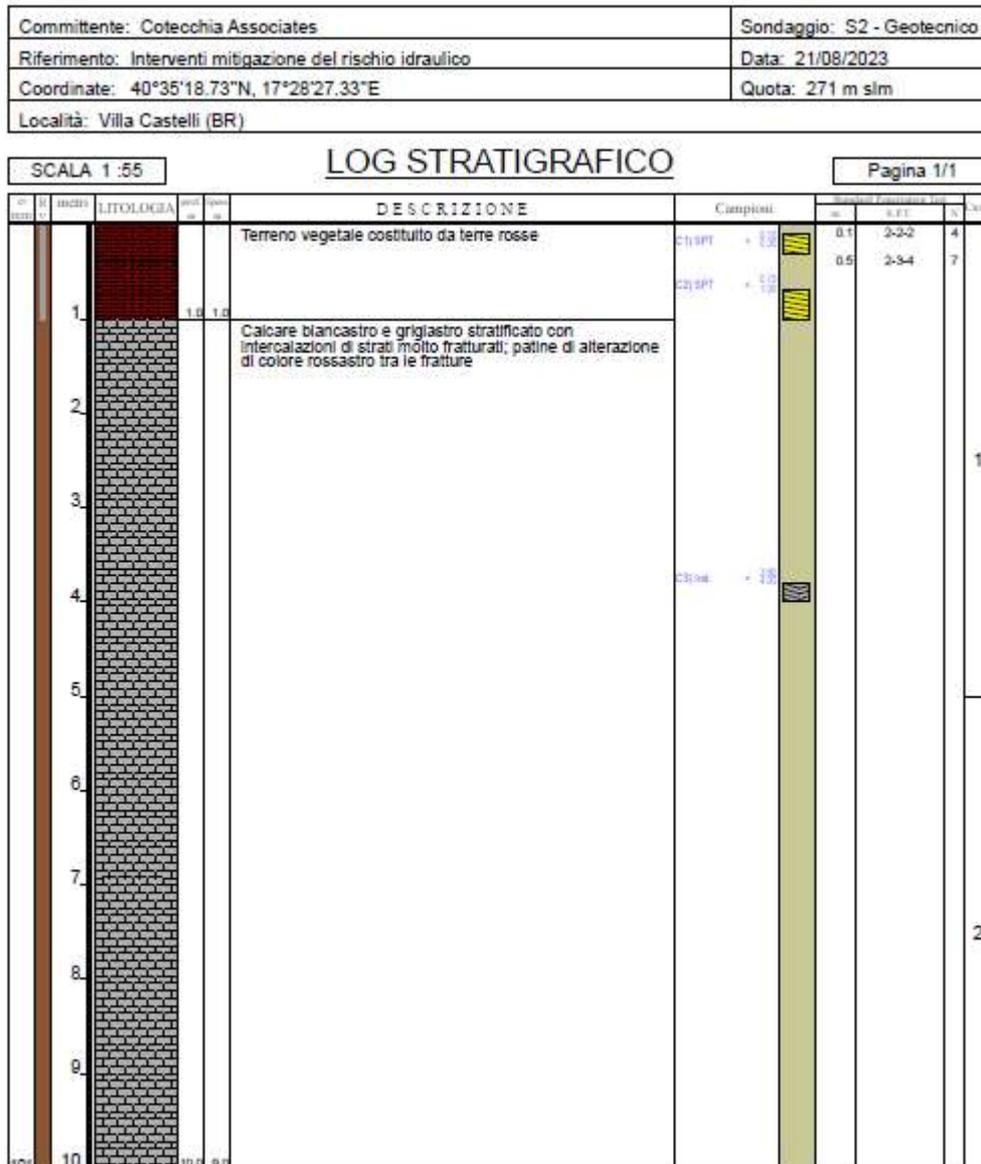


Figura 2-4 - Stratigrafia sondaggio S2

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Committente: Cotecchia Associates	Sondaggio: S3 - Ambientale
Riferimento: Interventi mitigazione del rischio idraulico	Data: 21/08/2023
Coordinate: 40°35'11.14"N, 17°28'40.01"E	Quota: 270 m slm
Località: Villa Castelli (BR)	

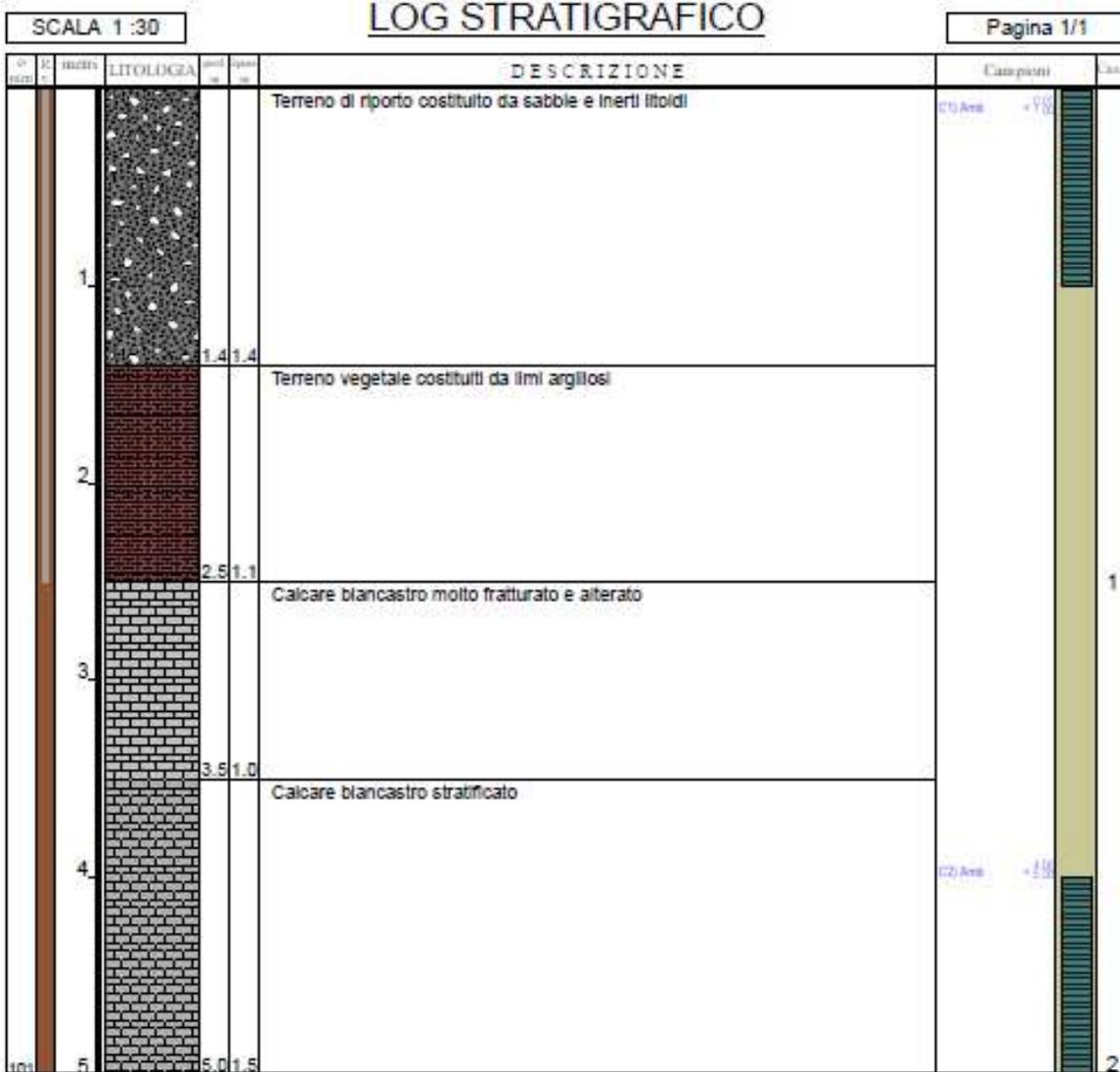


Figura 2-5 - Stratigrafia sondaggio S3

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Committente: Cotecchia Associates	Sondaggio: S4 - Ambientale
Riferimento: Interventi mitigazione del rischio idraulico	Data: 22/08/2023
Coordinate: 40°34'54.01"N, 17°28'58.17"E	Quota: 242 m slm
Località: Villa Castelli (BR)	

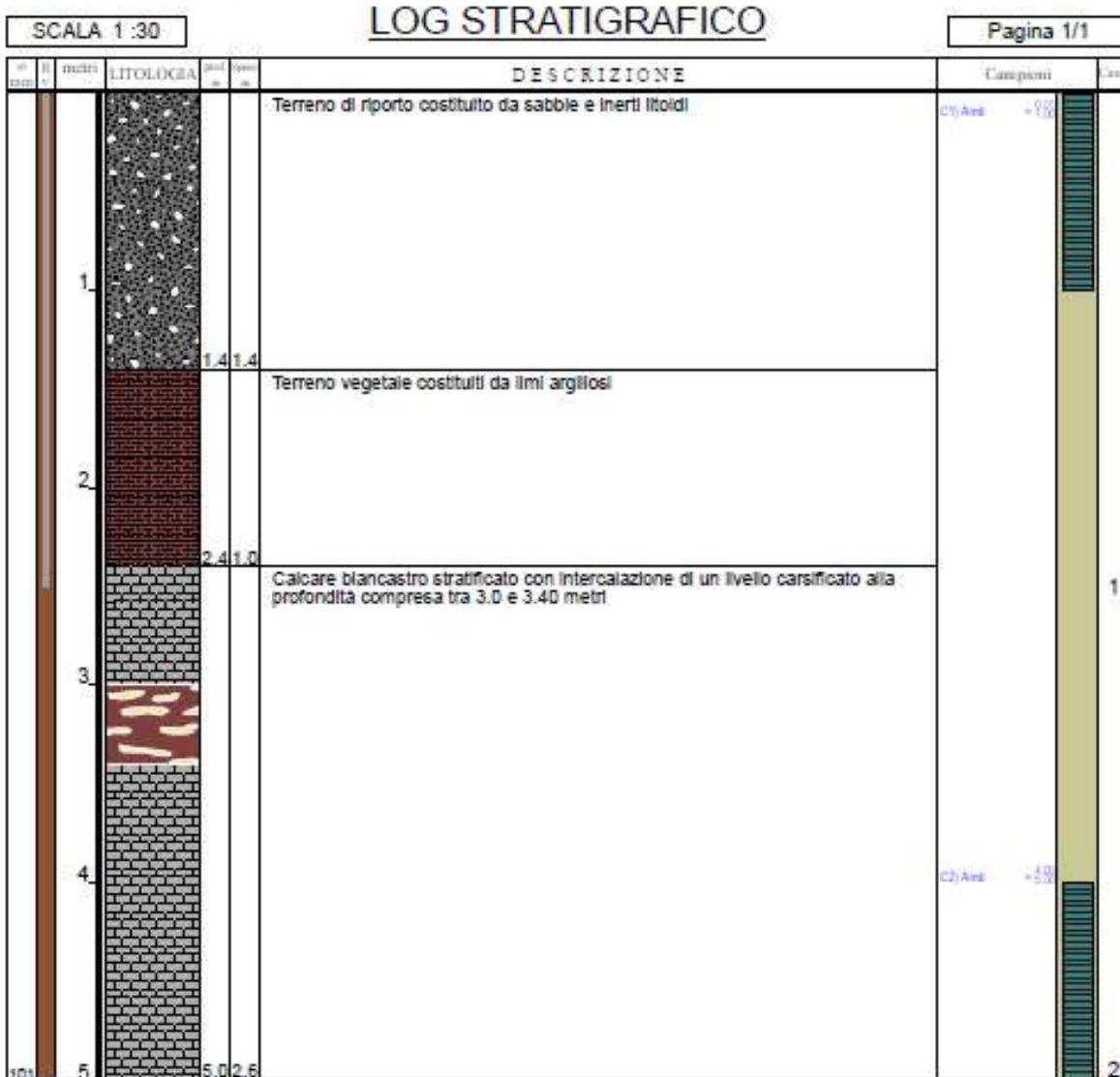


Figura 2-6 - Stratigrafia sondaggio S4

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

Committente: Cotecchia Associates	Sondaggio: S5 - Geotecnico
Riferimento: Interventi mitigazione del rischio idraulico	Data: 22/08/2023
Coordinate: 40°34'40.22"N, 17°29'25.25"E	Quota: 222 m slm
Località: Villa Castelli (BR)	

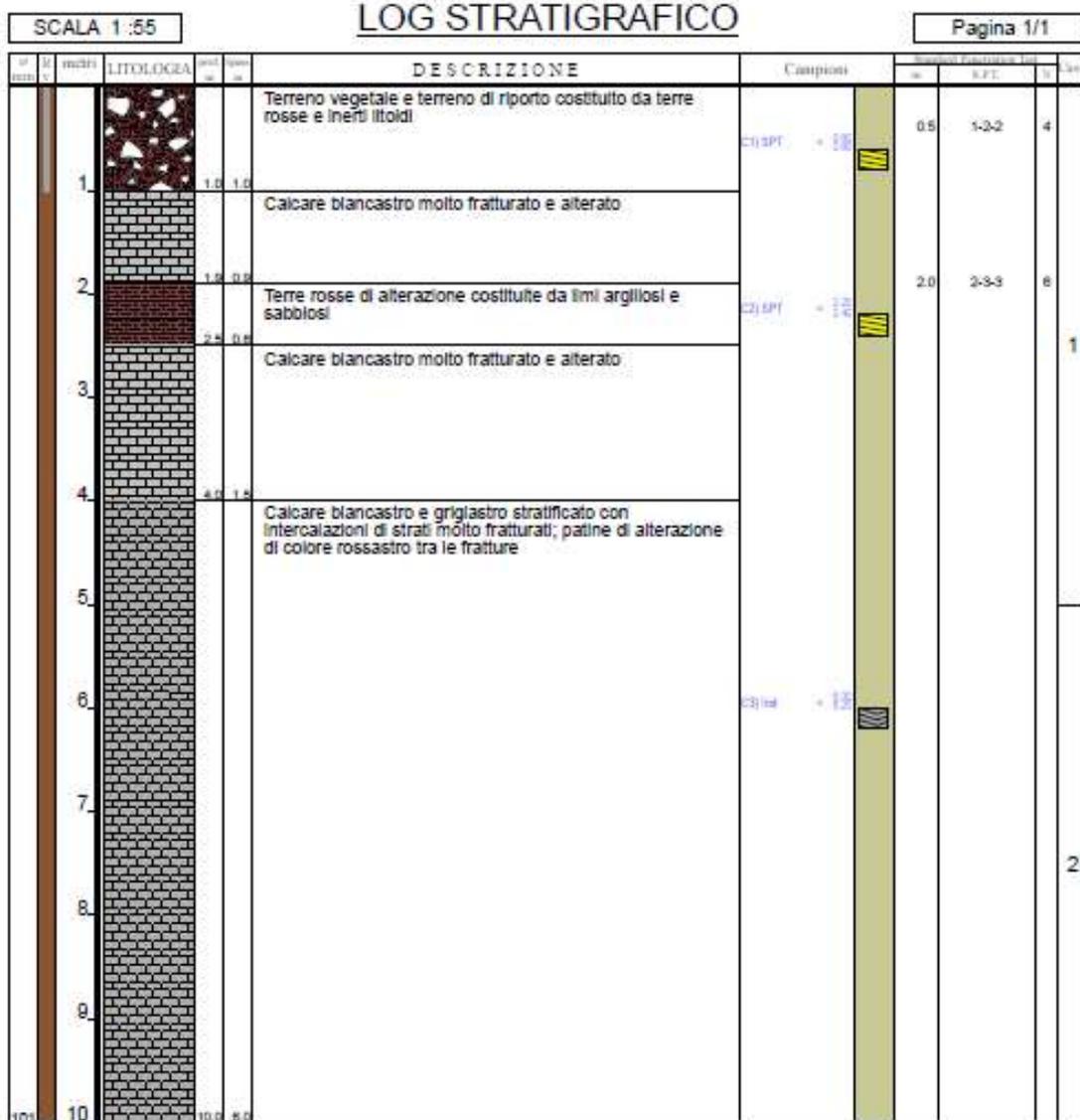


Figura 2-7 - Stratigrafia sondaggio S5

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**

Committente: Cotecchia Associates	Sondaggio: S6 - Ambientale
Riferimento: Interventi mitigazione del rischio idraulico	Data: 22/08/2023
Coordinate: 40°34'23.52"N, 17°29'45.31"E	Quota: 209 m slm
Località: Villa Castelli (BR)	

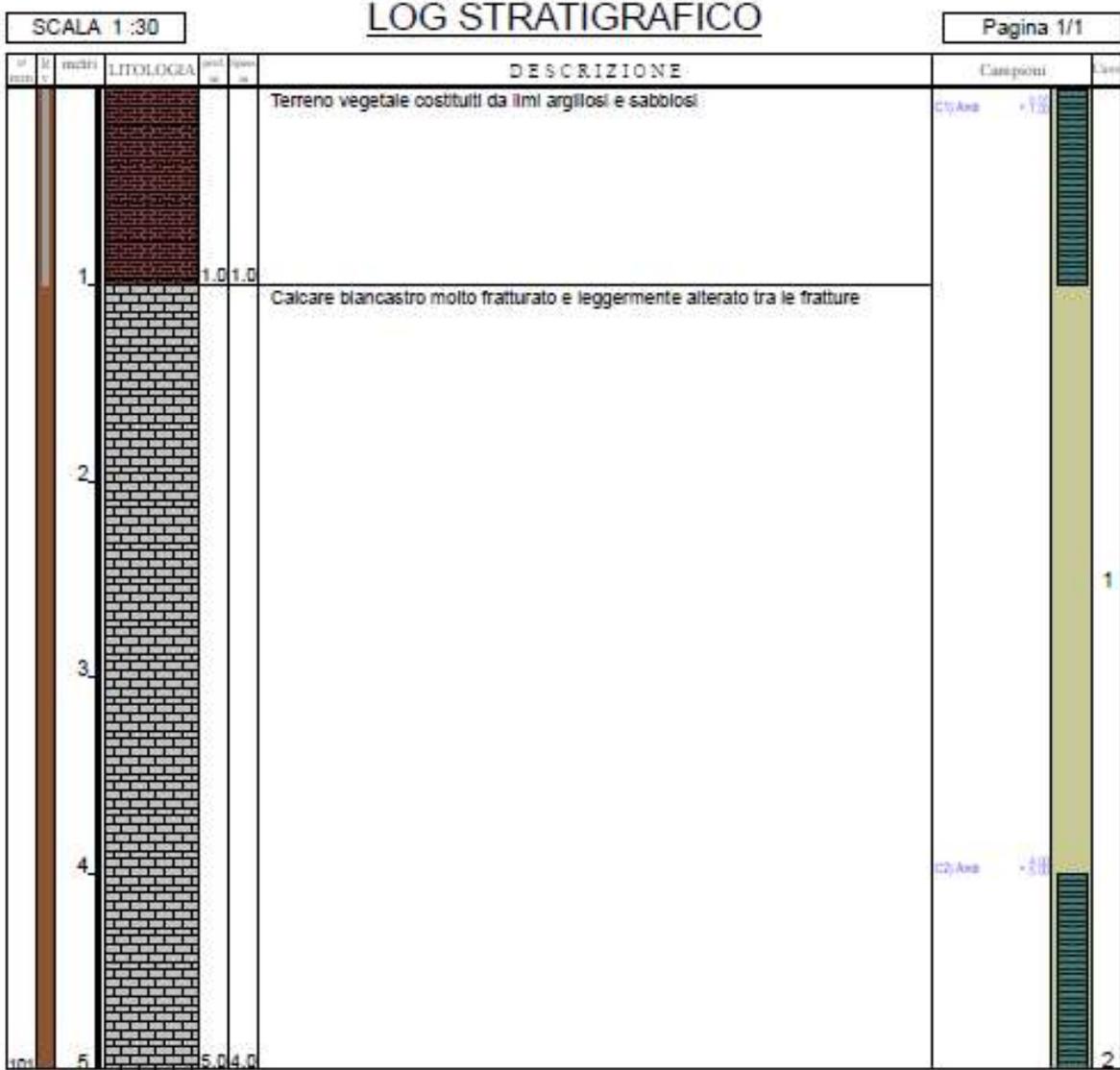


Figura 2-8 - Stratigrafia sondaggio S6

---

## 2.2 INDAGINI GEOFISICHE

### 2.2.1 INDAGINI SISMICHE A RIFRAZIONE

Per la ricostruzione stratigrafica e sismostratigrafica dell'area sono stati eseguiti due profili sismici a rifrazione per una lunghezza ciascuno di 44.0 metri.

L'elaborazione del profilo sismico è avvenuta mediante apposito algoritmo delle sezioni sismografiche, con restituzione tomografica. Tale metodo permette di individuare anomalie nella velocità di propagazione delle onde sismiche, con un elevato potere risolutivo offrendo la possibilità di ricostruire stratigraficamente situazioni complesse, non risolvibili con differenti tecniche di indagine.

La tomografia sismica, rispetto alla convenzionale sismica a rifrazione, limita i problemi interpretativi dovuti agli strati ad inversione di velocità (orizzonte fantasma) o di ridotti spessori. Essa consiste nella ricostruzione di sezioni bidimensionali (2D) realizzate mediante serie di stendimenti sismici a rifrazione con sismografo a 12 canali.

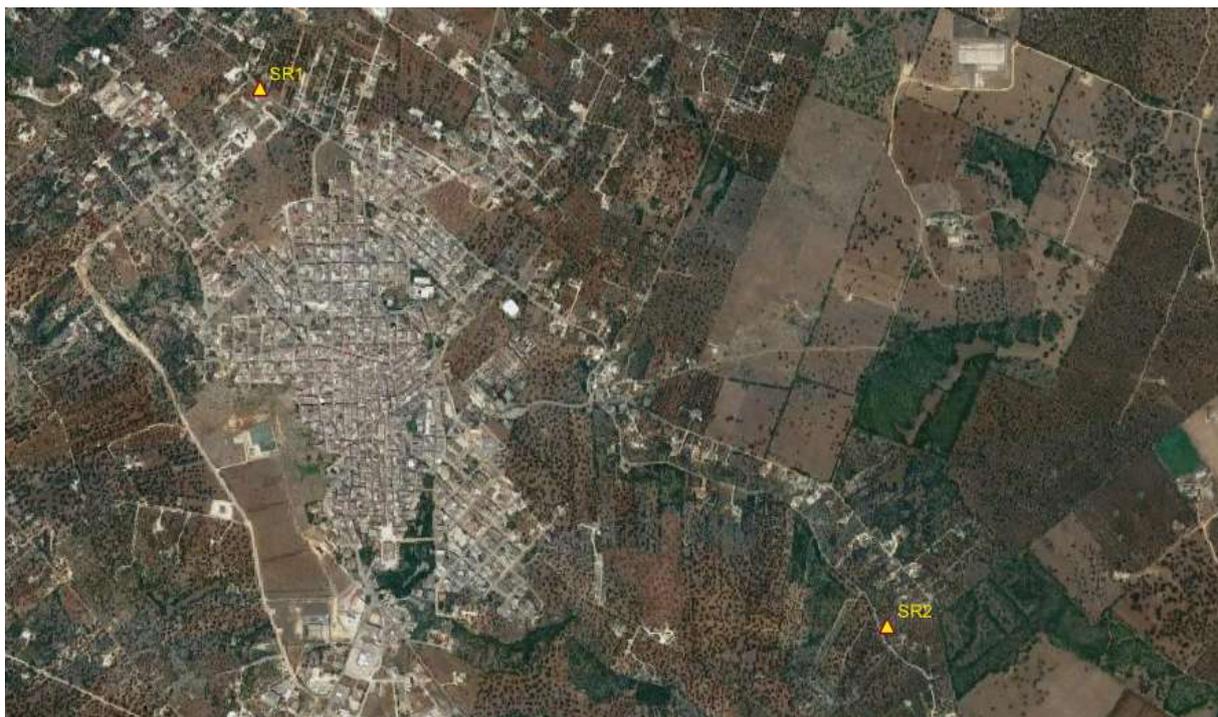
Lo strumento di acquisizione è il Geode, della Geometrics con geofoni da 12 Hz, il software utilizzato per l'elaborazione tomografica è il Rayfract.

In tale campagna di indagine le prospezioni sismiche sono state realizzate posizionando sorgenti e geofoni lungo un allineamento utilizzando 12 geofoni e 5 registrazioni per ogni stendimento. L'energizzazione è stata del tipo a massa battente. La restituzione grafica è stata presentata con finestre profonde 14 metri.

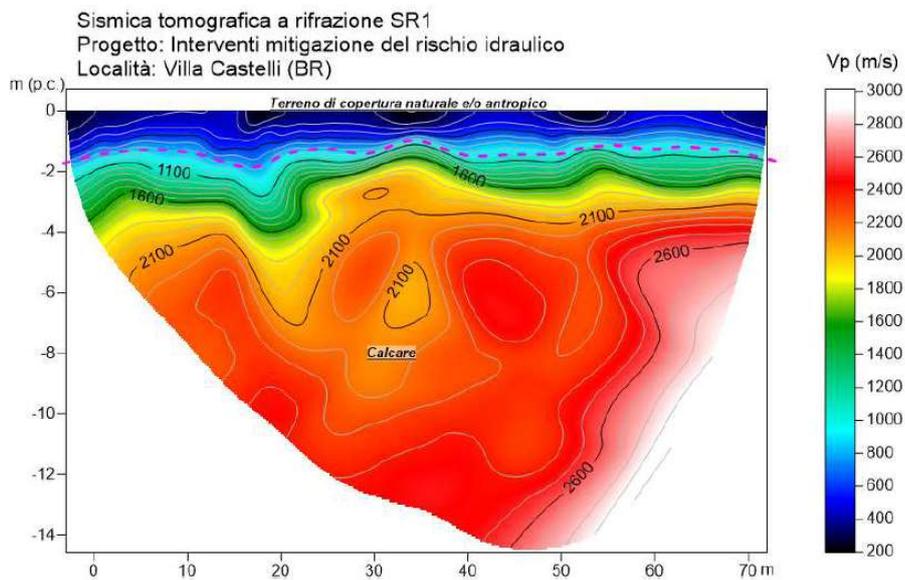
Si riporta in Figura 2-9 l'ubicazione delle prospezioni sismiche realizzate e in Figura 2-10 e Figura 2-11 i risultati delle prove condotte.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**



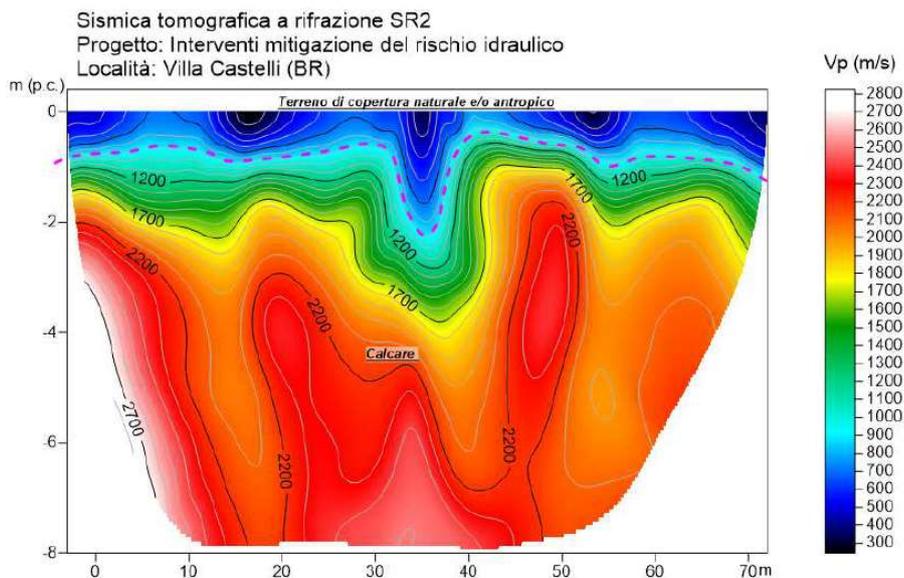
**Figura 2-9 - Ubicazione delle prospezioni sismiche a rifrazione SR1 e SR2 condotte**



**Figura 2-10 – Risultato sismica a rifrazione SR1**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**



**Figura 2-11 - Risultati sismica a rifrazione SR2**

**2.2.2 INDAGINI MASW**

Nella presente campagna d'indagine sono state realizzate n. 3 Masw, la cui ubicazione è riportata nella planimetria di Figura 2-12.



**Figura 2-12 – Ubicazione delle MASW realizzate**

Alla luce della recente normativa in materia di costruzione NTC 2018 è stato introdotto il calcolo di un nuovo parametro, il  $V_{s,eq}$ , in sostituzione del  $V_{s30}$ , ottenuto attraverso la seguente formula:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

$h_i$  = Spessore in metri dello strato i-esimo

$V_{s,i}$  = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato

$N$  = Numero di strati

$H$  = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/sec

In tale formula appare evidente come il calcolo delle velocità sismiche di taglio non si riferisce più necessariamente alla profondità di 30m, ma alla reale profondità del bedrock, ovvero, alla profondità di quella formazione rocciosa o terreno molto rigido, caratterizzato da  $V_s$  non inferiore a 800m/s, pertanto la profondità del bedrock varierà di volta in volta a seconda dell'assetto geologico del sottosuolo.

Dalle indagini Masw eseguite è stato ricavato l'andamento delle  $V_s$  e da qui calcolato il valore della  $V_{s,eq}$  risultando:

- Per l'indagine Masw 1:  $V_{s,30} \& V_{s,eq} = 918$  m/s Cat A
- Per l'indagine Masw 2:  $V_{s,30} \& V_{s,eq} = 939$  m/s Cat A
- Per l'indagine Masw 3:  $V_{s,30} \& V_{s,eq} = 1025$  m/s Cat A

Si riportano di seguito da Figura 2-13 a Figura 2-15 i risultati delle indagini MASW condotte.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica

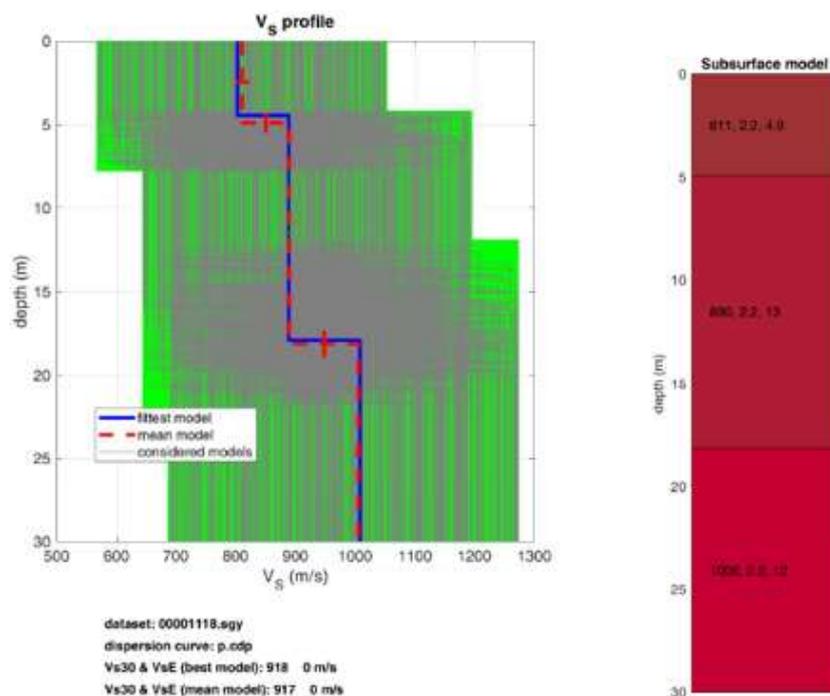


Figura 2-13 - Risultati Masw 1

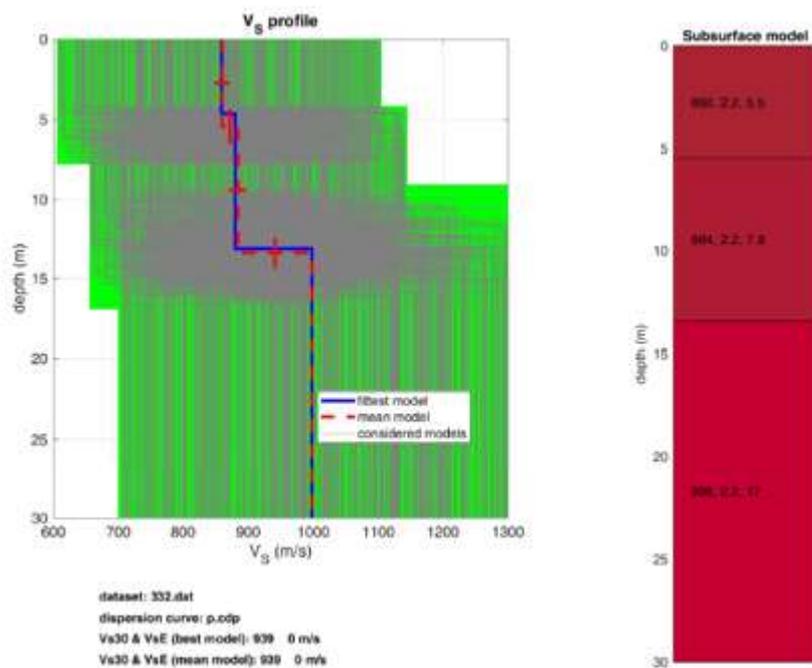


Figura 2-14 - Risultati Masw 2

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

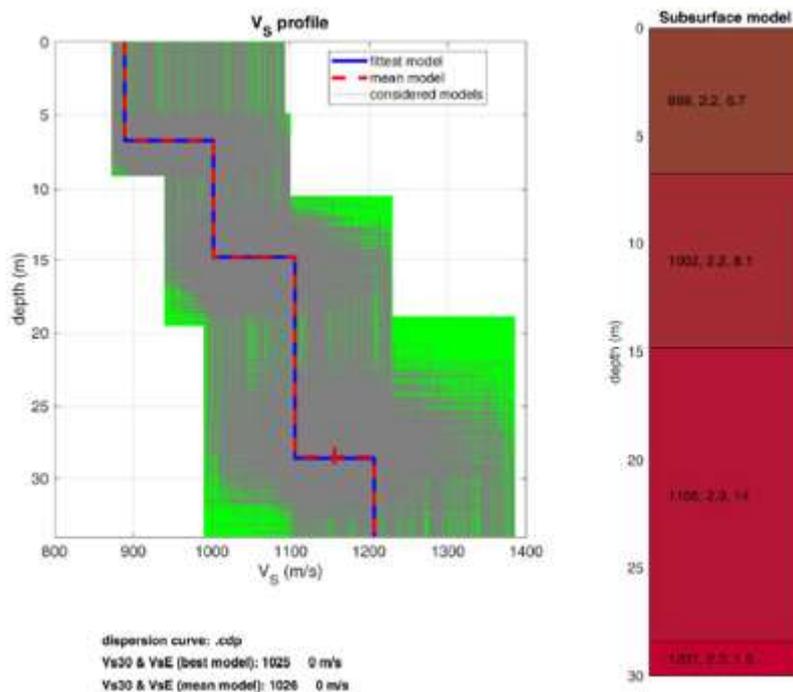


Figura 2-15 - Risultati Masw 3

I risultati delle indagini sismiche forniscono l'individuazione di sismostrati concordi con la stratigrafia definita dalle indagini puntuali rappresentate dai sondaggi geognostici S1-S6, in particolare si evidenzia dunque che:

- Sino a 1,5- 2,5 m risulta la presenza di terreno di copertura naturale e/o antropico;
- Dalla profondità di 2,5 m rispetto al p.c. in poi si è rilevata la presenza del bedrock sismico, da ricondurre al calcare fratturato.

### **3 INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA**

#### **3.1 ASPETTI GENERALI**

In accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al punto 3.2.2 del DM 17/01/2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR, come definiti nel DM 17/01/2018.

Il DM 17/01/2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*C$  = valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*C$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento ai valori forniti sulla base delle coordinate geografiche del sito in esame, della classe d'uso e dalla vita nominale scelte per gli interventi. Nei confronti delle azioni sismiche, infatti, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono

---

individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione

conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

### 3.2 ANALISI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Le azioni sismiche sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $CU$ :

$$V_R = V_N \times CU$$

Nel caso in esame si assume  $V_N = 50$  anni e  $CU = 1,0$ , secondo quanto previsto al punto 2.4 del DM 17.01.2018 per le costruzioni di tipo 2 (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) e classe d’uso II (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti).

Per il calcolo del periodo di ritorno del sisma si utilizza la seguente relazione, secondo quanto riportato al punto C3.2.1 della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti n. 7 C.S.LL.PP. del 21.01.2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = \frac{-(50 \cdot 1,0)}{\ln(1 - 0,1)} = 475 \text{ anni}$$

dove  $P_{VR}$  è la probabilità di eccedenza, variabile in relazione allo stato limite considerato

Tabella 3-1.

Stato Limite	$P_{VR}$ [%]
Stato Limite di immediata Operatività	81
Stato Limite di Danno	63
Stato Limite di salvaguardia della Vita	10
Stato Limite di Collasso	5

**Tabella 3-1: Probabilità di eccedenza in funzione dello stato limite considerato**

La pericolosità sismica di base del sito è pari all'accelerazione massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Lo spettro di risposta elastico è quindi definito dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il territorio comunale di Villa Castelli risulta classificato sismico in Zona n. 4 ai sensi della D.G.R. n°153 del 02/03/2004, emanata in attuazione della OPCM 3274/2003.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**

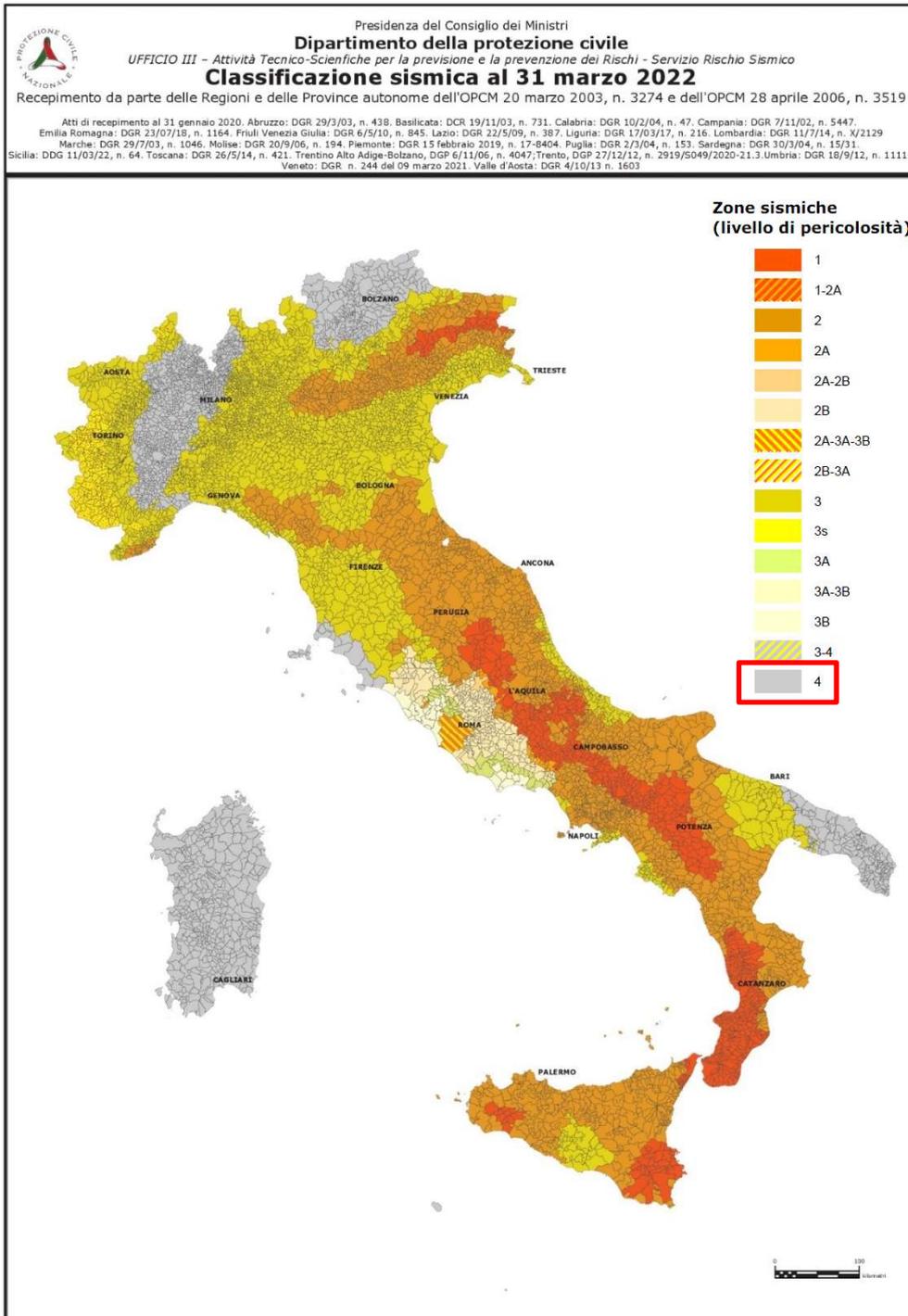


Figura 3-1 – Dipartimento Protezione Civile – Classificazione Sismica 31/03/2022

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

I valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*C$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche sono stati determinati con l'ausilio del software open access Spettri WIN 2018 sulla base delle coordinate geografiche del sito in esame, della classe d'uso e dalla vita nominale scelte per gli interventi (Figura 3.2).

Pericolosità sismica

Tipo costruzione (Art. 2.4.1) Tipo 2 ( $V_n >= 50$  anni) Classe d'uso (Art. 2.4.2) Classe II Cu: 1.00

Vita Nominale di progetto  $V_n$  (anni): 50.00

Periodo di rif. calcolato:  $V_R = \max\{V_n \cdot C_u, V_{rMin}\} = \max\{50.00, 50.00\} = 50.00$  anni Vr: 50.00

Livello di sicurezza %: 100.00

Ricalcola >

Pvr % (Art. 3.2.1)

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno  $T_r$  (anni)

SLO	30
SLD	50
SLV	475
SLC	975

Posizione del sito

Comune: Villa Castelli - (BR)

Longitudine 17.4760

Latitudine 40.5830

Cerca con Google Map

Isola: Sardegna

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
33916	17.5080	40.6130	4.2967
33915	17.4420	40.6160	4.6632
34137	17.4390	40.5660	3.6557
34138	17.5050	40.5630	3.3115

Parametri di pericolosità sismica

	$a_g$ (g/10)	$F_0$ (adim)	$T^*C$ (sec)
SLO	0.20289128	2.42340964	0.21772433
SLD	0.27088550	2.37039907	0.28000000
SLV	0.55708275	2.77335183	0.41522844
SLC	0.65291211	2.92335183	0.43522844

Ricalcola >

Ok e avanti >

Annulla e avanti >

?

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere  $a_g$  in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in  $m/sec^2$ , moltipicarlo per 0.9806

Figura 3-2 - Analisi di pericolosità sismica - Parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*C$  \*

### 3.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Come anticipato nel par. 3.2.2 le NTC18 consentono di determinare la categoria di sottosuolo in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  espressa in m/s e definita dalla relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

$h_i$ =spessore in metri, dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ =velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N$ =numero di strati;

$H$ =profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

La normativa specifica che per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H = 30$  m nella precedente equazione e considerando le proprietà del terreno fino a quella profondità.

Sulla base delle indagini geofisiche condotte nella campagna d'indagine realizzata, il sito in esame rientra nella categoria di sottosuolo A (Tab.3.2.II, NTC18): "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m." (Tab.3.2.II, NTC18) .

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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

### 3.4 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Il sito in esame può essere ricondotto nel caso di categoria topografica T1 di cui alle NTC2018: *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ”*. Ad essa corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T=1$ .

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

### 3.5 METODO DI ANALISI PSEUDOSTATICO

In accordo con le NTC18, l'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici.

Il ricorso all'uso del metodo pseudostatico consiste nel rappresentare l'azione sismica come un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Ai sensi delle NTC2018, la componente orizzontale e verticale dell'azione sismica possono esprimersi, rispettivamente, con le seguenti relazioni:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale, rispettivamente espressi come:

$$k_h = \beta_s a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove  $g$  rappresenta l'accelerazione di gravità, assunta pari a  $9.81\text{m/s}^2$  e  $\beta_s$  rappresenta il coefficiente di riduzione di  $a_{max}$ .

In particolare, avendo considerato una categoria di sottosuolo A ed una categoria topografica T1, e facendo riferimento ai valori riportati nelle tabelle 3.2.IV, 3.2.V, e a quanto riportato nel par. 7.11.4 delle NTC18, si ottiene il seguente valore dell'accelerazione massima per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1 \cdot 1 \cdot 0,0557 = 0,0557$$

dove:

$$S_s = 1 \text{ per suolo di Cat. A}$$

$$S_{T1} = 1$$

$$\beta_s = 0,38 \text{ per le verifiche relative ai fronti scavo (crf. Par. 7.11.4. NTC 2018).}$$

Al suddetto valore di accelerazione corrispondono quindi i seguenti coefficienti di intensità sismica:

$$k_{h,T1} = 0,0212$$

$$k_{v,T1} = \pm 0,5 \quad k_{h,T1} = \pm 0,0106$$

Per le verifiche condotte sugli scatolari, essendo la struttura non libera di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (cfr. Cap. 7.11.6.2.1 NTC 2018), il coefficiente  $\beta_s = \beta_m$  assume valore unitario, pertanto i coefficienti di intensità sismica risulteranno essere pari a :

$$k_{h,T1} = 0,0556;$$

$$k_{v,T1} = \pm 0,5 \quad k_{h,T1} = \pm 0,027.$$

### 3.6 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione dei terreni granulari saturi poco addensati consiste in una perdita totale o parziale di resistenza del terreno, causata dall'accumulo di sovrappressioni inerziali dovute al moto ciclico indotto dal terremoto, che si manifesta con un'eccitazione di frequenza molto elevata rispetto ai tempi necessari alla consolidazione. La suscettibilità di un terreno alla liquefazione dipende dalla tendenza alla diminuzione o aumento di volume che esso manifesta per effetto di uno sforzo di taglio ciclico oltre che dall'entità e durata dello scuotimento. I materiali potenzialmente liquefacibili sono per lo più i terreni sabbiosi puliti, sciolti, recenti, a granulometria uniforme con particelle arrotondate e poco profondi. In considerazione della tipologia dei terreni in esame, si è ritenuto opportuno valutare, in via del tutto cautelativa e preliminare, se tale fenomeno può eventualmente interessare i suoli in esame, in ragione dei parametri geologici-geotecnici e geofisici determinati.

Le condizioni di saturazione dei terreni sono un aspetto quanto mai importante nella valutazione del potenziale di liquefazione di un terreno. Durante una sollecitazione

---

sismica, infatti, le sollecitazioni indotte nel terreno possono determinare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la pressione litostatica e la tensione di sconfinamento, annullando la resistenza al taglio e inducendo fenomeni di fluidificazione. Pertanto, la suscettibilità a liquefazione è il fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. La probabilità che un deposito raggiunga tali condizioni dipende:

- dal grado di addensamento;
- dalla granulometria e forma dei granuli;
- dalle condizioni di drenaggio;
- dall'andamento ciclico delle sollecitazioni sismiche e loro durata;
- dall'età del deposito;
- dalla profondità della linea di falda (prossima alla superficie).

In ogni caso, affinché in un sito possano avvenire fenomeni di liquefazione, è necessario che la scossa sismica raggiunga una certa intensità. Dall'osservazione di zone colpite da liquefazione, si è notato che questa avviene principalmente nelle seguenti circostanze:

- terremoti di magnitudo uguale o superiore a 5.5, con accelerazioni superiori o uguali a 0,2 g;
- sopra i 15 metri di profondità rispetto al p.c.: oltre questa profondità non sono state osservate liquefazioni;
- profondità della falda prossima alla superficie (inferiore ai 3 m).

La normativa in materia di Costruzioni (NTC 2018) si esprime inoltre anche quando il sito in esame è escluso dalla verifica alla liquefazione.

Difatti, in accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti quattro circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g (agmax);
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{cIN} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{cIN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti:

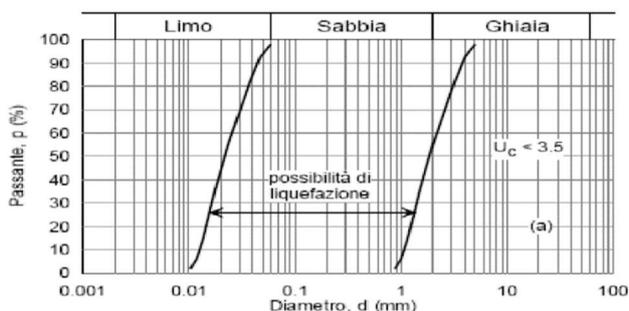


Fig. 7.11.1(a) - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

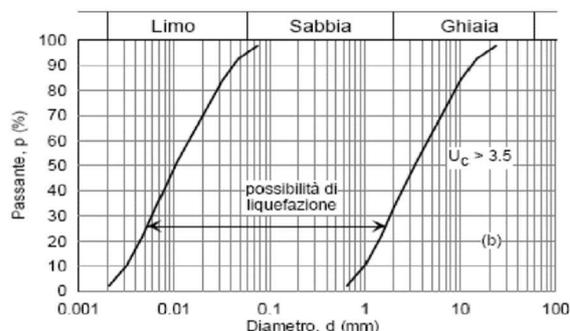


Fig. 7.11.1(b) - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame le verifiche a liquefazione possono essere omesse in quanto:

- Le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultano essere minori di 0,1 g;

- La profondità media stagionale della falda risulta essere superiore a 15 m dal piano campagna. L'area di Villa Castelli, posta mediamente a quota compresa tra i 200 e 300 m slm, presenta quota piezometrica della falda carbonatica profonda pari a circa 40 m slm, corrispondente quindi a oltre 150 m dal p.c.(Figura 1-6);
- il modello litostratigrafico caratterizzante l'area oggetto di intervento, ricostruito attraverso le indagini geofisiche e le terebrazioni effettuate nella campagna geognostica propedeutica alla presente fase progettuale, prevede la presenza di uno strato epidermico di spessore massimo di 2 m costituito da terreno di copertura naturale e/o antropico e dalla profondità di 2 m rispetto al p.c. in poi si è rilevata la presenza del bedrock sismico, da ricondurre al calcare fratturato.

## **4 MODELLO GEOTECNICO**

### ***4.1 INDAGINI DI LABORATORIO***

Durante la perforazione dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo S1, S2 ed S5 eseguiti a scopo geotecnico, sono stati prelevati complessivamente 9 campioni, tre per ciascun sondaggio; si tratta di n. 6 campioni di terre, prelevati a valle della prova SPT su cui sono state svolte le analisi granulometriche e di n. 3 campioni di roccia calcarea sottoposti poi a prove di carico uniassiale.

I n. 9 campioni sono stati identificati con i codici rappresentativi del sondaggio e del campione come riportato in Tabella 4-1.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Sondaggio	Profondità sondaggio (m)	Sigla campione	Profondità prelievo (m)	Tipologia materiale.
S1	10	C1	0,60-1,00	Terra
S1	10	C2	1,50-1,80	Terra
S1	10	C3	4,00-4,30	Roccia
S2	10	C1	0,10-0,30	Terra
S2	10	C2	0,70-1,00	Terra
S2	10	C3	3,80-4,00	Roccia
S5	10	C1	0,60-0,80	Terra
S5	10	C2	2,20-2,40	Terra
S5	10	C3	6,00-6,20	Roccia

Tabella 4-1 – Campioni di terra e roccia prelevati dai sondaggi geotecnici

Da ciascuno dei sondaggi ambientali, contrassegnati con le sigle S3, S4 e S6, sono stati prelevati n. 2 campioni di terreno per le analisi chimico-fisiche secondo DPR 13 giugno 2017, n. 120 mirate al riutilizzo delle terre e rocce da scavo. I campioni sono stati prelevati nell'intervallo di profondità 0,00 – 1,00 m e all'intervallo 4,00 – 5,00 m, così come riassunto nella Tabella 4-2.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Sondaggio	Profondità sondaggio (m)	Sigla campione	Profondità prelievo (m)
S3	5	C1	0,00-1,00
S3	5	C2	4,00-5,00
S4	5	C1	0,00-1,00
S4	5	C2	4,00-5,00
S6	5	C1	0,00-1,00
S6	5	C2	4,00-5,00

**Tabella 4-2 – Campioni ambientali prelevati****4.1.1 PROPRIETA' FISICHE DEI MATERIALI**

Per la caratterizzazione fisica del litotipo calcareo è stato determinato in laboratorio il peso di volume. Si riportano di seguito in Tabella 4-3 i risultati ottenuti con riferimento alla proprietà citata.

Campione	Profondità (m)	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )
S1C3	4,00-4,30	25,7
S2C3	3,80-4,00	27,7
S5C3	6,00-6,20	25,5

**Tabella 4-3 - Pesi di volume per i campioni calcarei analizzati in laboratorio**

Per quanto attiene invece lo strato epidermico dei terreni granulari caratterizzanti l'area di intervento, sul quale sono state realizzate le prove SPT, le analisi granulometriche condotte sui n. 6 campioni prelevati evidenziano la natura granulare in alcuni casi ghiaiosa e sabbiosa, in altri per lo più limoso-argillosa.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Si riportano quindi, per ciascun campione di terra analizzato, in Tabella 4-4 sia il peso specifico, sia le percentuali in peso per ciascuna classe granulometrica mentre in Tabella 4-5 la descrizione granulometrica secondo la classificazione ASTM.

Riferimento			Caratt. fis.	Granulometria			
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	$\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup>	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %
S1	C1	0.60 - 1.00	25.7	50.2	23.0	23.7	3.1
S1	C2	1.50-1.80	26.0		17.1	9.8	73.1
S2	C1	0.10-0.30	25.4		10.1	24.9	65.0
S2	C2	0.70 - 1.00	25.5		4.4	43.7	51.9
S5	C1	0.60 - 0.80	25.4	13.4	34.0	33.1	19.5
S5	C2	2.20-2.40	25.6		1.0	15.1	83.9

**Tabella 4-4 - Tabella di sintesi delle proprietà fisiche individuate in laboratorio per i campioni in terra analizzati**

Riferimento			DESCRIZIONE
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	
S1	C1	0.60 - 1.00	GHIAIA LIMOSA E SABBIOSA DI COLORE MARRONE.
S1	C2	1.50-1.80	ARGILLA SABBIOSA DEBOLMENTE LIMOSA DI COLORE MARRONE SCURO.
S2	C1	0.10-0.30	ARGILLA LIMOSA E SABBIOSA DI COLORE MARRONE ROSSASTRO SCURO.
S2	C2	0.70 - 1.00	ARGILLA CON LIMO DI COLORE MARRONE ROSSASTRO SCURO.
S5	C1	0.60 - 0.80	SABBIA CON LIMO ARGILLOSA E GHIAIOSA DI COLORE MARRONE MOLTO SCURO.
S5	C2	2.20-2.40	ARGILLA LIMOSA DI COLORE ROSSO SCURO.

**Tabella 4-5 - Descrizione granulometrica dei campioni di terra analizzati secondo la classificazione ASTM**

#### 4.1.2 INTERPRETAZIONE PROVE SPT

Nell'ambito di ciascun sondaggio geotecnico sono state eseguite n. 2 prove SPT (Standard Penetration Test) a profondità variabili, come indicato dai progettisti ai sensi della norma AGI (1977) per un totale di n. 6 prove SPT.

I risultati delle prove eseguite sono riassunti nella Tabella 4-6

Sondaggio	Profondità dal p.c. (m)	Nspt	Tipologia mat.
S1SPT1	0,50	30	Ghiaia limosa
S1SPT2	1,30	7	Argilla sabbiosa
S2SPT1	0,10	4	Argilla lim. Sabb.
S2SPT2	0,50	7	Argilla limosa
S5SPT1	0,50	4	Sabbia lim. Argill.
S5SPT2	2	6	Argilla limosa

Tabella 4-6 - Risultati delle prove SPT condotte

La valutazione dei parametri geotecnici del terreno in seguito all'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica avviene attraverso correlazioni ricavate da letteratura tecnica la cui validità è confermata a livello internazionale. Nel presente caso si sono esclusivamente valutati l'angolo di attrito di picco  $\varphi'$  [°] e il modulo elastico  $E'$ . Di seguito si illustrano le correlazioni utilizzate nel caso in esame. Relativamente all'angolo di attrito  $\varphi'$ :

- De Mello (1971), correlazione valida per la determinazione dell'angolo di attrito di sabbie in genere. È da considerarsi inattendibile per valori di  $\varphi'$  superiori a 38°. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 19 - 0,38\sigma' + 8,73\text{LOG}(N_{SPT})$$

- Meyerhof (1965), correlazione valida solo per i terreni sabbiosi e trova le condizioni ottimali a profondità inferiori a circa 3 m, nel caso di strati sopra falda, ed inferiori a 5 m, nel caso di terreni in falda. L'angolo è funzione del numero di colpi secondo la relazione:

$$\phi = 23,7 + 0,57 \cdot N_{spt} - 0,006 \cdot N_{spt}^2$$

Si specifica che nell'applicazione delle formule sopra riportate si è utilizzato il valore  $N_{SPT}$  nella relazione di Meyerhof, mentre per la relazione di De Mello si è adottato il numero di colpi normalizzato  $(N_1)_{60}$  definito dalla relazione seguente

- $(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60}$  (Liao e Whitman 1986) con
- $CN = Pa / (\sigma_{v0}^{0,5})$ ,  $CN < 1.7$  e  $Pa = 101.32$  kPa
- $N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60)$
- $ER/60$  rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.

In Figura 4-1 sono riportati i rendimenti normalizzati per alcune tipologie di sistemi di infissione; la maggior parte delle macchine utilizzate in Italia ha un rendimento pari al 65%.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

ER

Country	Hammer	Release	ER <sub>r</sub> (%)	ER <sub>r</sub> /60
North and South America	Donut	2 turns of rope	45	0.75
	Safety	2 turns of rope	55	0.92
	Automatic	Trip	55 to 83	0.92 to 1.38
Japan	Donut	2 turns of rope	65	1.08
	Donut	Auto-trigger	78	1.3
China	Donut	2 turns of rope	50	0.83
	Automatic	Trip	60	1.0
U.K.	Safety	2 turns of rope	50	0.83
	Automatic	Trip	60	1.0
Italy	Donut	Trip	65	1.08

**Figura 4-1 – Rendimenti normalizzati per diversi sistemi di infissione divisi per Nazioni e Regioni geografiche.**

Con riferimento invece al modulo elastico  $E'$  le correlazioni adottate sono le seguenti:

- Terzaghi, valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia

$$E' = 7 \sqrt{N_{SPT}}$$

- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia NC e ghiaia:

$$E_Y = 191 + 7.71 N_{spt}$$

Per il calcolo della tensione litostatica nei punti di indagine, essendo le prove eseguite non in falda, è stato considerato un peso di unità di volume medio pari a  $\gamma=18 \text{ KN/m}^2$ .

Nella Tabella 4-7 di sintesi sono riportati il numero di colpi  $N_{SPT}$ , il relativo  $(N_1)_{60}$  e i valori dei parametri geotecnico  $\varphi'$  ed  $E'$  secondo le correlazioni citate.

Occorre tuttavia specificare che tali interpretazioni assumono maggiore valenza in caso di preponderanza dei terreni sabbioso-ghiaiosi, e risultano invece da esaminare criticamente nel caso di presenza con una certa intensità delle componenti più fini argillose e limose.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Di tale aspetto si è tenuto conto nella scelta dei parametri geotecnici di sintesi adottati nel modello di sintesi.

TABELLA DI SINTESI INTERPRETAZIONE PROVE SPT									
Sondaggio	Prova	z (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Numero colpi	$\sigma'_{vo}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	NSPT	$N_{1,60}$	$\phi'$ (°) (De mello -Meyerhof)	$E'$ (Mpa) (Terzaghi - D'apollonio)
S1	SPT1	0,5	18	(8)-16-14	0,09	30	76	35,4-32,4	61-77,7
S1	SPT2	1,3	18	(4)-4-3	0,234	7	12	28,4-29,7	24,2-28,4
S2	SPT1	0,1	18	(2)-2-2	0,018	4	10	27,7-28,8	22,1-26,8
S2	SPT2	0,5	18	(2)-3-4	0,09	7	17	29,7-31,7	28,9-32,2
S5	SPT1	0,5	18	(1)-2-2	0,09	4	10	27,7-28,8	35-38,4
S5	SPT2	2	18	(2)-3-3	0,36	6	8	26,7-27,9	23,2-27,6

**Tabella 4-7 - Sintesi dei parametri geotecnici per singola prova SPT.**

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO CALCAREO DI BASE

I sondaggi eseguiti hanno evidenziato l'esistenza nell'area di intervento di calcare, a partire dalla profondità di 1,5 -2,5 m dal p.c.

Gli ammassi rocciosi, a differenza delle rocce intatte, sono mezzi naturali caratterizzati dalla presenza di discontinuità strutturali, più o meno frequenti e persistenti, le quali, intersecandosi, formano dei blocchi di differente dimensione e forma. Questi blocchi possono trovarsi in condizioni di potenziale instabilità e quindi instabilizzarsi a seguito di modifiche delle condizioni al contorno sia di origine naturale sia di origine antropica. Per loro natura essi sono mezzi discontinui nei quali le discontinuità o il grado di fratturazione condizionano profondamente il comportamento geomeccanico e quindi la stabilità del sistema. In alcuni casi la resistenza della roccia intatta può essere molto elevata, tale che il comportamento meccanico al finito è sostanzialmente condizionato solo dalle discontinuità.

Da un punto di vista ingegneristico gli ammassi rocciosi possono essere caratterizzati seguendo sostanzialmente due tipologie di modelli:

---

- mezzi discontinui, in cui le discontinuità presenti sono esplicitamente considerate nel modello, attraverso le proprie caratteristiche geometriche e geomeccaniche;

- mezzi continui-equivalenti, in cui le discontinuità sono considerate implicitamente, attraverso una opportuna riduzione delle caratteristiche meccaniche della roccia intatta.

La scelta del modello di calcolo più opportuna è dettata principalmente dal grado di fratturazione dell'ammasso, confrontata con le dimensioni dell'opera (Barton, 1973, Hoek and Brown, 1980). Il mezzo continuo equivalente trova infatti applicazione nei casi in cui l'ammasso roccioso può considerarsi isotropo, in relazione alla scala del problema oggetto di analisi. Tale ipotesi è da ritenersi accettabile nei casi in cui sia presente un numero elevato di discontinuità sufficientemente ravvicinate, in modo tale che il singolo blocco individuato da un gruppo delle discontinuità stesse, possa considerarsi piccolo in relazione alla dimensione del problema in esame (Schema 1 Figura 4-2). Nei casi in cui il volume del singolo blocco individuato dalle discontinuità e dello stesso ordine di grandezza della dimensione del problema che si sta esaminando (Schema 2 Figura 4-2), oppure nei casi in cui siano presenti delle discontinuità di caratteristiche meccaniche palesemente più scadenti, il mezzo continuo equivalente perde di validità. In tal caso, nella modellazione, bisogna ricorrere all'ipotesi mezzo discontinuo, in cui i possibili meccanismi di rottura vengono studiati tenendo conto esplicitamente delle discontinuità, le quali devono dunque essere rilevate. In questo caso risulta, quindi, evidente che la caratterizzazione geotecnica di un ammasso roccioso deve riguardare sia la definizione delle caratteristiche meccaniche della roccia di cui esso è costituito, sia la caratterizzazione geometrica (orientazione, persistenza, spaziatura, ecc.) e meccanica delle discontinuità.

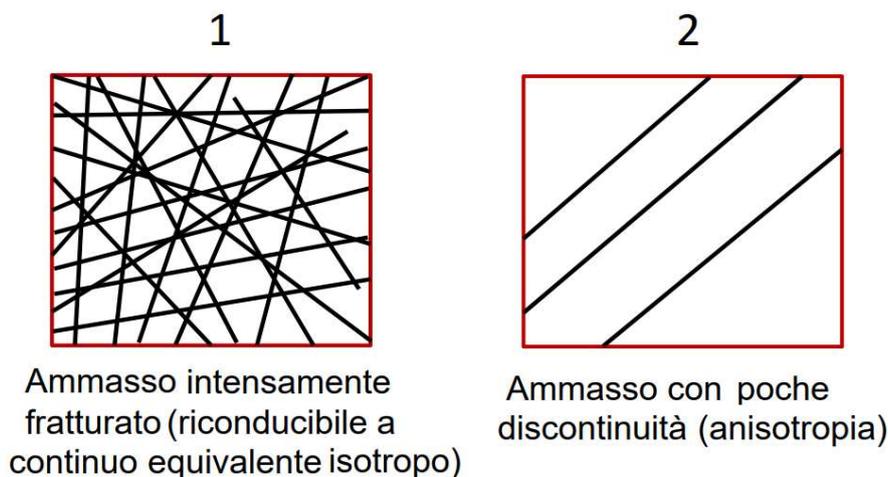


Figura 4-2 – Diversi gradi di fratturazione di un ammasso roccioso in relazione al volume rappresentativo che nei due schemi è rappresentato dal quadrato in rosso.

Nel caso in esame, stante la notevole estensione del volume coinvolto e il significativo stato di fratturazione rilevato nel corso delle indagini nei primi metri dell'ammasso, nell'ambito della presente caratterizzazione geotecnica, si procede all'adozione della equivalenza dell'ammasso roccioso con il mezzo continuo.

Un metodo noto nella letteratura scientifica internazionale per la stima dei parametri geotecnici dell'ammasso roccioso è quello dell'applicazione del criterio di Hoek & Brown. Nella formulazione generale, il criterio di resistenza di Hoek & Brown è espresso in termini di tensioni principali efficaci (Figura 4-3):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \cdot \sigma_{ci} \cdot \sigma_3 + s_b \cdot \sigma_{ci})^\alpha$$

dove i parametri  $m_b$ ,  $s_b$  e  $\alpha$  sono stati ridefiniti in funzione di GSI e D:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

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

Per quanto riguarda il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso, viene espresso come segue:

$$E_d = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} < 100 \text{ MPa})$$

$$E_d = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{\frac{GSI-1}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa})$$

Nel 2006 Hoek e Diederichs definirono una nuova formulazione per il calcolo del modulo di deformabilità:

$$E_d = 100000 \cdot \left( \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(75-25D-GSI)}{11}}} \right) \quad (MPa)$$

Nel caso in cui è noto il modulo di elasticità relativo alla matrice rocciosa è valida la seguente relazione:

$$E_d = E_i \cdot \left( 0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{(60+15D-GS)}{11}}} \right) \quad (MPa)$$

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica

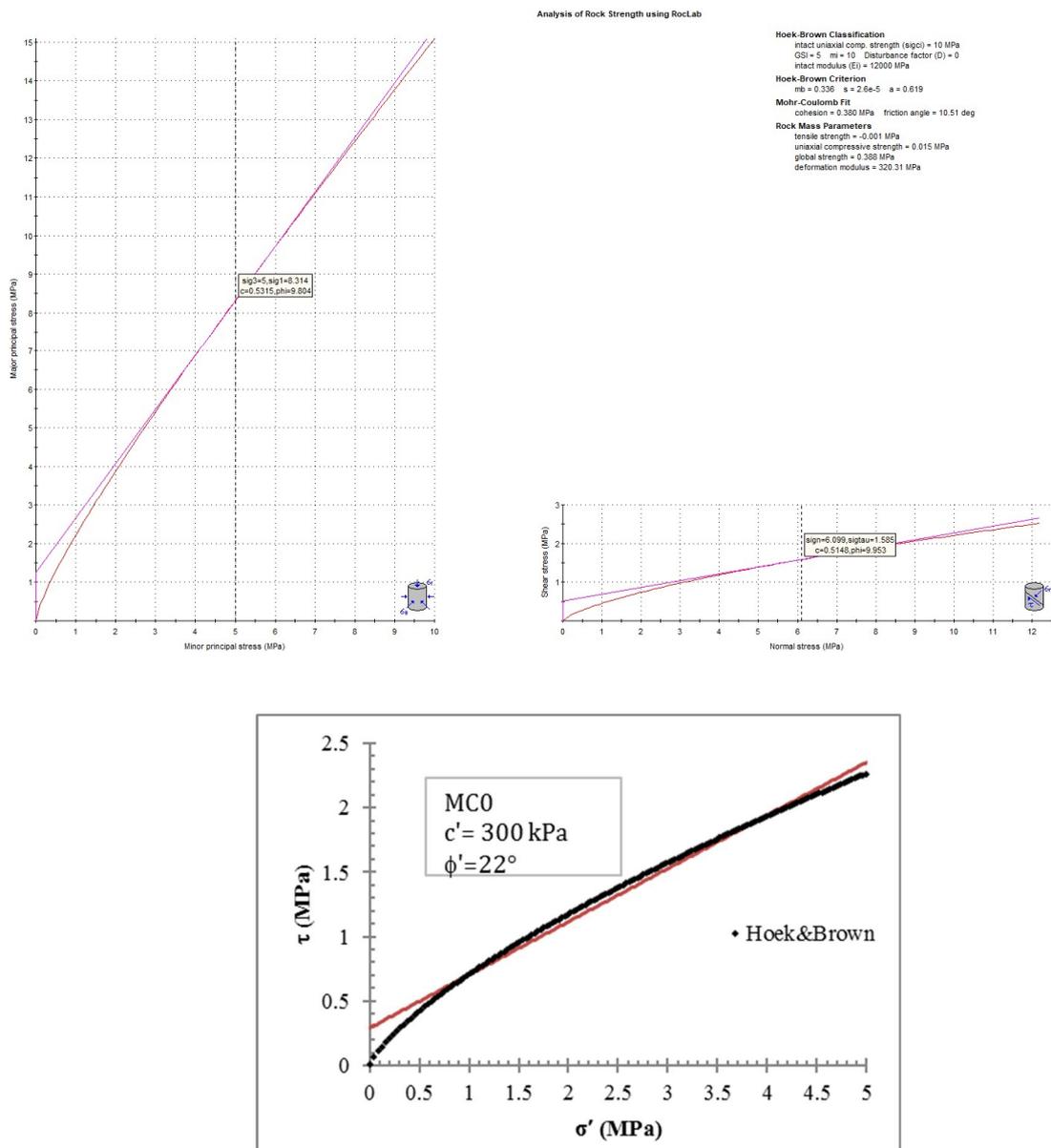


Figura 4-3 – Esempi di linearizzazioni del criterio di Hoek-Brown nel piano delle tensioni principali efficaci e nel piano  $\tau$ - $\sigma$

Il criterio di resistenza di Hoek & Brown comporta linearità in campo elastico con superficie di snervamento variabile in ragione dello stato tensionale efficace. Ciò determina, nel piano  $\tau$ - $\sigma'$ , un involuppo di resistenza non lineare (cfr. Figura 4-3). Al fine

di poter tracciare l'involuppo di resistenza a taglio dell'ammasso roccioso in termini di resistenza a taglio e sforzo normale efficace, è possibile determinare i valori equivalenti di coesione efficace ed angolo di attrito, trasportando l'involuppo di resistenza espresso in termini di tensioni principali efficaci, nel piano  $\tau$ - $\sigma'$ :

$$\tau = c'_{eq} + \text{tg } \Phi'_{eq}$$

Essendo l'involuppo di resistenza non lineare, i parametri  $c'_{eq}$  e  $\Phi'_{eq}$  risulteranno variabili in funzione dello stato tensionale efficace. È possibile però eseguire una linearizzazione dell'involuppo, che può avvenire assumendo un valore rappresentativo della tensione  $\sigma_3$ , qui assunta pari al carico litostatico medio della formazione di interesse.

Di seguito si descrive brevemente la tecnica di elaborazione dati impiegata per la caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso.

#### 4.2.1 PROVA DI COMPRESSIONE UNIASSIALE

La prova di compressione monoassiale, o anche prova uniassiale, è un test che permette di caratterizzare la resistenza di una roccia ed è standardizzata ai sensi della norma ASTM-D7012.

Tale test risponde ai metodi di prova C e D della norma; nel caso in esame essa è stata condotta secondo il metodo di prova C, prevedendo dunque la determinazione della resistenza a compressione della roccia, ad esclusione del modulo elastico e quindi senza indagarne la deformazione; questo metodo viene sfruttato per fornire parametri utili per i calcoli progettuali. Il calcolo della resistenza a compressione monoassiale della roccia è definito dal rapporto tra il carico a rottura e l'area di applicazione dello stesso.

Con riferimento ai tre provini su cui sono state eseguite le prove di schiacciamento Tabella 4-8 se ne riportano i risultati, insieme al sondaggio e alla profondità di prelievo del campione e alla tipologia di roccia rappresentante il provino.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

<b>TABELLA DI SINTESI PROVA COMPRESSIONE UNIASSIALE</b>				
<b>Sondaggio</b>	<b>Campione</b>	<b>Profondità di prelievo (m)</b>	<b><math>\sigma'_c</math> (MPa)</b>	<b>Tipologia litoidea</b>
S1	S1C3	4,00-4,30	16.21	Calcare
S2	S2C3	3,80-4,00	36.57	Calcare
S5	S5C3	6,00-6,20	31.25	Calcare

**Tabella 4-8 - Risultati delle prove di compressione uniassiale**

I provini rocciosi hanno evidenziato in generale quindi una resistenza minima a compressione della roccia intatta pari a  $\sigma'_c = 16.21$  MPa.

Si è assunto quindi per la roccia intatta un valore di resistenza a compressione minima pari a  $\sigma'_c = 16,21$  MPa. Circa lo stato di fratturazione caratterizzante l'ammasso roccioso, non è stato possibile eseguire un rilievo geostrutturale vista l'assenza degli affioramenti della formazione, per cui la caratterizzazione geomeccanica è stata basata su ipotesi molto cautelative circa l'intensità e le caratteristiche dello stato di fratturazione, rifacendosi a dati cautelativi di letteratura.

Di seguito si riportano i parametri di input adottati per l'applicazione del criterio di Hoek & Brown:

- Resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta  $\sigma_{ci} = 16,2$  MPa (Figura 4-4);
- Geotechnical Strength Index (GSI) = 30, valore rappresentativo per rocce molto fratturate con medie proprietà meccaniche delle discontinuità;
- $m_i = 8$ , consigliato dagli autori per calcare;
- Fattore di disturbo  $D = 0$ , in quanto l'ammasso roccioso non ha subito disturbi di tipo antropico.

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

- Stato tensionale rappresentativo dei primi tre metri di sottosuolo con  $\sigma_{3max} = 0.08$  MPa (Figura 4-5a) e  $\sigma_{3max} = 0.25$  MPa corrispondente a 10 m di profondità (Figura 4-5b)

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)	Pick GSI Value						
			Rock Type: <input type="text" value="General"/>	SURFACE CONDITIONS					
			GSI Selection: <input type="text" value="50"/> <input type="button" value="OK"/>	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR	
			STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY →					
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250	 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90				N/A	N/A
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250	 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80					
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100	 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70					
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50	 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60					
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rock salt, potash.	5-25	 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50					
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5	 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	40					
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5		30					
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1		20					
				10					
				N/A	N/A				

Uniaxial Compressive Strength (sigci):  MPa

Figura 4-4 – Criterio di Hoek&Brown – Valori assunti per la resistenza a compressione (16.2 MPa) e indice GSI (30) del calcare

Sulla base della suddetta parametrizzazione, è stato possibile ottenere gli involuipi di rottura e le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso. Sulla base degli scavi da eseguirsi e delle opere a realizzarsi, sono stati valutati n. 2 involuipi di rottura con riferimento alle profondità 3 m (Figura 4-5a) e 10 m rispetto al p.c. (Figura 4-5b).

## PROGETTO DEFINITIVO

## Relazione geotecnica

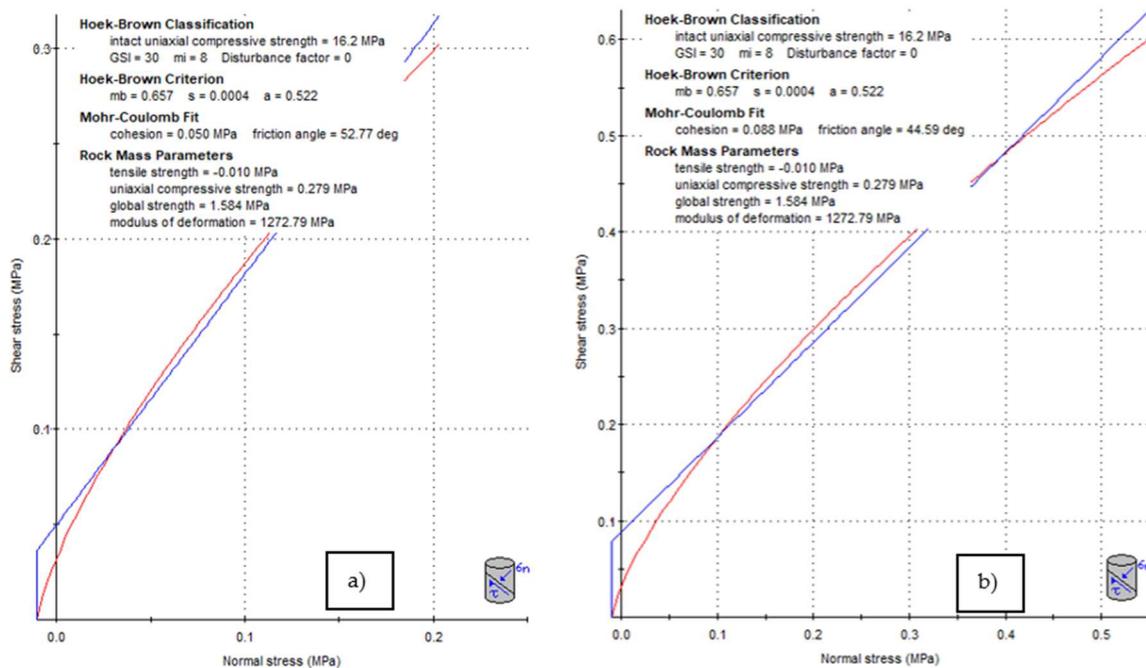


Figura 4-5 – Inviluppo di resistenza ottenuto per l'ammasso roccioso dall'applicazione del criterio di resistenza di Hoek-Brown a) relativo a 3 m di profondità con  $\sigma_{3\max} = 0.08$  MPa; b) relativo a 10 m di profondità con  $\sigma_{3\max} = 0.25$  MPa

Di seguito, in Tabella 4-9, si riportano i parametri meccanici individuati per l'unità calcarea alle profondità ipotizzate.

Unità	Profondità (m)	$\sigma_{3\max}$ (MPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Calcarea	3	0,08	50	53
Calcarea	10	0,25	88	45

Tabella 4-9 - Riepilogo parametri meccanici del calcarea valutato a 3 m e 10 m di profondità rispetto al p.c.

Per le successive analisi di stabilità si assumeranno quindi i seguenti parametri caratteristici meccanici relativi all'unità calcarea:

- Coesione efficace  $c' = 65$  KPa;
- Angolo di attrito efficace  $\Phi' = 49^\circ$

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA DEI TERRENI

Per valutare il grado di assorbimento del terreno nel quale si è prevista la realizzazione dell'area disperdente, in fase di redazione del PFTE, in data 22/06/2022 sono stati realizzati n. 3 pozzetti di forma regolare, di sezione pari a 2x2 m<sup>2</sup>, opportunamente predisposti e approfonditi per circa 2,0 m rispetto al piano di calpestio circostante (Figura 4-6).

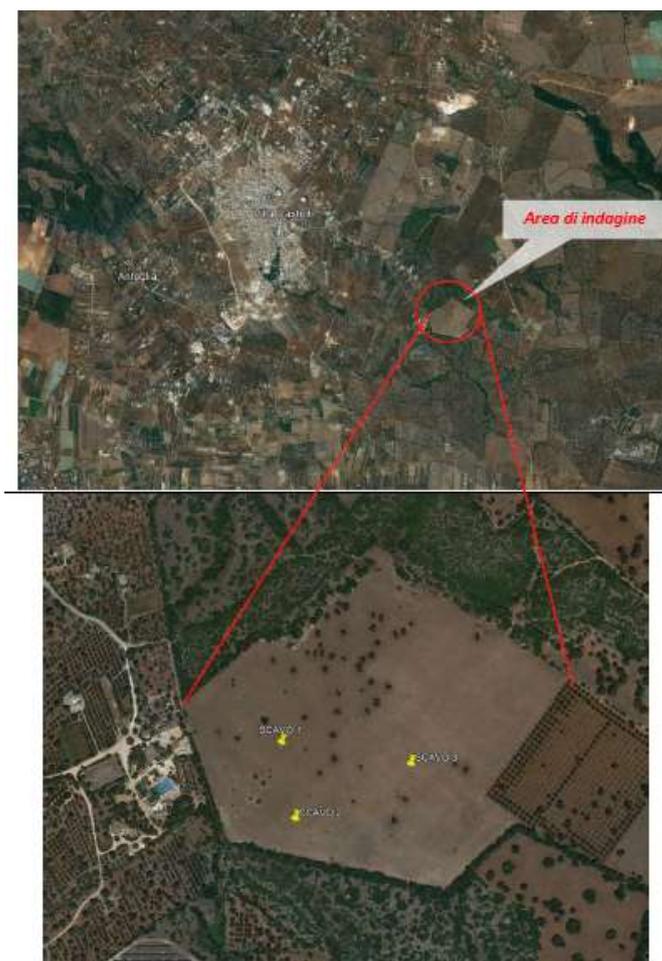


Figura 4-6 - Stralcio ortofoto con ubicazione dell'area di indagine

La determinazione del coefficiente di permeabilità del terreno attraverso prove in sito presenta non poche difficoltà e incertezze fatta eccezione nei casi di terreni omogenei ed isotropi che si trovano in ambiti le cui condizioni al contorno sono note.

In fori di sondaggio o in pozzetti la determinazione del coefficiente di permeabilità di un terreno può essere eseguita in due differenti modalità: a carico costante ed a carico variabile. In ambedue i metodi la normativa di riferimento sono le "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" dell' AGI (1977).

Secondo le prescrizioni AGI, le prove in pozzetti superficiali forniscono una valutazione della permeabilità dei terreni superficiali sopra il livello della falda idrica. Le condizioni ottimali prevedono una profondità dello scavo pari a  $1/7$  di quella intercorrente tra base dello scavo e livello di falda, con diametro o lato di 10-15 volte il diametro massimo dei granuli terreno (Figura 4-7).

In generale si eseguono in pozzetti con pareti verticali o inclinate, riempiendo d'acqua il pozzetto e misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello (prove a carico costante) oppure misurando la velocità di abbassamento del livello in funzione del tempo (prove a carico variabile).

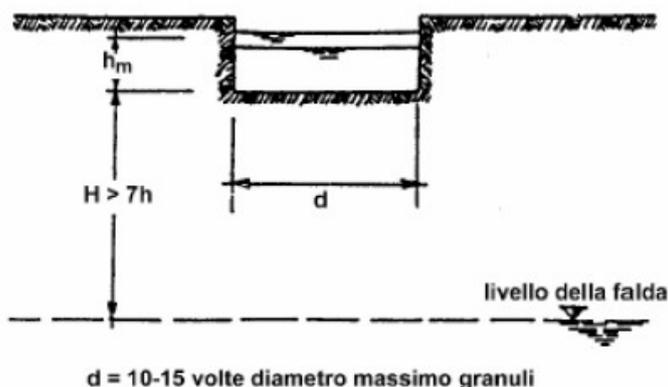


Figura 4-7 – Schema Prova di permeabilità in pozzetti superficiali con dimensioni geometriche previste da prescrizioni AGI

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Per la valutazione del coefficiente di permeabilità si utilizzano formule empiriche valide per un terreno omogeneo, isotropo e con permeabilità non inferiore a  $10^{-6}$  m/s.

Per tali prove in pozzetto si rispetta la seguente formula:

Carico costante	$k = \frac{q}{b^2} \frac{1}{27 \frac{h}{b} + 3} \left[ ms^{-1} \right]$
Carico variabile	$k = \frac{h_2 \cdot h_1}{t_2 \cdot t_1} \frac{1 + (2h_m/b)}{(27h_m/b) + 3} \left[ ms^{-1} \right]$

Essendo:

- $q$  ( $m^3/s$ ) la portata di assorbimento a livello costante;
- $h_m$  (m) l'altezza media dell'acqua nel pozzetto;
- $b$  (m) il lato della base quadrata,
- $(t_2-t_1)$  l'intervallo (s) nel quale si misura la variazione di livello dell'acqua nel pozzetto ( $h_2-h_1$ ) (m).

Affinché le prove siano rilevanti, il terreno deve essere preventivamente saturato.

Nel caso in esame, sono state eseguite quindi n. 3 prove a carico variabile consistenti nel portare il livello dell'acqua nello scavo alla quota  $h_1$  e misurare in quanto tempo l'acqua scende al livello  $h_2$ . Vista la profondità del livello di falda, e la presenza dell'ammasso insaturo, i valori del coefficiente di permeabilità desunti non possono ritenersi esaustivi. Le elaborazioni eseguite hanno avuto, infatti, il principale scopo di fornire agli scriventi un quadro rappresentativo della capacità di assorbimento dei primi strati di sottosuolo di calcareo insaturo.

E' stata dunque eseguita una stima empirica sull'assorbimento di acqua per metro quadro, considerando i volumi assorbiti nell'arco della prova e le superfici di assorbimento di base degli scavi realizzati, i cui risultati sono riportati in Figura 4-8.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica****STIMA DEI LITRI ASSORBITI PER METRO QUADRO PER TUTTA LA DURATA DELLA PROVA****SCAVO 1 – Superficie assorbente 4 m<sup>2</sup>**

<b>CALCOLO ASSORBIMENTO PER m<sup>2</sup></b>	
Abbassamento tot (m)	1,13
Volume tot acqua assorbita (m <sup>3</sup> )	4,52
Litri totali assorbiti	4520
Litri totali assorbiti per m <sup>2</sup>	1130,00
Durata prova (sec)	16800
Assorbimento l/s * m <sup>2</sup>	0,067261905

**SCAVO 2 - Superficie assorbente 4 m<sup>2</sup>**

<b>CALCOLO ASSORBIMENTO PER m<sup>2</sup></b>	
Abbassamento tot (m)	0,44
Volume tot acqua assorbita (m <sup>3</sup> )	1,76
Litri totali assorbiti	1760
Litri totali assorbiti per m <sup>2</sup>	440,00
Durata prova (sec)	12000
Assorbimento l/s * m <sup>2</sup>	0,036666667

**SCAVO 3 - Superficie assorbente 4 m<sup>2</sup>**

<b>CALCOLO ASSORBIMENTO PER m<sup>2</sup></b>	
Abbassamento tot (m)	0,21
Volume tot acqua assorbita (m <sup>3</sup> )	0,84
Litri totali assorbiti	840
Litri totali assorbiti per m <sup>2</sup>	210,00
Durata prova (sec)	7080
Assorbimento l/s * m <sup>2</sup>	0,029661017

Figura 4-8 - Grado di assorbimento "s" valutato per tutta la durata della prova

**4.3.1 STIMA DEI TEMPI DI ASSORBIMENTO DEL V PIENA CON TR 200 ANNI RELATIVO AL BACINO DI RECAPITO FINALE**

Definiti quindi in Figura 4-8 il grado di assorbimento individuato per l'unità geotecnica calcarea, di seguito si definisce la capacità disperdente del bacino di recapito finale. Si specifica, in ogni caso, che il modello idraulico di cui all'allegato REL-003, a vantaggio di sicurezza trascura i volumi potenzialmente assorbibili dal sistema perdente del presente progetto.

I calcoli idraulici condotti, per cui si rimanda allo specifico elaborato, hanno indicato, al recapito, i seguenti volumi di pioggia:

- con  $T_r=200$  anni  $V= 200.000 \text{ m}^3$  (circa).

Lo scopo del bacino di recapito e smaltimento è sia laminare le volumetrie di cui sopra associate all'intero evento meteorico, sia garantire lo smaltimento in sicurezza attraverso l'inserimento di una bocca tarata al termine dell'area di laminazione attraverso la quale regolare la portata di deflusso delle acque accumulate.

La stima sulla capacità di assorbimento dell'area disperdente di cui in seguito non tiene conto della presenza della bocca tarata, ipotizzando quindi che le acque accumulate debbano essere disperse esclusivamente attraverso l'assorbimento nel terreno.

Dai dati riassunti in Figura 4-8 lo scavo di prova n. 3 è risultato essere quello con assorbimento medio inferiore; per la presente progettazione, in ogni caso, si sono valutati i risultati afferenti ai due casi limite, ovvero quelli dello scavo 1 e dello scavo 3.

L'area disperdente, coincidente con l'area allagabile valutata con portate di piena con  $T_r$  200 anni risulta avere un'area  $A=70000 \text{ mq}$  circa.

Ai fini del calcolo, sono state adottate le seguenti ipotesi:

- a) superficie di assorbimento utile coincidente esclusivamente con il fondo dell'area disperdente;
- b) il contributo all'assorbimento dovuto alla superficie laterale dello scavo è stato trascurato;
- c) il contributo dei n. 40 pozzi disperdenti di diametro  $d=60 \text{ cm}$  e profondità  $20 \text{ m}$  previsti in progetto è stato trascurato;
- d) il contributo in uscita delle acque di piena della bocca tarata è stato trascurato.

In tali ipotesi dunque, assumendo il grado di assorbimento minore  $s$  registrato durante la prova relativa al pozzetto 3, ossia  $s= 0,008333333 \text{ l/s m}^2$ , si ottiene quanto segue:

$$Q_{\text{disperd}} = \text{Area} * \text{Assorbimento} = 70000 (\text{m}^2) * 0,008333333 (\text{l/s m}^2) = 583,33 \text{ l/s} = 0,583 \text{ m}^3/\text{s}.$$

---

Il tempo di svuotamento dell'intero bacino di recapito risulta essere:

$$T = V / Q_{\text{dispersd}} = 200000 \text{ (m}^3\text{)} / 0,583 \text{ (m}^3\text{/s)} = 343053,17 \text{ s} = 95,29 \text{ h} = 3,97 \text{ g.}$$

Con riferimento invece al pozzetto 1, assumendo il grado di assorbimento minore  $s$  registrato, ossia  $s = 0,011111 \text{ l/s m}^2$ , si ottiene:

$$Q_{\text{dispersd}} = \text{Area} * \text{Assorbimento} = 70000 \text{ (m}^2\text{)} * 0,011111 \text{ (l/s m}^2\text{)} = 777,77 \text{ l/s} = 0,777 \text{ m}^3\text{/s.}$$

Il tempo di svuotamento dell'intero bacino di recapito risulta quindi essere:

$$T = V / Q_{\text{dispersd}} = 200000 \text{ (m}^3\text{)} / 0,777 \text{ (m}^3\text{/s)} = 257400,25 \text{ s} = 71,5 \text{ h} = 2,97 \text{ g.}$$

#### 4.4 MODELLO GEOTECNICO DI SINTESI

L'interpretazione delle indagini di laboratorio e di situ realizzate nella campagna geognostica di cui sopra ha consentito l'individuazione di un modello geotecnico dell'area costituito da due unità geotecniche:

- Terreni granulari
- Ammasso calcareo – Bedrock

Con riferimento alla prima unità, rappresentante lo strato epidermico di spessore massimo pari a 2,5 m , per la definizione dei parametri geotecnici si sono analizzati i risultati delle prove SPT condotte, i dati di letteratura e di altre analisi eseguite sul materiale "Terre rosse" costituente la suddetta unità e riportate in altri progetti di cui in bibliografia (Figura 4-9).

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

PARAMETRI GEOTECNICI DELLE "TERRE ROSSE" tab. 8.1

Peso specifico dei granuli	$\gamma_s = 2,68 - 2,85 (\text{gr}/\text{cm}^3)$
Peso di volume secco	$\gamma_d = 1,4 - 1,9 (\text{gr}/\text{cm}^3)$
Indice dei vuoti	$e = 0,58 - 1,37$
Contenuto di acqua naturale	$w = 19,7\% - 45,7\%$
Limite liquido	$W_L = 42\% - 79\%$
Indice di plasticità	$W_P = 19\% - 53\%$
Indice di consistenza	$I_c = 0,6 - 1,4$
Limite di ritiro	$W_s = 10,2 - 20,2\%$
Indice di rigonfiamento (Scarico 10-0,1 Kg)	$c_r = 0,018 - 0,049$
Indice di compressibilità tra 1-3kg/cm <sup>2</sup>	$c_c = 0,04 - 0,160$
Indice di compressibilità tra 3-10kg/cm <sup>2</sup>	$c_c = 0,06 - 0,240$
Modulo edometrico tra 1-3kg/cm <sup>2</sup>	$D = 5 - 12 \text{ MPa}$
Modulo edometrico tra 3-10kg/cm <sup>2</sup>	$D = 11 - 36 \text{ MPa}$
Coefficiente di sottofondo	$K = 5 - 40 \text{ N}/\text{cm}^2$
Coesione	$c' = 10-40 \text{ (kPa)}$
Angolo di attrito interno	$\phi' = 20^\circ - 26^\circ$

**Figura 4-9 - Parametri meccanici dell'unità Terre rosse ricavati da indagine bibliografica (Progetto nel comune di Altamura" - redatto da dott. D. Manicone)**

Con riferimento alla seconda unità geotecnica "Ammasso calcareo", per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto riferimento alle analisi delle prove uniassiali condotte (par. 4.2.1).

In Tabella 4-10 si riassumono dunque le caratteristiche fisiche e meccaniche attribuite a ciascuno dei litotipi presenti in sito.

<b>MODELLO GEOTECNICO</b>				
<b>UNITA'</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>c'</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>	<b><math>E'</math> (Mpa)</b>
Terreni granulari	18	10	25	25
Ammasso calcareo - Bedrock	23	65	49	1272,79

**Tabella 4-10 - Parametri geotecnici assegnati alle unità geotecniche individuate**

## 5 VERIFICHE DI STABILITA'

Sono state seguite verifiche di stabilità con il metodo dell'equilibrio limite relative:

- alla sezione più critica di scavo dei tratti di canale a cielo aperto previsti nel presente progetto e nel dettaglio si farà riferimento alla sezione canale C79 rappresentata in figura Figura 5-1.

### SEZIONE C79

CANALE A CIELO APERTO

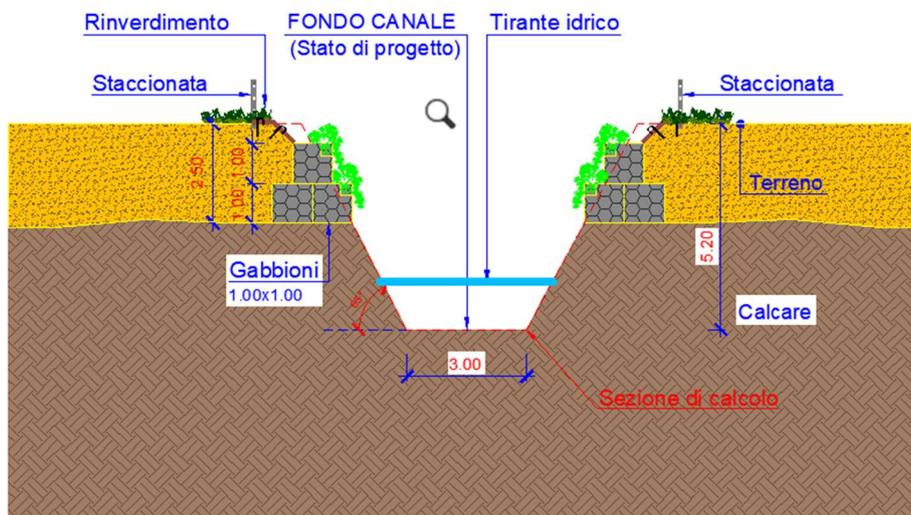


Figura 5-1 - Sezione di calcolo C79 (DA AGGIORNARE)

Si specifica che tali analisi di stabilità sono state condotte sia in condizioni statiche che in presenza di sisma, con riferimento a superfici circolari generiche.

- Alla sezione più critica relativa al rilevato arginale da realizzarsi nell'area di laminazione disperdente, con  $H=3,50$  m in prossimità della bocca tarata (Figura 5-2);

## SEZIONE ARGINE

AREA DI LAMINAZIONE DISPERDENTE

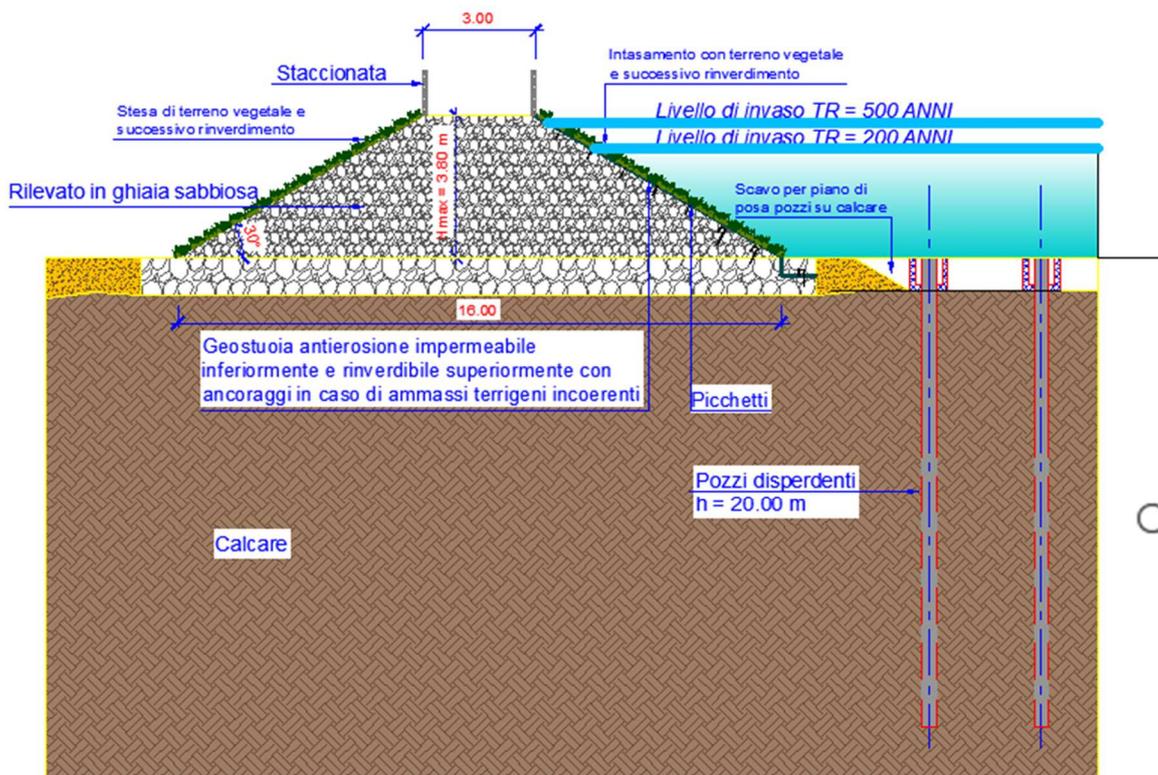


Figura 5-2 - Sezione critica rilevato arginale

Le verifiche di stabilità sono state condotte secondo quanto previsto dalle NTC 2018 (cap. 6), ossia con riferimento a opere di materiali sciolti (rilevato arginale) e fronti di scavo (sezione C79) si è verificato che per lo stato limite ultimo di vita (SLV) sia rispettata la condizione

$$E_d < R_d$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Le verifiche sono state condotte secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle relative alle condizioni statiche e sismiche.

<b>Carichi</b>	<b>Effetto</b>	<b>Simbologia</b>	<b>A2 Statico</b>	<b>A2 Sismico</b>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.30	1.00

**Tabella 5-1 – Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni**

<b>Parametri</b>	<b>Simbologia</b>	<b>M2 Statico</b>	<b>M2 Sismico</b>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.40	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

**Tabella 5-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

<b>Tipo calcolo</b>	<b>Simbolo</b>	<b>Statico</b>	<b>Sismico</b>
Pendio naturale	$\gamma_R$	1.00	1.00
Fronte di scavo	$\gamma_R$	1.10	1.20

**Tabella 5-3 – Coefficiente di sicurezza richiesto**

## 5.1 METODO EQUILIBRIO LIMITE

Le analisi all'equilibrio limite sono state svolte con il metodo di calcolo di Morgenstern e Price (1965), implementato nel codice di calcolo automatico Aztek– STAP – Stabilità Pendii Terreni e Rocce.

Si è preliminarmente verificata l'affidabilità del codice e l'attendibilità dei risultati esaminando la documentazione fornita dal produttore riguardo gli algoritmi impiegati e i casi di prova risolti e commentati, riproducendone l'elaborazione (cfr. par. 10.2 – NTC 2018).

Si riportano di seguito i dati di origine del codice di calcolo:

Titolo STAP – Stabilità Pendii Terreni e Rocce

Versione 16.1

Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco – Loc. Casole Bruzio (CS)

Utente Studio Cotecchia e Associati

Licenza AIU59832D

Nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite, il fattore di sicurezza  $F$  è inteso come rapporto tra la tensione di taglio agente lungo la superficie di scorrimento e la resistenza disponibile:

$$F = \tau_{ag} / \tau_k$$

Nel metodo di calcolo di Morgenstern e Price le forze normali e tangenziali di interstriscia sono legate fra di loro dalla relazione

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

dove  $f(x)$  è una funzione di forma definita in modo che  $|f(x)| \leq 1$  e  $\lambda$  è un parametro scalare che si ricava dal processo di soluzione. Il fattore di sicurezza del versante viene determinato mediante uno schema iterativo che prevede l'assegnazione di due valori di

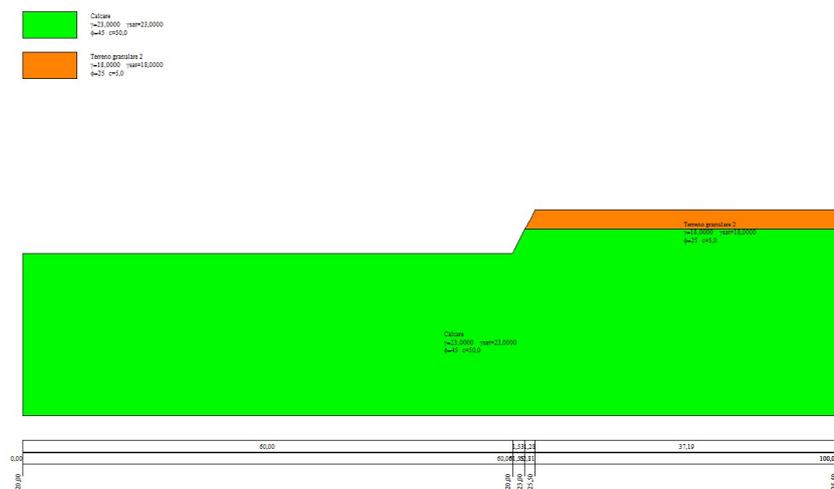
---

tentativo a  $F$  e  $\lambda$ ; se la convergenza non viene raggiunta mediante i predetti valori di tentativo, questi vengono incrementati sino a che non viene raggiunta la convergenza.

## 5.2 CANALE A CIELO APERTO SEZIONE C79

### 5.2.1 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte sulla sezione di calcolo C79 (Figura 5-3); nel modello non è stato implementato l'intervento di rivestimento della sponda del canale attraverso l'inserimento di gabbionate metalliche (Figura 5-1). Visto altresì il limitato scavo massimo nel calcare pari a 2,7 m e la presenza dei terreni granulari sommitali a minor resistenza meccanica, l'assunzione risulta cautelativa. La sezione rappresentata presenta altezza del fronte di scavo pari a  $H= 5,20$  m e inclinazione della parete di scavo  $i= 63^\circ$ . Inoltre, per la successione stratigrafica, si fa presente che si è valutata uno spessore dello strato epidermico "Terreno granulare" pari a 2,5 metri, a seguito delle colonne stratigrafiche definite per le terebrazioni S5 (Figura 2-7) e S6 (Figura 2-8) realizzate nell'ambito della campagna geognostica di cui al paragrafo 2 del presente elaborato.

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

### 5.2.2 RISULTATI ANALISI DI STABILITA'

Come anticipato, sono state condotte analisi di stabilità sia in condizioni statiche che in condizioni pseudostatiche, adottando valori dei coefficienti di intensità sismica  $k_h = 0,0212$  e  $k_v = \pm 0,0106$ .

Di seguito in Tabella 5-5 si riporta una sintesi dei risultati ottenuti dalle analisi di stabilità condotte in condizioni statiche (Figura 5-5) e pseudostatiche (Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.).

Condizioni statiche	Condizioni pseudostatiche
F=1,5	F=1,9

Tabella 5-5 - Sintesi risultati analisi di stabilità condotte per il fronte di scavo

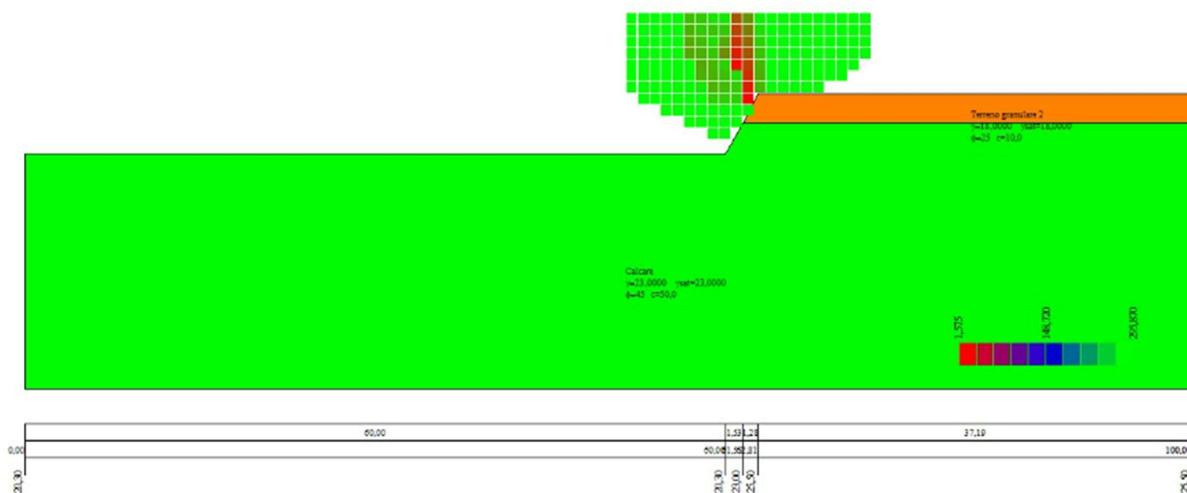
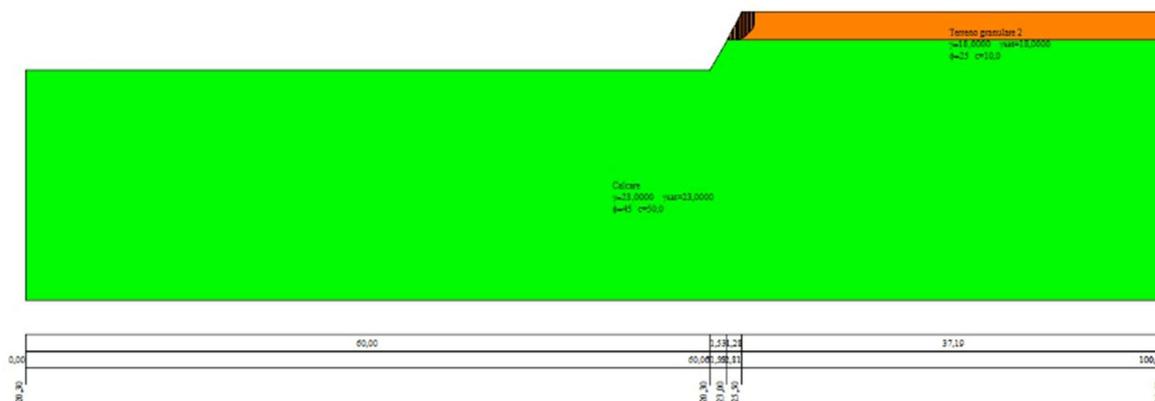


Figura 5-4 - Contour dei centri delle superfici di rottura circolari



- Adozione di materiale proveniente dagli scavi, opportunamente frantumato per garantire caratteristiche granulometriche del tipo A1, A2-4, A2-5 e A3 e opportunamente compattato per garantire prestazioni meccaniche minime di seguito indicate;
- Rivestimento della parete spondale lato interno con geostuoia antierosione impermeabile inferiormente e rinverdibile superiormente con ancoraggi in caso di ammassi terrigeni incoerenti.

### 5.3.1 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte sulla sezione più critica del rilevato arginale situata in prossimità della bocca tarata, dove si raggiunge l'altezza massima di  $H=3,80$  m (Figura 5-6). Inoltre per la successione stratigrafica, si fa presente che si è valutata uno spessore dello strato epidermico "Terreno granulare" pari a 1 metro, così come evidenziato dalla colonna stratigrafica relativa al sondaggio S6 (Figura 2-8) realizzato durante la campagna geognostica propedeutica alla progettazione definitiva.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**



**Figura 5-6 - Sezione di calcolo rilevato arginale**

Si riportano in Tabella 5-6 i parametri meccanici assegnati alle 3 unità geotecniche caratterizzanti la sezione di calcolo, e definite in seguito alla caratterizzazione geotecnica di cui al par. 4-5 del presente elaborato con riferimento alle prime 2 unità. Per quanto attiene l'unità geotecnica con la quale si modella il rilevato arginale, si considera un materiale che abbia caratteristiche granulometriche minime indicate nel par. 5.3 e con grado di costipazione tale da garantire i parametri meccanici definiti nella tabella seguente.

MODELLO GEOTECNICO			
UNITA'	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)

**PROGETTO DEFINITIVO****Relazione geotecnica**

Terreni granulari	18	10	25
Ammasso calcareo - Bedrock	23	50	45
Terreno argine	20	1	35

Tabella 5-6 - Parametri meccanici unità geotecniche verifica rilevato arginale

**5.3.2 RISULTATI ANALISI DI STABILITA'**

Si sono condotte analisi in condizioni statiche, implementando sulla testa del rilevato un carico uniformemente distribuito  $q=2,5$  kN/m rappresentante i veicoli leggeri che utilizzeranno la pista di manutenzione (Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri Tab. 3.1.II NTC 2018) e completa assenza della falda. Si specifica che non sono state condotte le verifiche di sifonamento in quanto:

- la sponda del rilevato arginale lato interno è rivestito con geostuoia antierosione impermeabile inferiormente, tale da impedire la possibile filtrazione dell'acqua;
- l'area disperdente è dotata di bocca tarata attraverso la quale garantire lo smaltimento delle acque;
- alla bocca tarata si aggiunge l'azione di assorbimento del terreno di base dell'area disperdente (si rimanda al paragrafo 4.3.1 per i dettagli);
- si prevede inoltre la realizzazione nell'area disperdente di n. 40 pozzi drenanti di diametro  $\Phi$  40 cm e profondità pari a 20 m, elementi che ridurranno i tempi di smaltimento;
- la falda risulta a notevole profondità da p.c. e vi sono condizioni insature nel tratto di interesse di progetto.

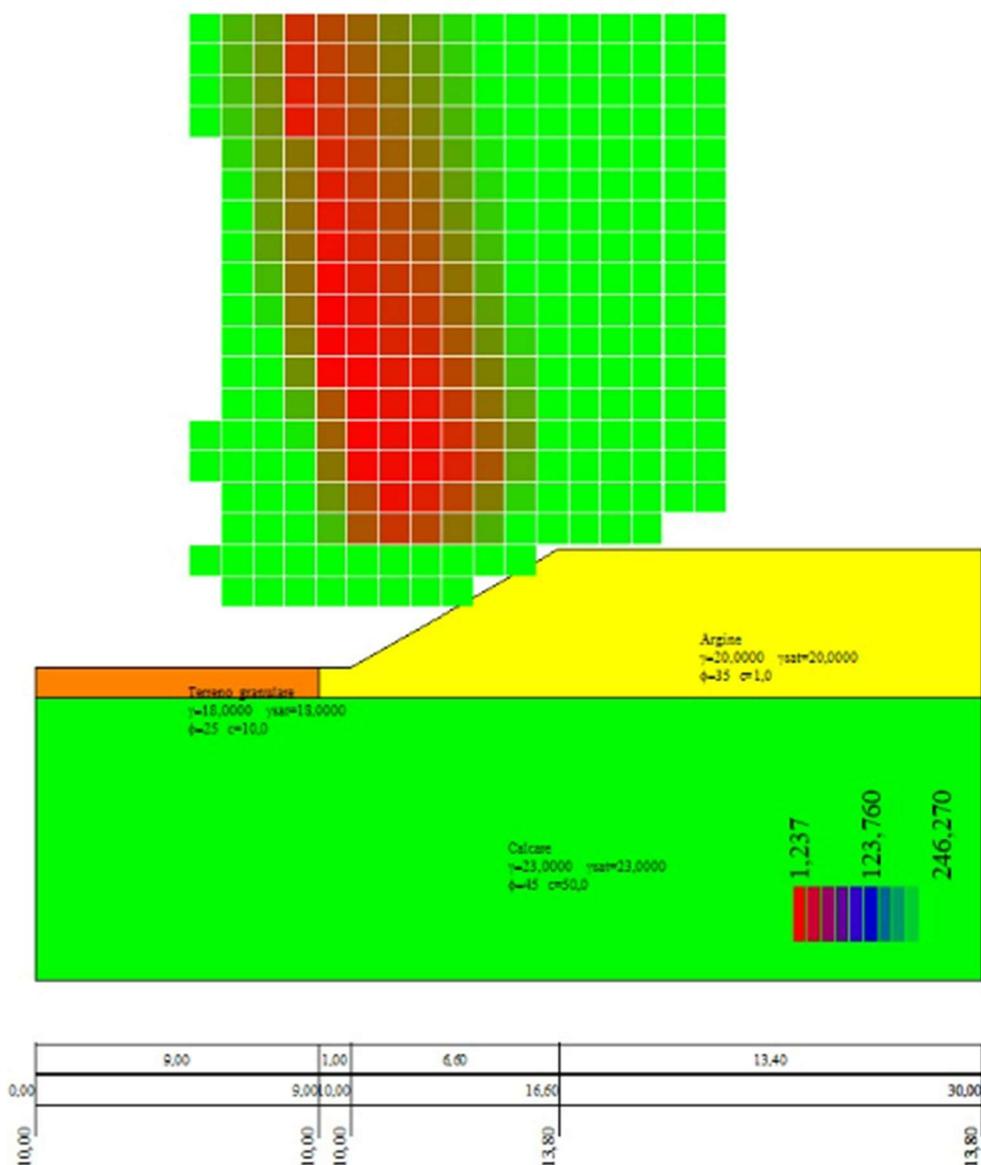
Le analisi hanno evidenziato quindi che il rilevato risulta essere stabile, rispetto a possibili cinematismi di rottura con superfici circolari, raggiungendo il valore minimo di coefficiente di sicurezza pari a  $F=1,237$ .

Condizioni statiche	Condizioni pseudostatiche
F=1,24	F=1,47

**Tabella 5-3 - Sintesi risultati analisi di stabilità condotte per il rilevato arginale**

**PROGETTO DEFINITIVO**

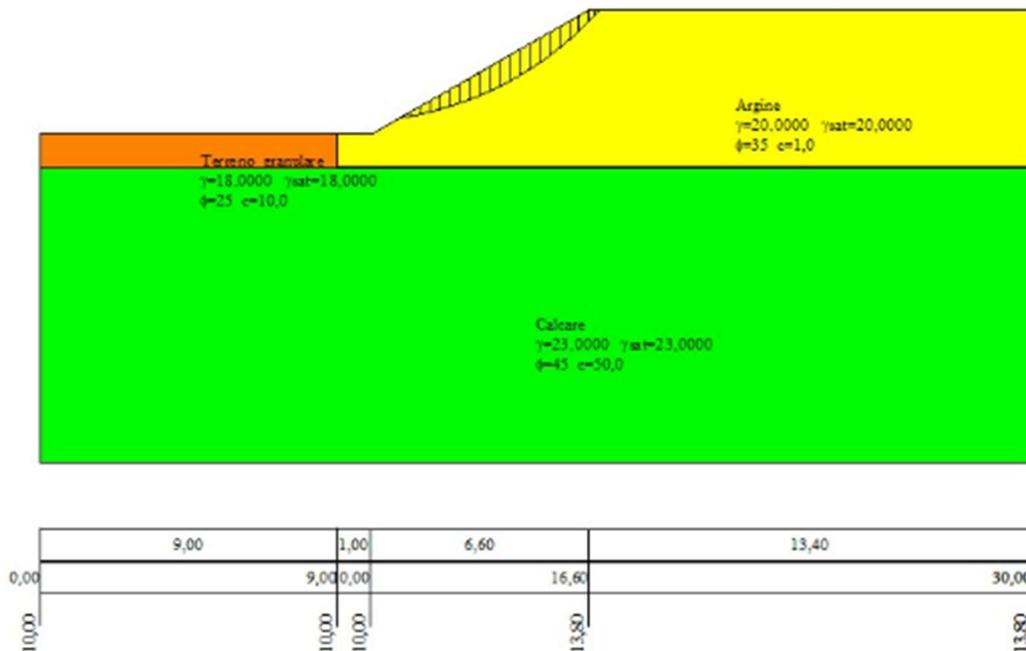
**Relazione geotecnica**



**Figura 5-7 – Contour dei centri delle superfici di rottura circolari -analisi di stabilità rilevato arginale (F=1,237)**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione geotecnica**



**Figura 5-8 - Sup. di rottura per rilevato arginale**

Le verifiche condotte evidenziano, anche in questo caso, coefficienti di sicurezza superiori a quelli previsti ai par. 6.8.2 e 7.11.4 delle NTC2018. L'adeguato costipamento per strati garantirà in ogni caso condizioni di sicurezza maggiori di quelle di calcolo.