



D.G.R. N. 29/6 DEL 21.07.2021 - FINANZIAMENTI PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO IN AREE PERIMETRATE DEL PAI "LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELL'AREA SA TREGONAIA" CUP: B43D2100609000

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTI IN R.T.P.

Ing. Paolo Marras (capogruppo)

Geol. Mario Alberto Antonini (mandante)

Ing. Gian Franco Casiddu (mandante e giovane professionista)

ENTE APPALTANTE



COMUNE DI OSSI

Via Roma n°48
07045 - Ossi (SS)

ALLEGATO

B

TITOLO

Studio di compatibilità
geologica e
geotecnica

DATA

DICEMBRE 2025

IL R.U.P.

Ing. Giovanni Pietro Pischedda

IL SINDACO

Dott. Pasquale Lubinu

INDICE

1	PREMESSA	1
2	INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO	2
3	RELAZIONE GEOLOGICA	3
3.1	Finalità e metodologia di studio	3
3.2	Inquadramento Geologico.....	3
3.3	Campagna Indagini.....	6
3.3.1	Indagine Geofisica.....	8
3.3.2	Prove di laboratorio	12
3.4	Contesto geologico con preciso riferimento al progetto – Modello geologico	12
4	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	13
4.1	Pericolosità sismica	13
4.1.1	Sismicità storica.....	14
4.2	Azione sismica.....	14
4.2.1	Categoria di sottosuolo.....	15
4.2.2	Condizioni topografiche	17
4.2.3	Coefficienti sismici di progetto	17
4.2.4	Azione sismica locale e spettro di risposta elastico	19
4.2.5	Parametri sismici di progetto e spettri di risposta elastici.....	19
5	DETTAGLI PROGETTUALI	21
5.1	Stato dei Luoghi.....	21
5.2	Stato di Progetto.....	23
6	RELAZIONE GEOTECNICA.....	25
6.1	Verifiche geotecniche	25
7	ANALISI DEGLI INTERVENTI	28
7.1	Profili di verifica.....	29
7.2	Analisi Ex Ante.....	29
7.1	Analisi Ex Post.....	30
8	COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E GEOTECNICA.....	32
8.1	Analisi disposizioni e vincoli (PAI Sardegna).....	32
8.2	Coerenza del progetto con le previsioni e le norme del PAI	33
8.3	Finalità, effetti ambientali e conseguenze sul territorio degli interventi proposti	35
8.3.1	Pericolosità residua	35
8.3.1	Danno Potenziale e Rischio.....	36
9	CONCLUSIONI	38

ALLEGATI: Allegato B03_Relazione Indagini Geofisiche e Prove di laboratorio

Allegato C01_Verifiche di Stabilità ex ante ed ex post

1 PREMESSA

Il presente elaborato, redatto dal Dott. Geol. Mario Alberto Antonini, Ordine dei Geologi Sez. A della Regione Sardegna al n. 745 e dal Dott. Ing. Paolo Marras, Ordine degli Ingegneri della Provincia di Sassari al n. 936 è stato redatto al fine di determinare la compatibilità geologica e geotecnica del progetto per “Lavori di messa in sicurezza dell'area Sa Tregonaja” all'interno dell'aggiudicazione definitiva al costituendo RTP da parte dell'Amministrazione comunale di Ossi con Det. N° 198 del 23-09-2022.

L'area, in cui insiste il lotto in oggetto in cui verranno realizzate le opere in progetto, infatti, è ricadente in classe di pericolosità geomorfologica Hg3 e per quanto attiene al Piano di Assetto Idrogeologico, si fa riferimento alla cartografia vigente all'interno dei limiti amministrativi del Comune di Ossi. Lo studio, redatto in applicazione dell'art. 23 comma 6 lettera b, coerentemente con l'art. 25, delle Norme di Attuazione del Piano stralcio d'Assetto Idrogeologico della Regione Sardegna, secondo i criteri indicati nell'Allegato F, è stato effettuato al fine di valutare la situazione geologica e strutturale locale e di definire, con buona attendibilità, la situazione stratigrafica e le caratteristiche geotecniche relative alle interazioni struttura-terreno oggetto e di verificare la compatibilità geomorfologica della zona interessata dagli interventi in progetto. A tal fine, sono state realizzate indagini indirette di tipo geofisico mediante l'esecuzione di profilo Tomografici e Masw e prove di laboratorio sui materiali prelevati in situ. Tutte le prove geognostiche e indagini sismiche realizzate, concordate con gli altri professionisti incaricati della progettazione, sono state completate al fine di valutare la situazione geologica, strutturale e stratigrafica locale e per definire, con buona attendibilità, l'entità e natura geotecnica delle coperture al di sopra del substrato lapideo. Tali dati hanno permesso di fornire con ragionevole coerenza, indicazioni sulla caratterizzazione fisico meccanica e la definizione della categoria di sottosuolo ai fini di una corretta valutazione e dimensionamento delle interazioni geotecniche dei singoli interventi previsti dal progetto di messa in sicurezza dell'area. I report delle prove effettuate, riportati in allegato, hanno permesso l'elaborazione e la ricostruzione dei modelli geologico e geotecnico, tabulati all'interno della relazione. Il presente lavoro è stato elaborato in parziale ottemperanza al D.M. 11.03.1988 e ss.mm.ii, e secondo quanto stabilito nelle “Norme tecniche per le costruzioni” del **D.M. del 17 gennaio 2018 e Circolare esplicativa 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP** per la ricostruzione del modello geologico (§ 6.2.1 delle NTC 2018), del modello geotecnico dei terreni fondali (§ 6.2.2 delle NTC 2018) e sismostratigrafico del sottosuolo e la definizione del valore di $V_{s,eq}$ per la determinazione della categoria di sottosuolo, in attinenza con prove geofisiche eseguite (§ 3.2.2 delle NTC 2018).

Infine, sono state fatte opportune valutazioni sugli effetti che il progetto di seguito dettagliato possa avere sui livelli di pericolosità del territorio, e sulla compatibilità degli impatti con le condizioni geologiche e geotecniche dei terreni e delle formazioni presenti in coerenza con le finalità indicate dalle Norme d'Attuazione del PAI.



2 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO

L'area di intervento ricade all'interno del Comune di Ossi, nella zona del quartiere "Litterai", nei pressi della parte bassa della zona del cimitero. L'area di progetto ricade in parte della Via Vittorio Emanuele II, nel tratto di via pedonale, che si ricongiunge alla Via Domos Noas.

Dal punto di vista geografico, l'area in esame è inquadrata e distinta come di seguito riportato.

- 1:25.000 nella tavoletta 459 Sez. II – "Ossi",
- 1:25.000 Carta Geologica di Base – Regione Sardegna,
- 1:10.000, Carta Tecnica Regionale, foglio 459120 – "Ossi".

Nella figura l'inquadramento topografico dell'area oggetto dell'intervento, inquadrato nello stralcio del Foglio CTR.

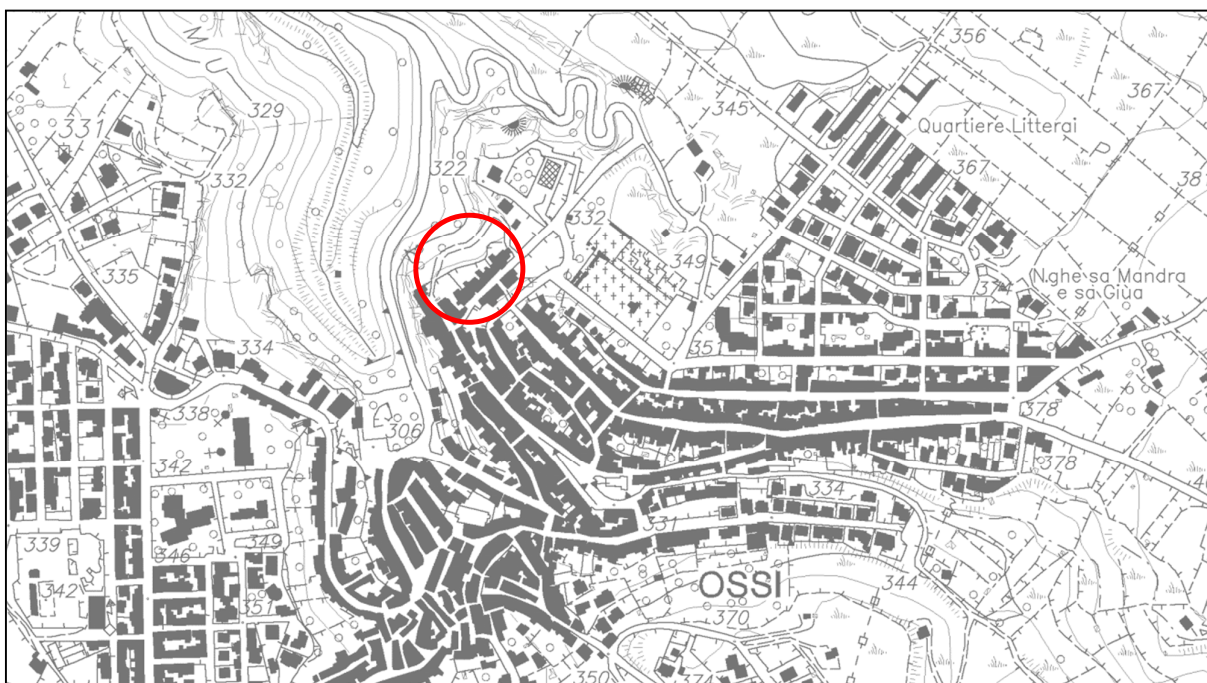


Figura 1 – Stralcio del Foglio n° 459120 - "Ossi" in scala 1:10.000 dell'area.

Le coordinate geografiche del punto al centro dell'area oggetto dell'intervento progettuale previsto, in WGS84, sono di seguito riportate:

Lat. 40° 40' 39.97" N

Long. 8° 35' 36.45" E



3 RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 Finalità e metodologia di studio

L'inquadramento del contesto geologico, nel quale si inserisce l'intervento di messa in sicurezza delle aree di Sa Tregonaja, è finalizzato alla caratterizzazione dei suoli di copertura e dei litotipi geologici presenti ed è funzionale alla successiva definizione delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni interessati del versante in cui è prevista la realizzazione delle previste opere di consolidamento e contenimento.

3.2 Inquadramento Geologico

Al fine di definire un inquadramento che risultasse adeguato alla scala di dettaglio del presente lavoro, è stata impiegata la Carta Geologica di Base della Sardegna in scala 1:25.000 che descrive, in maniera particolareggiata, i litotipi presenti nell'area di interesse. Tali dati bibliografici sono stati ridefiniti e raffinati utilizzando un rilevamento di campagna di dettaglio delle aree inquadrare confortato dai dati bibliografici esistenti.

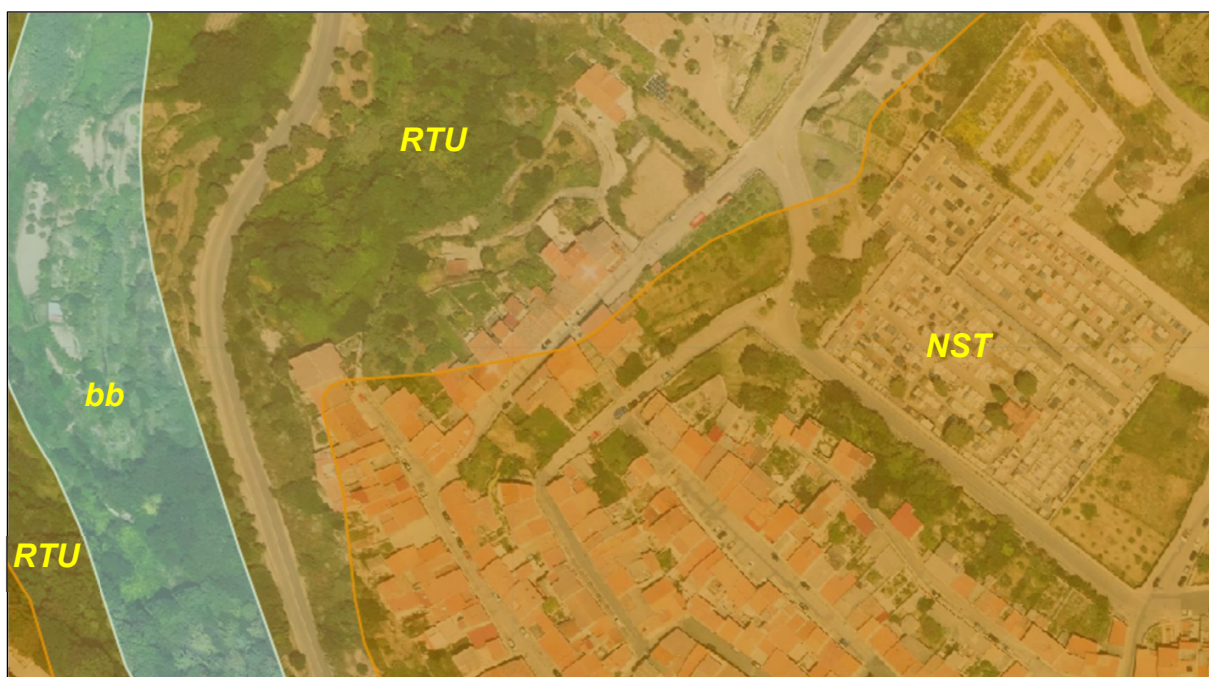


Figura 2 – Inquadramento Geologico – Carta Geologica di Base – Regione Sardegna.

Le litologie riportate e di seguito descritte attraverso le loro caratteristiche sia petrografiche che stratigrafiche, dai litotipi più antichi, hanno ricostruito il dettaglio litostratigrafico che ha costituito la base del modello geologico proposto.

SUCCESSIONE VULCANO-SEDIMENTARIA OLIGO-MIOCENICA

Successione Sedimentaria Oligo-Miocenica della Sardegna Centro-settentrionale

Successione Sedimentaria Oligo-Miocenica del Logudoro-Sassarese

RTU - FORMAZIONE DI BORUTTA. Marne, marne arenacee bioturbate e calcari marnosi, localmente in alternanze ritmiche. LANGHIANO

NST – FORMAZIONE DI MONTE SANTO. Calcari bioclastici di piattaforma interna, con rare intercalazioni silicoclastiche ed episodi biohermali; calcareniti. SERRAVALLIANO - ?TORTONIANO.

Il complesso sedimentario miocenico è rappresentato, in quest'area, principalmente da calcari organogeni, biocalcareni, calcari bioclastici fossiliferi e calcari nodulari a componente terrigena di ambiente litorale. Queste litologie affiorano diffusamente dove sorge l'abitato di Ossi compresa la parte della porzione di abitato in esame.

Più nel dettaglio alla base si rinvenivano delle marne, marne arenacee bioturbate e calcari marnosi, localmente in alternanze ritmiche del Langhiano (Formazione di Borutta) alle quali si sovrappongono i calcari bioclastici di piattaforma interna, con rare intercalazioni silicoclastiche ed episodi biohermali, calcareniti del Serravalliano - ?Tortoniano – (Formazione di Monte Santo);

La giacitura degli strati è pressoché orizzontale con locali discordanze angolari dovute a perturbamenti nella sedimentazione.

DEPOSITI QUATERNARI DELL'AREA CONTINENTALE

I sedimenti quaternari rilevati in generale fuori dalla ristretta area di studio comprendono depositi colluviali alluvionali sciolti attuali, prevalentemente sabbioso limo-argillosi, con una componente ghiaiosa, localizzati lungo i versanti. I depositi quaternari, almeno nell'area inquadrata, non hanno mai spessori significativi.

Depositi Olocenici dell'area Continentale

Ambiente Continentale – Sedimenti Alluvionali

bb – Depositi alluvionali. Sabbie con subordinati limi e argille. OLOCENE

I sedimenti quaternari rilevati appena fuori dal contesto specifico comprendono depositi alluvionali sciolti attuali, prevalentemente sabbioso limo-argillosi, con una componente ghiaiosa, localizzati lungo il corso d'acqua del Riu Pizzinnu, che scorre nella valle a ovest dell'area d'interesse a circa 70 metri più in basso.



Le coperture presenti sul versante in oggetto rappresentano depositi colluviali e sono costituiti da terreni prevalentemente granulari poco addensati con un'esigua presenza di coltri di alterazione della sottostante facies lapidea marnoso calcarea. I depositi quaternari di natura eluvio colluviale, in generale, almeno nell'area inquadrata, non hanno mai spessori significativi, comunque inferiori ai 4/6 metri e non risultano, perciò, cartografabili alla scala presentata.

La morfologia dell'area in esame è contraddistinta da basse colline a sommità pressoché pianeggiante che comprendono, tra le altre, anche la zona sulla quale dovrà essere realizzato l'ampliamento in oggetto.



Figura 3 – *Panoramica aerea della zona d'interesse.*

I bordi dei rilievi sono normalmente marcati da orli di scarpata con frequenti cadute di detrito a spese della cornice rocciosa calcarea.

I versanti risultano solitamente a media-elevata pendenza rapidamente approfonditi dall'azione dinamica dei corsi d'acqua.

Significativo alla scala del rilievo possono essere anche le falde detritiche che sono legate all'accumulo di materiale litoide lungo i principali versanti e risultante da fenomeni di erosione gravitativa. Queste evidenze possono essere osservate frequentemente lungo i versanti acclivi alla base delle cornici.

Nell'area in esame non si evidenziano fenomeni strutturali importanti, confermato anche dall'osservazioni delle foto aeree e da quanto emerso dal rilievo geologico di dettaglio del settore interessato dall'opera in progetto. Lungo le cornici rocciose calcaree sono visibili, alla scala dell'affioramento, una serie di linee di fratture di frequenza metrica di varia direzione. La genesi di tali fratture è da attribuire a manifestazioni strutturali che hanno caratterizzato l'area in tempi passati, attualmente ampliate e approfondite da localizzati fenomeni carsici.



In relazione alle caratteristiche litostratigrafiche delle formazioni geologiche descritte ed alle conoscenze più o meno dirette degli affioramenti è possibile ricostruire un quadro della circolazione idrica sotterranea. Come evidenziato nel capitolo dedicato, la geologia dell'area è caratterizzata da un complesso sedimentario miocenico e da depositi quaternari esigui.

Al complesso sedimentario miocenico, quindi, può essere assegnato un grado di permeabilità complessivamente medio - basso. Risulta chiaro però che, al di là delle variazioni delle permeabilità all'interno dello stesso complesso in funzione delle continue variazioni che modificano, anche notevolmente, le condizioni di circolazione idrica, tali litotipi, generalmente sede di falde profonde, escludono la presenza di falde nei primi metri di terreno, soprattutto in assenza di coperture importanti e in un contesto parzialmente antropizzato e privo di depositi superficiali importanti.

Tuttavia, nell'area di sedime oggetto di studio, la presenza di acqua è messa in evidenza dall'emergenza idrica rappresentata dell'antica fonte di Sa Tregonaja, che dà il nome al quartiere omonimo e che interessa gli orizzonti più superficiali, impostandosi su bedrock miocenico che si configura come orizzonte impermeabile. Si ritiene che tale via preferenziale delle acque, essendo concentrata e ormai regimata con l'uscita dalla fonte dal sistema di terrazzamenti esistenti, possa aver comportato, nel tempo, una maggior alterazione dei primi livelli più alterati dei calcari bioclastici, con conseguente parziale indebolimento delle caratteristiche fisiche e meccaniche del substrato, ma che non interessi i livelli più profondi del bedrock in cui si intersteranno le opere di consolidamento previste dal progetto.

Per quanto riguarda i depositi quaternari, in generale presentano un buon grado di permeabilità; ovviamente la presenza di una falda idrica superficiale impostata su tali livelli è da ricercarsi nei punti in cui essi raggiungono uno spessore considerevole. Anche in questo caso è presumibile una eventuale riduzione della permeabilità in presenza di matrice limo-argillosa.

3.3 Campagna Indagini

Come già riportato in premessa, è stata effettuata una campagna indagini geognostiche indiretta che ha interessato le aree visibilmente in dissesto. Tale campagna di acquisizione, estesa per completezza a tutta l'area in cui insistono gli interventi di messa in sicurezza, è stata finalizzata alla definizione delle caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni e alla caratterizzazione sismica del sito di progetto tramite la ricostruzione del modello sismo stratigrafico del sottosuolo e con la contestuale determinazione della Categoria di sottosuolo definita dal valore di $V_{s,eq}$, secondo quanto stabilito nelle "Norme tecniche per le costruzioni" del D.M. del 17 gennaio 2018. Contestualmente all'acquisizione geofisica, sono stati prelevati dei campioni per le opportune analisi di laboratorio geotecnico.

Il totale delle prove geognostiche è costituito in:

- 3 profili sismici a rifrazione in tecnica tomografica con acquisizione in onde P



- 1 Profilo sismico MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) monodimensionale con elaborazione profilo in onde S;
- 1 Prova granulometrica completa (setacciatura e sedimentazione) ;
- 1 prova di classificazione del materiale con la determinazione dei limiti di Atterberg;
- Prove “Point Load Test” su campioni in roccia

Uno stralcio della tavola, allegata al presente elaborato, con l'ubicazione delle indagini effettuate è riportata nell'immagine seguente,

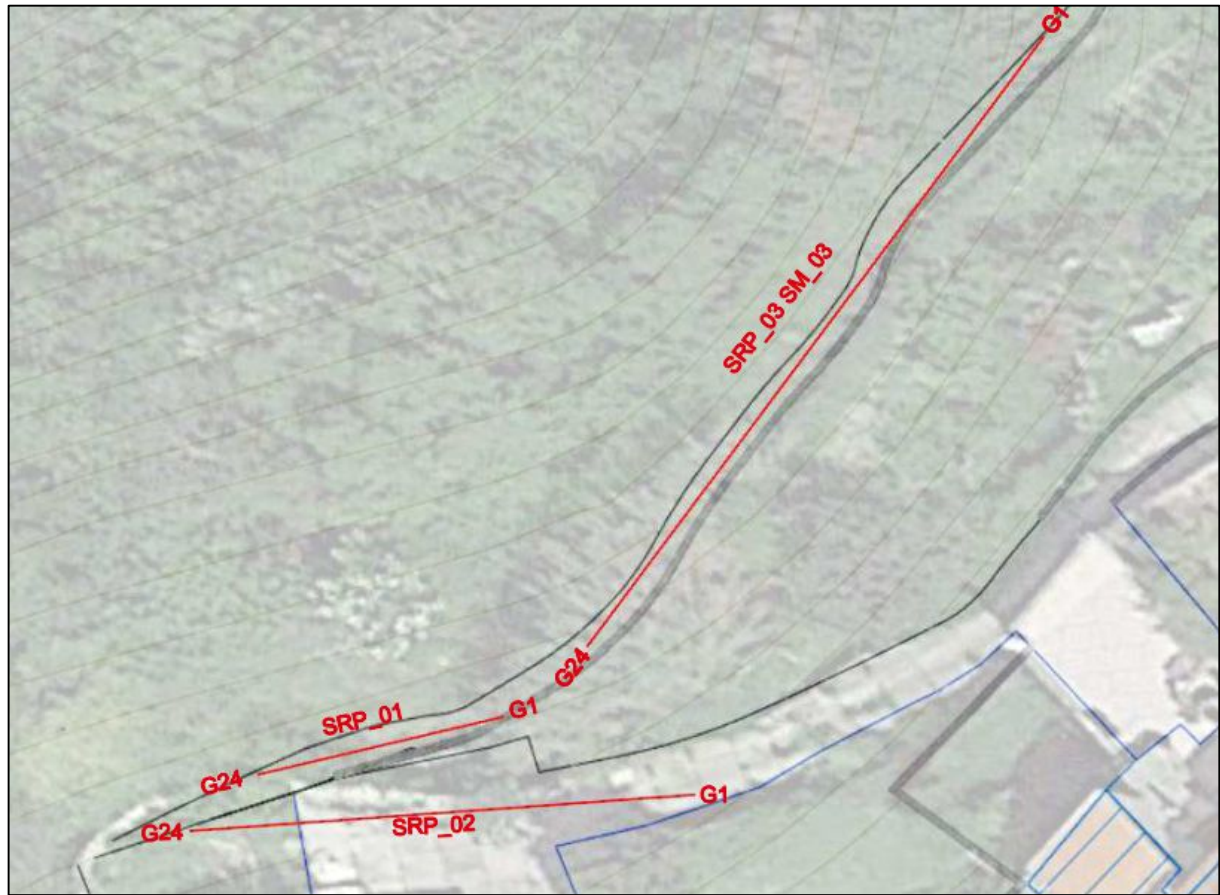


Figura 4 – Ubicazione delle indagini effettuate

3.3.1 Indagine Geofisica

La campagna di indagini geofisiche (vedere Report sulle indagini allegato) è consistita in una caratterizzazione sismica del sito di progetto tramite la ricostruzione dei modelli sismo-stratigrafici del sottosuolo e la determinazione della Categoria di Sottosuolo definita dal valore di $V_{s,eq}$, secondo quanto stabilito nelle “Norme tecniche per le costruzioni” del D.M. del 17 gennaio 2018, oltre che la determinazione di profili 2D con il grado di addensamento dei materiali e degli orizzonti investigati. I dettagli metodologici, gli elaborati e gli spettri sono riportati all'interno del report delle prove in allegato alla presente relazione.

Sismica a rifrazione

La metodologia di indagine a rifrazione consiste nel produrre una perturbazione elastica (shot) in un punto della superficie del terreno e nel rilevare e registrare in più punti distanti il tempo intercorso tra l'istante dell'energizzazione (tempo zero) e l'arrivo di un suo impulso rifratto dalle superfici di discontinuità presenti nel sottosuolo. I segnali così acquisiti sono elaborati in modo da determinare la velocità di propagazione dell'onda negli orizzonti attraversati e noto il tempo intercetto, anche lo spessore di quest'ultimi.

MASW

L'indagine MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) è una tecnica investigativa che consente una ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo, permettendo di ricavare il parametro $V_{s,eq}$ necessario per la classificazione dei suoli in base alle NTC 2018 che stabiliscono le nuove norme tecniche in materia di progettazione antisismica. Per quanto concerne la fase di acquisizione del dato di campo, l'indagine MASW non è troppo diversa da una comune acquisizione per un'indagine di sismica a rifrazione. Le specifiche della prova sono riportate nell'elaborato allegato.

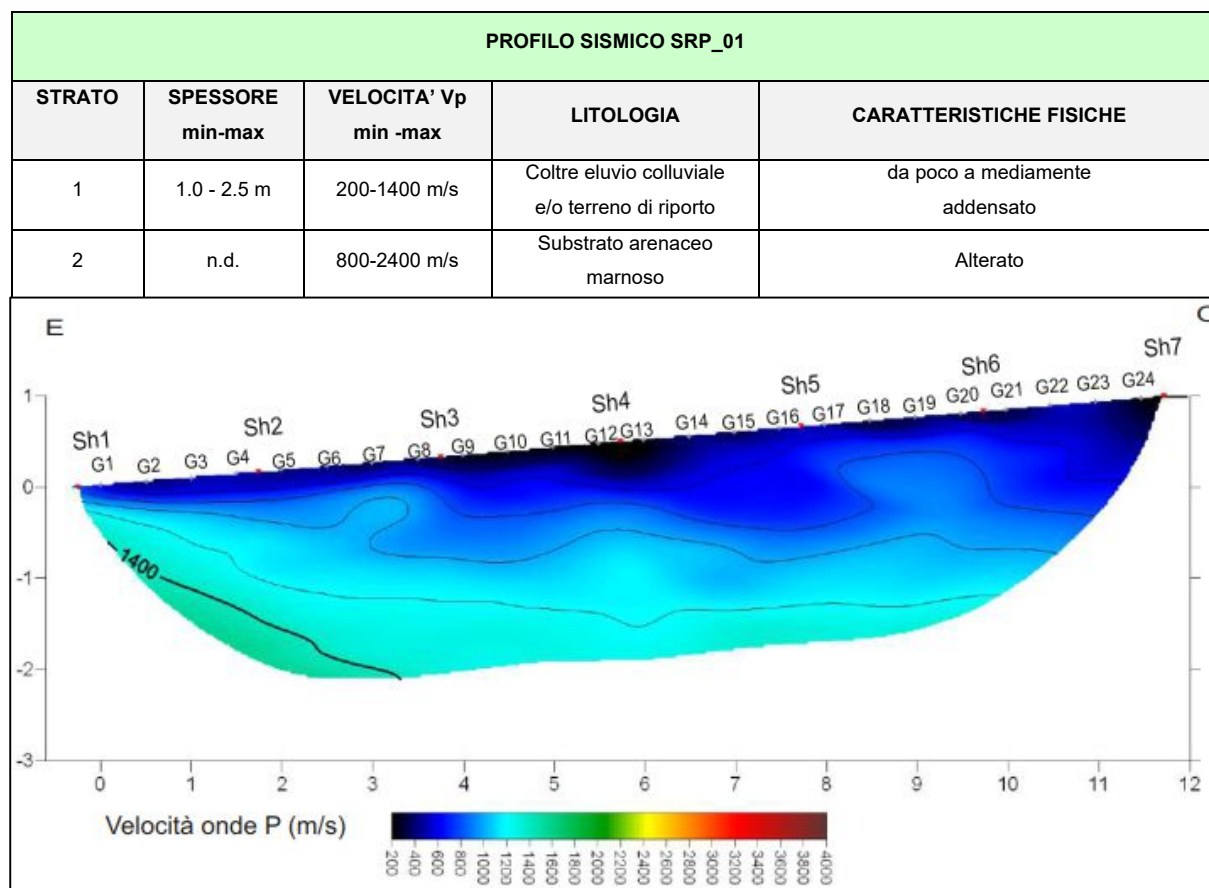
PROFILO	Tecnica di indagine	Lunghezza Stendimento o (m)	Distanza Intergeofonica (m)	Orientazione Stendimento	Durata Acquisizione (s)	Tempo Di Campionamento (ms)
SRP_01	Tomografia in onde P	12,0	0,5	E – O	1,0	0,250
SRP_02	Tomografia in onde P	24,0	1,0	E – O	1,0	0,250
SRP_03	Tomografia in onde P	36,0	1,5	NE – SO	1,0	0,250
SM_03	Sismica in tecnica MASW	34,5	1,5	NE – SO	1,0	0,500

Tabella delle prove geofisiche eseguite

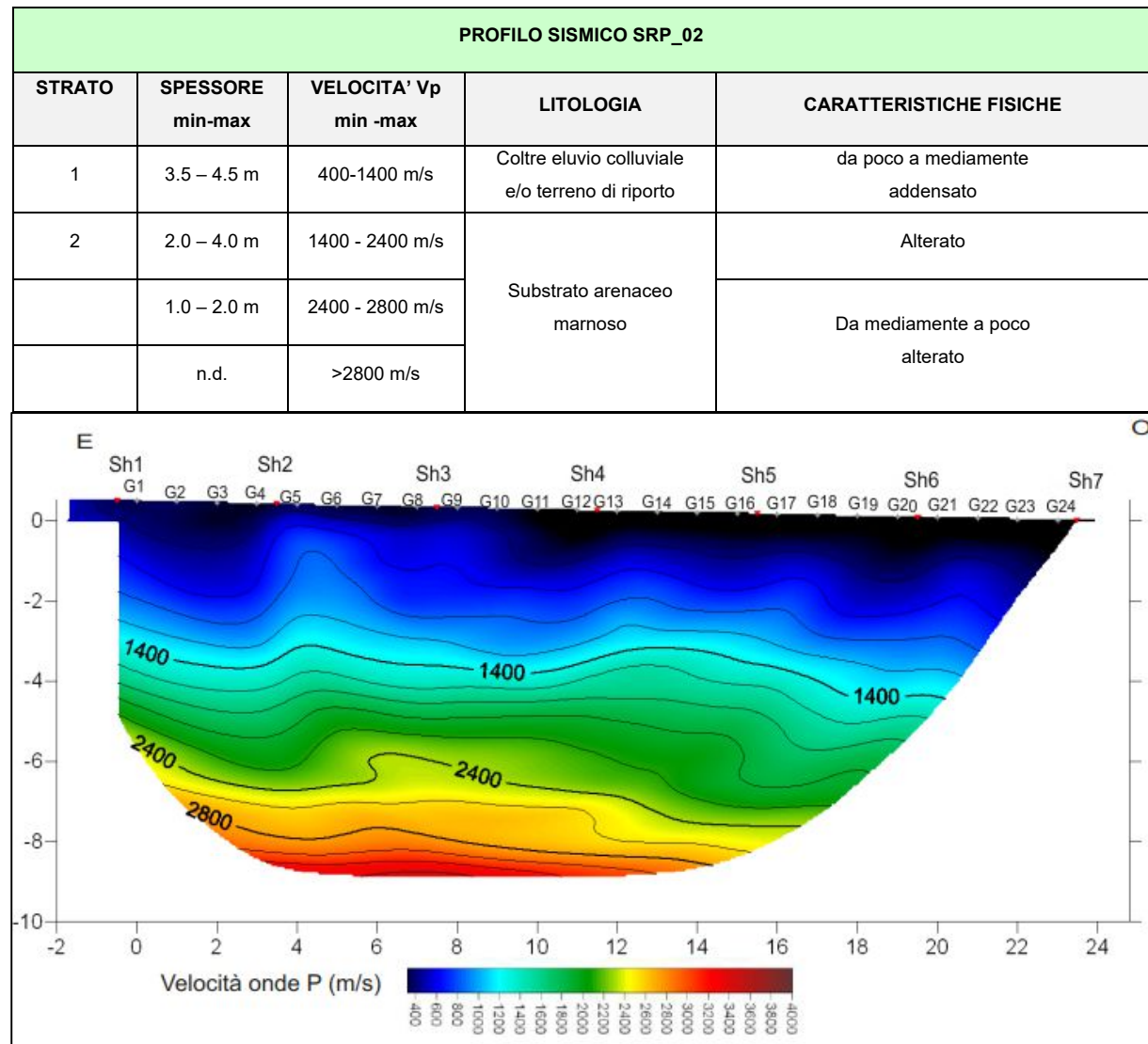


3.3.1.1 Elaborazione Prove Sismiche

L'elaborazione dei profili sismici a rifrazione, integrata con i dati ottenuti dalle prove Masw, ha permesso di ricostruire i seguenti modelli interpretativi sismo-stratigrafici di riferimento validi per i terreni investigati al di sotto del muro prospiciente la fonte (SRP_01), al di sopra del succitato muro, all'interno del piazzale privato e lato corto (SRP_02) e lungo il percorso pedonale, parallelamente al muretto di contenimento in blocchetti di cls (SRP_03/SM_03).



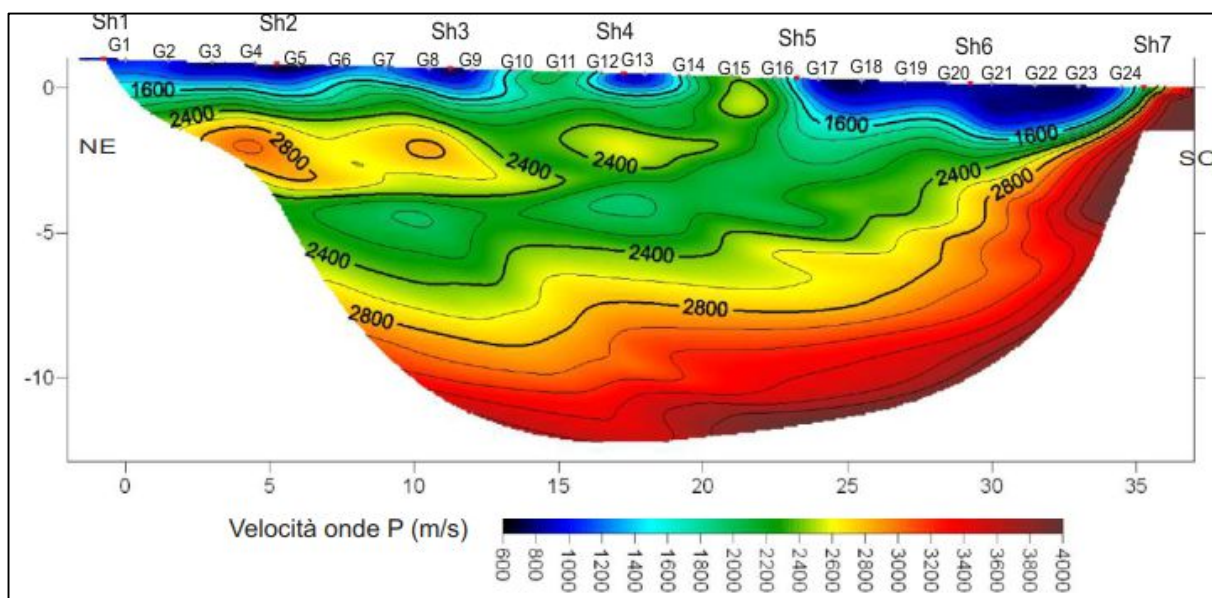
Profilo sismico 2D SRP_01



Profilo sismico tomo SRP_02



PROFILO SISMICO SRP_03					
STRATO	SPESSORE min-max	VELOCITA' Vp min -max	VELOCITA' Vs media	LITOLOGIA	CARATTERISTICHE FISICHE
1	1.0 – 1.8 m	600 - 1600 m/s	150 m/s	Coltre eluvio colluviale e/o terreno di riporto	Da poco a mediamente addensato
2	0.5 – 3.0 m	1600 - 2400 m/s	519 m/s	Substrato arenaceo marnoso	Alterato
3	0.5 – 3.0 m	2400 - 2800 m/s	624 m/s		Da mediamente a poco alterato
4	n.d	>2800 m/s	850 m/s		



Profilo sismico tomo SRP_03



Figura 5 – Foto Acquisizione geofisica – (SRP_01), (SRP_02) e (SRP_03/SM_03)

3.3.2 Prove di laboratorio

In fase di esecuzione della campagna di acquisizione geofisica, si è ritenuto opportuno prelevare del materiale da sottoporre a prove di laboratorio al fine di raffinare il modello geotecnico, attribuendo ai due orizzonti del modello considerato, le caratteristiche fisico meccaniche utili ai fini progettuali.

I risultati delle prove di laboratorio, i cui certificati sono allegati alla presente relazione, unitamente alle informazioni derivanti dallo stendimento sismico, hanno permesso di restituire il modello geotecnico del sottosuolo e una corrispondente parametrizzazione geotecnica di riferimento.

Prelievo	Campione	Qualità (AGI 77)	Quota di prelievo m	Prova di laboratorio	Normativa di riferimento	Descrizione materiale
Campione 1	Terreno eluvio colluviale	Disturbato	0,50 – 1,00	Limiti di Atterberg	UNI CEN ISO/TS 17892-12	LL ND LP NP IP NP IG 0
				Analisi Granulometrica	UNI EN 933-1/17892-4	Ghiaia con sabbia limo argillosa (AGI 77)
				Classificazione	UNI EN 11531-1	A2-4
Campione 2	Substrato Lapideo	A disturbo limitato	~2,50	Point Load Test	Raccomandazioni ISRM	Calcarei marnosi

Tabella riepilogativa dei campionamenti e delle prove di laboratorio

3.4 Contesto geologico con preciso riferimento al progetto – Modello geologico

Lo studio del contesto geologico, come già precedentemente riportato, è stato raffinato e maggiormente particolareggiato mediante un rilevamento geologico di dettaglio e da indagini dirette e indirette effettuate sui terreni del versante interessato dal progetto di mesa in sicurezza. Tale studio reso possibile la ricostruzione del modello geologico del sottosuolo in riferimento all'opera in progetto. Le indicazioni delle profondità riferite al modello geologico sotto riportato fanno riferimento alle quote medie dal piano di campagna attribuite alle zone in cui sono state eseguite le prove geognostiche e le prove sui campioni prelevati.

Strato	Profondità	Caratteristiche fisiche
1	0 ÷ 2,50 metri	Coltri eluvio colluviale da poco a mediamente addensati
2	2,50 ÷ 8,50 metri	Substrato arenaceo calcareo marnoso da alterato a mediamente alterato
3	Oltre 8,50 metri	Substrato arenaceo calcareo marnoso poco alterato

Tabella modellazione geologica



4 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. L'azione sismica sulle costruzioni è quindi valutata da una "pericolosità sismica di locale", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC). La valutazione dell'azione sismica viene individuata a partire dalla pericolosità sismica di base successivamente trasformata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la Risposta Sismica Locale (RSL).

4.1 Pericolosità sismica

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) D.M. 14.01.2008 così come gli aggiornamenti relativi di cui al D.M. 17.01.2018, introducono il concetto di pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La "pericolosità sismica di base", di seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni e alle strutture.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - INGV, <http://esse1.mi.ingv.it/>. Da un punto di vista normativo, pertanto, la pericolosità sismica di un sito non è sintetizzata più dall'unico parametro (a_g), ma dipende dalla posizione rispetto ai nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame (Tabella A1 delle NTC), dalla Vita Nominale e dalla Classe d'Uso dell'opera. I punti del reticolo di riferimento riportati nella Tabella A1 delle NTC hanno un passo di circa 10 km e sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine.

La rappresentazione grafica dello studio di pericolosità sismica di base dell'INGV, da cui è stata tratta la Tabella A1 delle NTC, è caratterizzata da una mappa di pericolosità Sismica del Territorio Nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo rigido (in g) in funzione della probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento considerato.

Per tutte le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di a_g , F_0 , T_c^* uniformi su tutto il territorio di ciascuna isola e per tali valori, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B. (Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti). Per la Regione Sardegna, e quindi per il Comune di Alghero, l'assegnazione dei parametri per i vari tempi di ritorno è semplificata dalle tabelle sottostanti che assegna i singoli valori di a_g , F_0 , T_c^* .



TR=30			TR=50			TR=72			TR=101			TR=140		
a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,7	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313C

TR=201			TR=475			TR=975			TR=2475		
a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
0,393	2,82	0,322	0,5	2,88	0,34	0,603	3	0,372	0,747	3,09	0,401

Tabella valori di a_g , F_0 , T_C^* per la Regione Sardegna

4.1.1 Sismicità storica

La sismicità della Regione Sardegna è assai bassa. Tali evidenze sono messe in rilievo da molti indicatori, quali l'evoluzione cinematica del Mediterraneo centrale, che secondo qualsiasi ricostruzione, ci dice che l'intero blocco sardo-corso è rimasto stabile negli ultimi 7 milioni di anni.

Il catalogo storico dei terremoti riporta, infatti, solo due eventi nel Nord della Sardegna, entrambi di magnitudo inferiore a 5 (nel 1924 e nel 1948); il catalogo strumentale (sismicità degli ultimi 25 anni registrata dalla rete nazionale) riporta solo alcuni eventi nel Tirreno e pochissimi eventi a Sud della Sardegna (come gli ultimi eventi del marzo 2006), tutti eventi di magnitudo inferiore a 5. L'evento sismico più forte in Sardegna, infatti, è stato registrato nel 1948 nella zona tra Castelsardo e Tempio Pausania; fu un terremoto che provocò solo qualche lieve danno. Nel 2006 alcune scosse avvennero nel Golfo di Cagliari, spaventando la popolazione senza danni. Nella zona presa in esame la situazione è analoga: non è impossibile che si verifichi qualche scossa leggera ma la probabilità è molto bassa. Si tratta, insomma, di eventi di bassa energia, e infrequenti.

4.2 Azione sismica

Vengono di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione dell'azione sismica sulla struttura in esame, in accordo alle specifiche definite al capitolo 3.2 e 7.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni. In particolare, gli spettri elastici considerati si basano sui dati e le correlazioni definite per il reticolo di riferimento così come definito nell'allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Nei confronti delle azioni sismiche, 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);
- Stato Limite di Danno (SLD).

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).



Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente.

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

Tabella 3.2.I delle NTC2018

Le NTC introducono il concetto di nodo di riferimento di un reticolo composto da 10751 punti in cui è stato suddiviso l'intero territorio italiano. Le stesse NTC forniscono, per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_r considerati dalla pericolosità sismica, tre parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno (espressa in g/10);
- F_o = 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.

4.2.1 Categoria di sottosuolo

In base a quanto attualmente esposto delle "Norme tecniche per le costruzioni" del D.M. 17 gennaio 2018, che aggiornano e sostituiscono il precedente D.M. del 14 gennaio 2008, è necessario determinare le azioni sismiche di progetto tramite specifiche analisi di sito o mediante un approccio semplificato che si basa sul calcolo della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) partendo dal piano di posa delle fondazioni. Il valore di $V_{s,eq}$ (in m/s) viene calcolato secondo la seguente espressione:

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

dove h_i e $V_{s,i}$ indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti al disopra del substrato sismico (con $V_s > 800$ m/s), fino a un H massimo di 30 m (V_{s30}).

Le indagini sismiche hanno permesso quindi di ricostruire i seguenti profili sismo-stratigrafici necessari per il calcolo delle $V_{s,eq}$:



PROFILO MASW SM_03		
Strato	SPESSORE medio (hi)	VELOCITÀ media (Vs)
1	1,20 m	150 m/s
2	1,00 m	557 m/s
3	2,60 m	594 m/s
4	2,60 m	482 m/s
5	2,10 m	654 m/s
6	n.d.	>800 m/s

Tabella profilo sismostratigrafico

Dai i dati sopra elencati si evince la presenza di un substrato sismico ($V_s > 800$ m/s) affiorante entro i primi 30 m di profondità e quindi, considerando in via cautelativa il piano di posa delle fondazioni coincidente con il piano campagna, sono stati ricavati i seguenti valori di velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio riferiti ai primi 9,5 m di profondità ($H = 9,5$ m nella precedente espressione):

SM_03: $V_{s,eq}(9,50\text{ m}) = 417$ m/s

Pertanto, sulla base dei valori ottenuti dalla prova effettuata e secondo quanto stabilito dal DM del 17 gennaio 2018, è possibile assegnare al terreno di progetto la seguente categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

		Descrizione
Categoria di Sottosuolo	A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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.

Tabella 3.2.II delle NTC

La categoria di sottosuolo qui riportata fa riferimento a "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”: **Categoria di Sottosuolo “B”**

4.2.2 Condizioni topografiche

Il sito in esame è ubicato in corrispondenza di un contesto antropizzato con inclinazione media inferiore di 15° e pertanto, in base a quanto previsto dal DM del 17 gennaio 2018, Tabella 3.2.III, l'area può essere classificata nella seguente categoria topografica: **Categoria Topografica “T1”**

		Descrizione
Categorie Topografiche	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione $i \leq 15^\circ$;
	T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;
	T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;
	T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

Tabella 3.2.III delle NTC2018

4.2.3 Coefficienti sismici di progetto

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima attesa in superficie (a_{max}) e una forma spettrale ancorata a essa. Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione $a_{max} = SS \cdot ST \cdot a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido (suolo di categoria A) e SS e ST sono rispettivamente il coefficiente di amplificazione stratigrafica e il coefficiente di amplificazione topografica

Amplificazione stratigrafica SS per la componente orizzontale

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T^*C relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali g è l'accelerazione di gravità e il tempo è espresso in secondi. Dalla Tabella 3.2.IV delle NTC il valore di **S_s è pari a 1,2** e quello di **C_c è pari a 1,365** calcolato per SLV.

Categoria di Sottosuolo	S_s	C_c
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_{0A} g / g \leq 1,20$	$1,10 (T_C^*)^{-0,20}$

Estratto dalla Tabella 3.2.IV delle NTC2018

Amplificazione topografica ST

Categoria Topografica	S_T
T1	1,0
T2	1,2
T3	1,2
T4	1,4



Tabella 3.2.V delle NTC2018

Vita Nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella seguente; tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tipi di costruzioni	Valori minimi di V_N (anni)
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 2.4.I delle NTC2018

Nel caso del presente intervento si considera "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari";

$V_N = 50$ anni.

Classe d'uso e coefficiente d'uso

In presenza di azioni sismiche, con lo scopo di valutare le conseguenze di una interruzione di operatività assegnata o di un eventuale collasso della struttura, le costruzioni sono catalogate in 4 classi d'uso a cui corrisponde un valore del coefficiente d'uso C_U per la definizione dell'azione sismica; in particolare, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise nelle classi d'uso previste dal § 2.4.2 delle NTC2018. All'opera in oggetto viene assegnato una Classe d'uso III: 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".

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella sottostante: $C_U = 1,0$

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

Tabella 2.4.II delle NTC2018

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione a un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U ; pertanto, con riferimento a quanto esposto ai paragrafi precedenti risulta che: $V_R = V_N$ (Vita nominale) $\times C_U$ (Classe d'uso) = $50 \times 1,0 = 50$ anni.



4.2.4 Azione sismica locale e spettro di risposta elastico

Per descrivere la pericolosità sismica in un sito con precisione sufficiente, sia in termini geografici che in termini temporali, nonché nei modi previsti dalle NTC, i risultati dello studio di pericolosità sismica devono essere forniti in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC.

Stati Limite		TR (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (sec)
Stati limite d'esercizio SLE	SLO	30	0,043	2,527	0,257
	SLD	50	0,055	2,504	0,270
Stati limite ultimi SLU	SLV	475	0,120	2,620	0,297
	SLC	975	0,150	2,615	0,307

Tabella dei valori dei parametri a_g , F_0 , T_C : variabilità col periodo di ritorno TR.

4.2.5 Parametri sismici di progetto e spettri di risposta elastici

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . I coefficienti sismici vengono riportati nella seguente tabella i cui parametri sono stati determinati per il sito relativo alla Regione Sardegna (ED50) con GeoStru PS <http://www.geostru.com/geoapp>:

L'analisi territoriale (basata sui dati acquisiti) ha definito le forme spettrali previste dalle NTC/2018, definito i parametri a_g (accelerazione orizzontale massima del terreno), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale), e T_c (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), l'accelerazione massima attesa del sito a_{max} e i coefficienti sismici di accelerazione orizzontale k_h e verticale k_v .

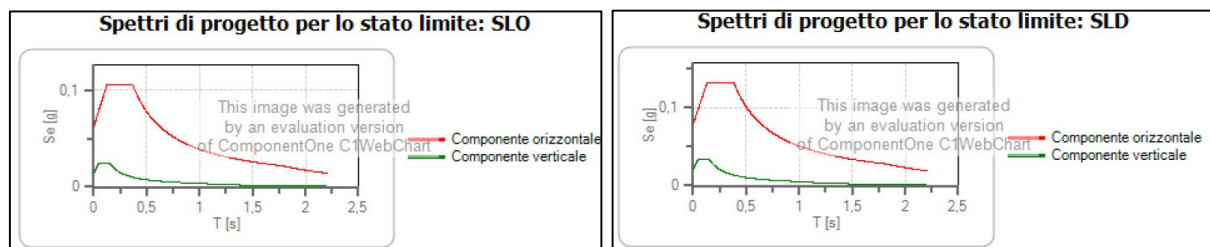


Figura 6 – Spettri di risposta elastici per gli Stati Limite di Esercizio

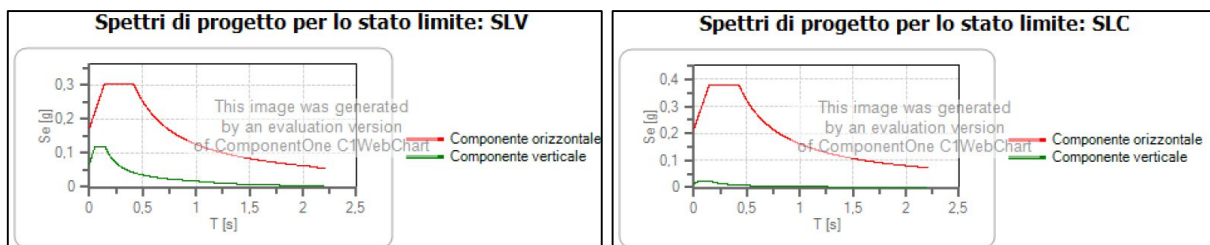


Figura 7 – Spettri di risposta elastici per gli Stati Limite Ultimi -

Stato Limite	S _s (-)	C _c (-)	St (-)	T _B (s)	T _c (s)	T _d (s)
Operatività (SLO)	1,200	1,440	1,200	0,123	0,370	0,773
Danno (SLD)	1,200	1,430	1,200	0,123	0,370	1,773
Salvaguardia della vita (SLV)	1,200	1,400	1,200	0,139	0,416	2,081
Prevenzione dal collasso (SLC)	1,200	1,390	1,200	0,142	0,426	2,202

Tabella dei Coefficienti sismici del sito di progetto per i diversi stati limite – Componente Orizzontale

Stato Limite	S _s (-)	T _B (s)	T _c (s)	T _D (s)
Parametri dello spettro di risposta elastico verticale	1,200	0,050	0,150	1,000

Tabella dei Coefficienti sismici del sito di progetto per i diversi stati limite – Componente Verticale

Stato Limite	Kh (-)	Kv (-)	Amax (m/s ²)	Beta (-)
Operatività (SLO)	0,000	--	0,612	--
Danno (SLD)	0,037	0,019	0,773	0,470
Salvaguardia della vita (SLV)	0,066	0,033	1,698	0,380
Prevenzione dal collasso (SLC)	0,000	--	2,124	--

Tabella dei Coefficienti sismici del sito di progetto per i diversi stati limite – Amax, Kh e Kv



5 DETTAGLI PROGETTUALI

5.1 Stato dei Luoghi

Attualmente la zona di Sa Tregonaja interessata dal presente progetto definitivo di messa in sicurezza, si presenta in avanzato stato di degrado. Sia la viabilità pedonale di accesso alla fonte che il versante gradonato al di sotto dell'edificato al di sopra della fonte stessa, presentano un grave stato di ammaloramento, rappresentando un rischio per la fruizione pubblica. Il tratto di costone posto in prossimità della fonte è stato oggetto di crollo nell'anno 2017 e a seguito di tale evento sono state messe in opera delle strutture di contenimento assolutamente provvisorie in corrispondenza di un piazzale di proprietà privata.



Figura 8 – Opere provvisorie di contenimento al di sotto del piazzale privato, in prossimità della fonte

Il muro di contenimento del primo e non definitivo consolidamento, parte dalla zona della fonte sopra citata, per poi proseguire lungo tutto il lato del percorso pedonale, fino ad arrivare alla parte carrabile della via. Esso è stato eseguito in muratura a blocchi in cls di spessore 30 cm, posati molto probabilmente su un getto di magrone a sacco.

Con il tempo la stabilità del manufatto è divenuta precaria a causa delle spinte del terreno soprastante, determinando dei cedimenti del muro in diversi tratti lungo il percorso, che attualmente



risulta transennato e inaccessibile al pubblico. La strada pedonale stessa risulta interessata da cedimenti nel bordo di valle, evidenziati da aperture longitudinali.



Figura 9 – Muretto di contenimento e percorso pedonale con le lesioni

5.2 Stato di Progetto

L'intervento in progetto prevede la messa in sicurezza della porzione di viabilità pedonale pubblica dell'area dell'antica fonte di Sa Tregonaja per una valorizzazione e fruibilità del bene pubblico, che a seguito di fenomeni naturali di dissesto dei versanti, risulta a oggi, in condizione di forte degrado e rischio per la pubblica incolumità. Inoltre, è previsto il consolidamento del tratto di versante di monte presso la fonte stessa.

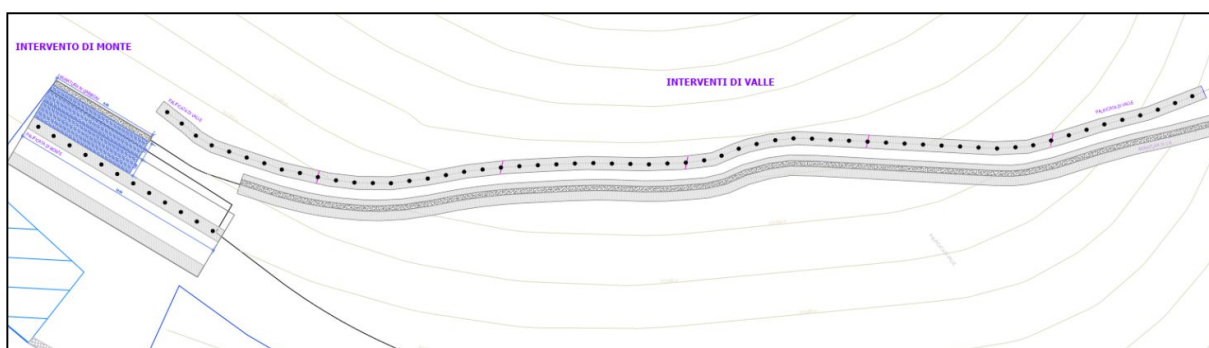


Figura 10 – Planimetria delle zone di intervento previste dal progetto – Interventi di monte e interventi di valle

A tale scopo sono stati previsti nel presente Progetto Definitivo le seguenti opere di consolidamento:

Intervento di monte – Palificata di consolidamento di monte presso fonte

Per la sola parte interessata dal crollo in prossimità della fonte, poiché il tratto in questione si trova all'interno di un piazzale carrabile, verrà posizionata una palificata per una lunghezza di circa 12 metri mediante micropali posti ad un interasse di 1 metro collegati fra loro mediante una trave in c.a. di sezione 0,70 x 0,70 metri. Immediatamente a valle della palificata verranno posizionate delle gabbionature contenute, alla base, da una muratura in csl.

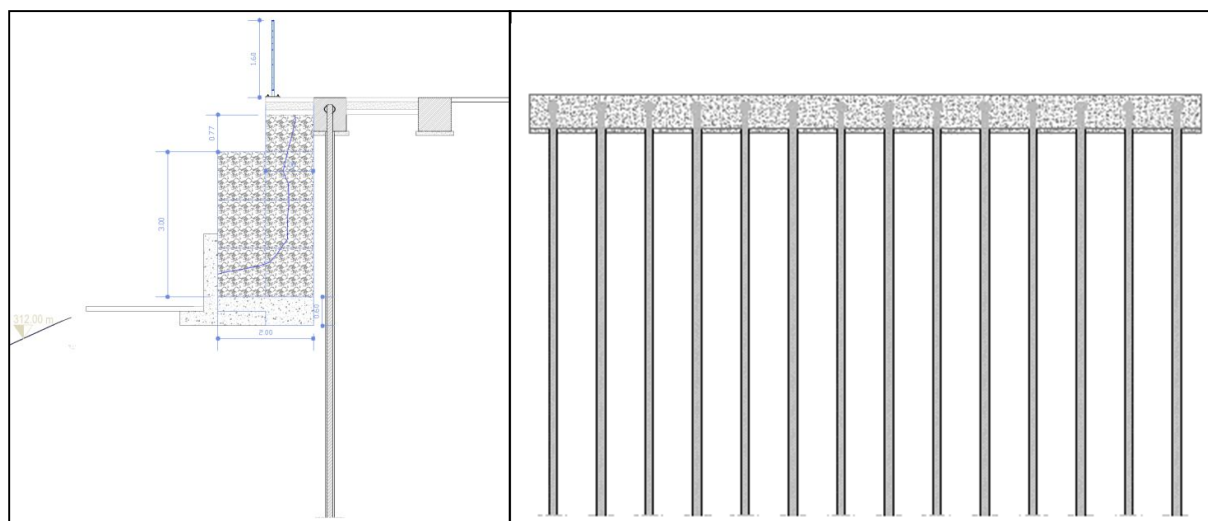


Figura 11 – Palificata di monte con gabbioni e contenimento in csl – Sezione trasversale e longitudinale.

Intervento di valle – Palificata di consolidamento di valle e nuovo muro di contenimento

Al fine di stabilizzare il pendio oggetto dei movimenti rilevati il progetto prevede la realizzazione di una palificata per una lunghezza di circa 60 metri mediante micropali posti ad un interasse di 1 metro collegati fra loro mediante una trave in c.a. di sezione $0,70 \times 0,70$ metri realizzata subito a valle del percorso. La trave sarà ulteriormente ancorata a monte attraverso tiranti della lunghezza di 12 m con passo pari a 3 metri. Alla stessa verrà affiancato a monte un muro di contenimento in c.a. che fungerà anche da muro di confine

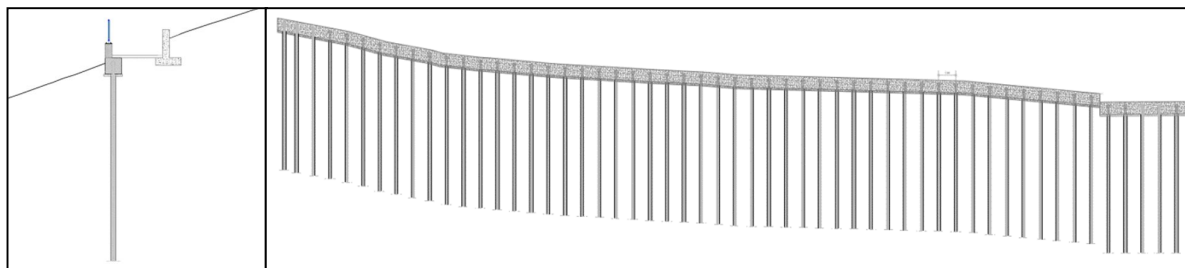


Figura 12 – Palificata di valle lungo il camminamento pedonale – Sezione trasversale e longitudinale.

Intervento di valle – Nuova struttura pedonale

Al fine di ripristinare la funzionalità di passaggio pedonale in piena sicurezza, il progetto prevede la realizzazione di una nuova pavimentazione pedonale mediante soletta in c.a. di spessore 10 cm con rete elettrosaldata. La stessa verrà ricoperta mediante pavimentazione pedonale. Il percorso sarà delimitato a valle da una recinzione in acciaio di altezza pari a 1,1 metri posizionata sopra un muretto di cls di altezza 0,60 metri. A monte sarà presente il muro di contenimento di altezza 1,20 m con sovrapposta una recinzione.

6 RELAZIONE GEOTECNICA

6.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche strutturali delle strutture di contenimento costituite dai micropali, muri di contenimento e gabbionate in pietrame, fanno parte integrante degli elaborati progettuali a cui si accompagna il presente Studio di Compatibilità Geologica e Geotecnica.

Sulla base di numerosi dati bibliografici a disposizione degli scriventi, sulle prove effettuate e sui dati restituiti dalle prove di laboratorio condotte sui materiali prelevati in situ, è stato ritenuto opportuno restituire un modello geotecnico adeguato alle finalità progettuali, accorpando in un unico strato geotecnico i terreni di copertura del substrato marnoso e marnoso calcareo. Al di sotto degli stessi la modellazione geotecnica ha restituito gli attributi fisico meccanici della formazione litoide.

Le elaborazioni delle prove di laboratorio, estese al volume di terreno di copertura al di sopra del substrato lapideo marnoso calcareo, coerentemente con il modello sismostratigrafico generato dall'andamento delle velocità delle onde S rilevate dalla prova sismica in tecnica MASW, e dal modello della tomografia sismica, ha permesso una correlazione con la successiva attribuzione di valori significativamente rappresentativi ai fini di una distribuzione areale degli attributi geotecnici dei volumi interessati. Tali correlazioni sono state necessarie per una ricostruzione del modello geotecnico, utile, quest'ultimo, a dimensionare correttamente le opere progettuali previste e finalizzate alla realizzazione delle opere di consolidamento mediante palificata e muri di contenimento.

Le seguenti caratteristiche geotecniche, ritenute proprie degli orizzonti investigati sono da considerarsi cautelative dal punto di vista numerico considerata, nell'elaborazione, la natura esclusivamente granulare dei terreni di copertura investigati.

- 1) **da 0,00 m a 4,20 m** Depositi granulari poco addensati - $DR_{(T\&P)} =$ Sciolta, $DR_{(G\&H)} = 15\%-35\%$.

Tipologia	Descrizione	Valori e descrittori
γ	Peso di volume	16,67 kN/m ³ (1,70 g/cm ³)
γ_{Sat}	Peso di volume saturo	18,14 kN/m ³ (1,85 g/cm ³)
ϕ'	Angolo di attrito efficace	27°
C	Coesione	0
Classificazione	UNI EN 11531-1	A4-4
Classificazione	Agi 1977	Ghiaia con sabbia limo argillosa

Tabella dei parametri geotecnici delle coperture

- 2) **Oltre 2,50 m** Substrato roccioso alterato



La prova è rivolta alla determinazione di un indice di resistenza per la classificazione e la caratterizzazione dei materiali rocciosi. Il valore numerico ricavato con il Point Load Test (Point Load Strength Index) è un indice di resistenza a un carico puntuale che presenta buona correlazione con la resistenza alla compressione monoassiale della roccia. Per la valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso marnoso calcareo, si è fatto riferimento proprio alle succitate prove di laboratorio condotte su spezzoni di roccia prelevate dal sondaggio SG_01 e usato la classificazione di Bieniawski che si basa sul rilievo, in campagna, di sei parametri, A1 resistenza a compressione uniassiale, A2 indice RQD (Rock Quality Designation Index), A3 spaziatura delle discontinuità, A4 condizioni delle discontinuità, A5 condizioni idrauliche e A6 orientamento delle discontinuità.

Da questi sei parametri si ricava l'Rock Mass Rating (RMR, Bieniawski) e con le dovute correzioni apportate da Romana nel 1985 lo Slope Mass Rating (SMR).

L'RMR, nella pratica, viene differenziato come:

$$\text{RMR di base} = \text{RMRb} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$$

$$\text{RMR corretto} = \text{RMRc} = (A1 + A2 + A3 + A4 + A5) + A6$$

A1 resistenza a compressione uniassiale:

A1 si può ricavare sia da prove di laboratorio (Point Load Test), sia da prove di campagna mediante sclerometro o da prove speditive (Standard ISRM), definendo la resistenza a compressione uniassiale S_u . La resistenza a compressione uniassiale S_u , nel nostro caso, è stata ottenuta attraverso prove di laboratorio i cui certificati sono allegati al presente elaborato. Dato un valore medio di I_s tra quelli rimasti dopo aver eliminato i valori più alti e i valori più bassi (Raccomandazioni ISRM), di 0,95 MN/m², il valore di S_u risulta essere di $S_u = K I_s = 13,3$.

Il valore di A1 è stato calcolato con la seguente equazione per un $S_u = (<=44,5)$:

$$A1 = \frac{4}{44,5} S_u + 1$$

Coefficiente A1 = 2

A2 indice RQD (Rock Quality Designation Index):

$$A2 = \frac{2}{12,4} \text{RQD} + 1,71$$

Dal rilevamento di campagna, si ricava un valore di RQD pari a 30 ($26,5 \div 39$) che restituisce un valore del coefficiente A2 pari a 5;

A3 spaziatura delle discontinuità:



Una volta calcolata la spaziatura media, cioè la distanza media tra due discontinuità adiacenti, è possibile ricavare il valore del coefficiente A3, mediante la seguente relazione:

$$\text{SPAZIATURA } s \text{ (m)} = 0,4 \div 0,66$$

$$A3 = 7,752 s + 5,9$$

per cui abbiamo un valore di A3 pari a 9

A4 condizioni delle discontinuità:

Determinare dalle tavole di classificazione di Beniaowski il valore numerico relativo alla condizione delle discontinuità, invece, risulta molto soggettivo. Perciò per valutare correttamente A4 conviene procedere sommando alcuni parametri numerici attribuibili alla persistenza del giunto, all'apertura del giunto, alla rugosità dello stesso, all'alterazione delle pareti, e al materiale di riempimento:

V1 – Persistenza del giunto 1÷3 m=4

V2 – Apertura del giunto 1÷5 mm=1

V3 – Rugosità del giunto rugosa=5

V4 – Alterazione delle pareti. Mediamente alterate=3

V5 – Riempimento delle discontinuità < 5mm compatto=4

$$A4 = V1 + V2 + V3 + V4 + V5 = 17$$

A5 condizioni idrauliche:

Questo valore viene derivato dalle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10 m. Dalle tabelle fornite da Beniaowsky si ottiene, a favore di sicurezza:

Venute d'acqua= <10 l/min

Condizione= umida

Coefficiente A5 = 10

Per cui si ha RMR b= 43,0

A6 orientamento delle discontinuità:

Per l'orientamento delle discontinuità si applica un coefficiente di correzione A6, a seconda che si tratti di gallerie o fondazioni:

Fondazioni = Favorevole

$$A6 = -2$$

Attribuiti tutti i coefficienti, sulla base del valore RMRc calcolato si identificano 5 intervalli a cui corrispondono 5 classi di ammasso roccioso e altrettante valutazioni di qualità della roccia:



RMRc	100 - 81	80 – 61	60 - 41	40 - 21	<= 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buono	Buono	Mediocre	Scadente	Molto scadente

Tabella della qualità della roccia

Il valore totale RMR = 41,0 che definisce dalla classificazione tecnica un ammasso mediocre.

Sulla base dell'RMR si possono ricavare i parametri di resistenza dell'ammasso:

$$\text{coesione } c \text{ (kPa)} = 3,625 \text{ RMRc}$$

$$\text{angolo di attrito } \varphi' = 25 (1 + 0,01 \text{ RMRc}) \text{ per RMRc} > 20$$

$$\text{angolo di attrito } \varphi' = 1,5 \text{ RMRc per RMRc} < 20$$

Tipologia	Valori
γ	19,12 kN/m ³ (1,95 g/cm ³)
γ_{Sat}	19,61 kN/m ³ (2,00 g/cm ³)
φ'	35°
C'	148,62 kN/m ² (1,52 Kg/cm ²)

Tabella dei parametri geotecnici dell'ammasso roccioso

7 ANALISI DEGLI INTERVENTI

Come già citato, gli interventi di messa in sicurezza dell'area Sa Tregonaja interessano un tratto di viabilità pubblica che, ad oggi, presenta segni di cedimento del versante su cui si estende per circa 80 metri e le cui condizioni di degrado hanno reso necessaria l'esigenza di un intervento che potesse restituire l'area alla pubblica fruizione.

Di seguito verranno analizzate le condizioni di pericolosità attualmente presenti attraverso un'analisi di stabilità della porzione di versante in cui insiste la strada oggetto della messa in sicurezza attraverso il consolidamento previsto dal progetto (verifica *ex ante*). Successivamente a tale valutazione è stata fatta l'analisi di stabilità inserendo nel modello di calcolo gli elementi del consolidamento costituita dalla palificata di consolidamento di valle (micropali e tiranti) con il nuovo muro di contenimento del versantino soprastante, la palificata di consolidamento (micropali, tiranti e gabbionate) di monte presso la fonte e la realizzazione della nuova struttura pedonale, finalizzata al ripristino della funzionalità pedonale in piena sicurezza (verifica *ex post*). Le analisi hanno tenuto in considerazione la porzione di pendio coerente con il modello geotecnico fornito, scaturito dalle prove in situ e di laboratorio sui materiali costituenti il modello. Le verifiche, in allegato al presente studio, sono state condotte tramite il modello di calcolo di Morgenstern - Price (1965), risultato quello maggiormente più cautelativo.



7.1 Profili di verifica

Per le verifiche di stabilità delle porzioni di versante interessate dagli interventi di consolidamento, sono state scelte due sezioni passanti per le opere in progetto.

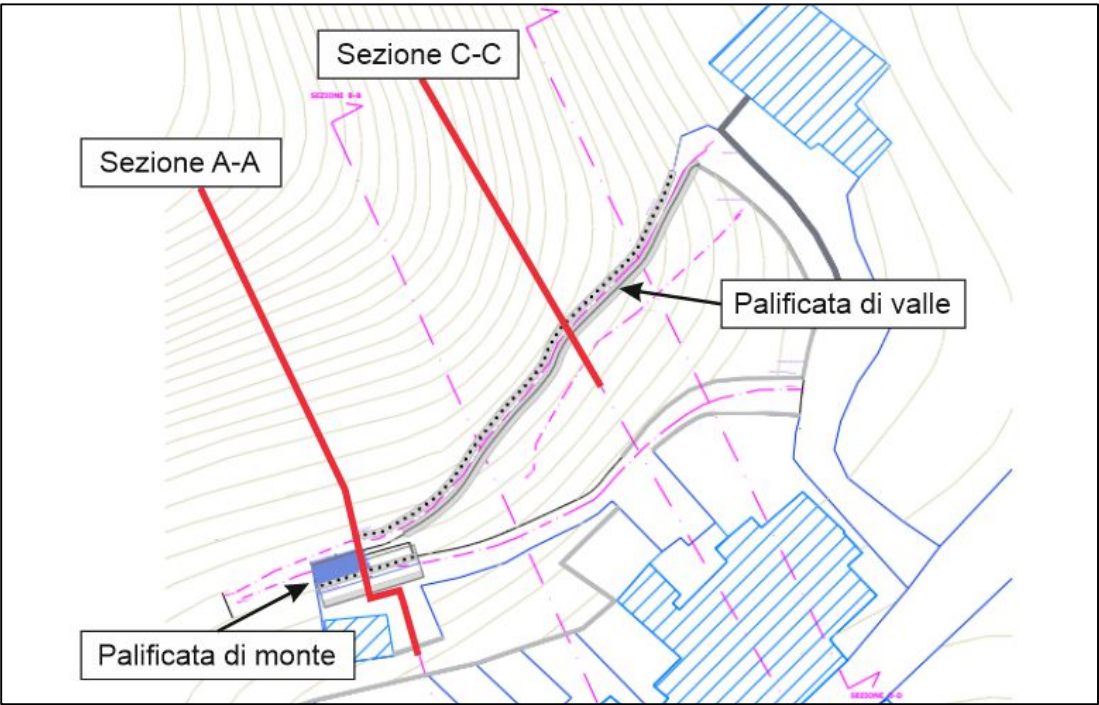


Figura 13 – Planimetria interventi – Sezioni per le verifiche di stabilità

7.2 Analisi Ex Ante

La verifica di stabilità ex ante ha restituito valori del coefficiente di sicurezza minimo pari a (**FS**) = **0,8108** per il profilo A-A (versante di monte), coerentemente con le evidenze dei cedimenti del piccolo versante al di sotto del piazzale.

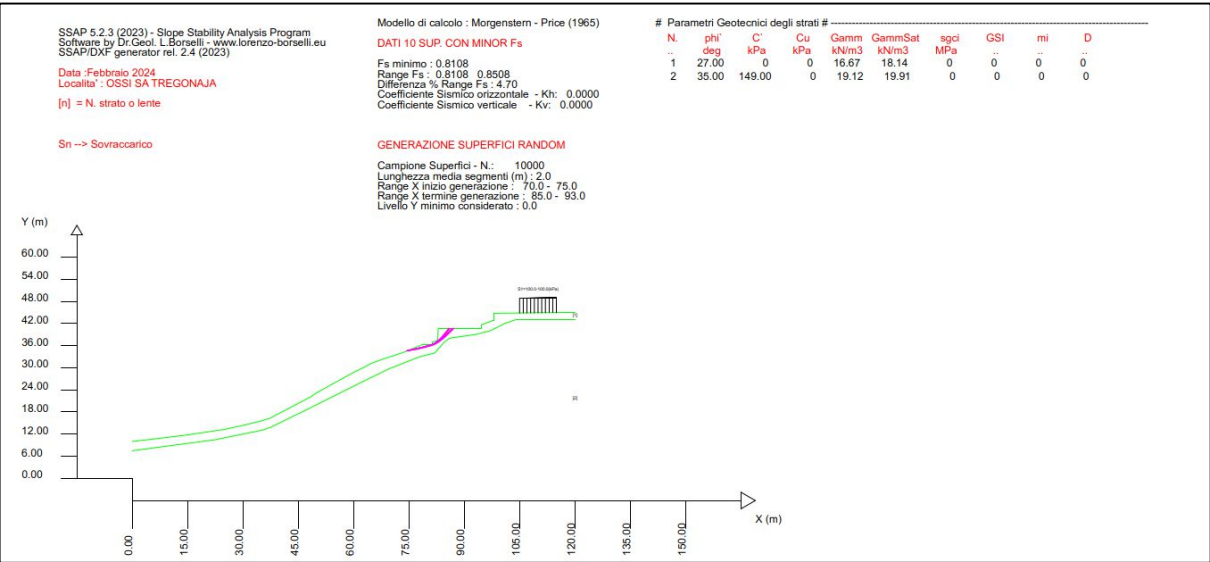


Figura 14 – Analisi ex ante - Profilo A-A

Per il profilo C-C (versante di valle), anche in questo caso ragionevolmente coerente con i cedimenti visibili lungo la strada., il modello ha restituito un coefficiente di sicurezza minimo pari a **(FS) = 0,9272**.

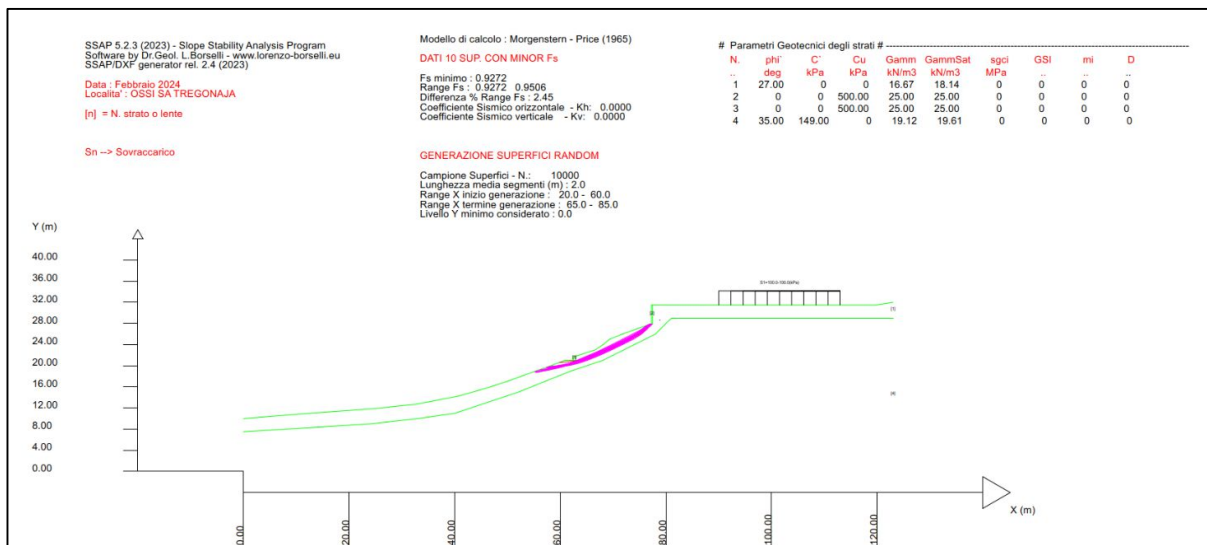
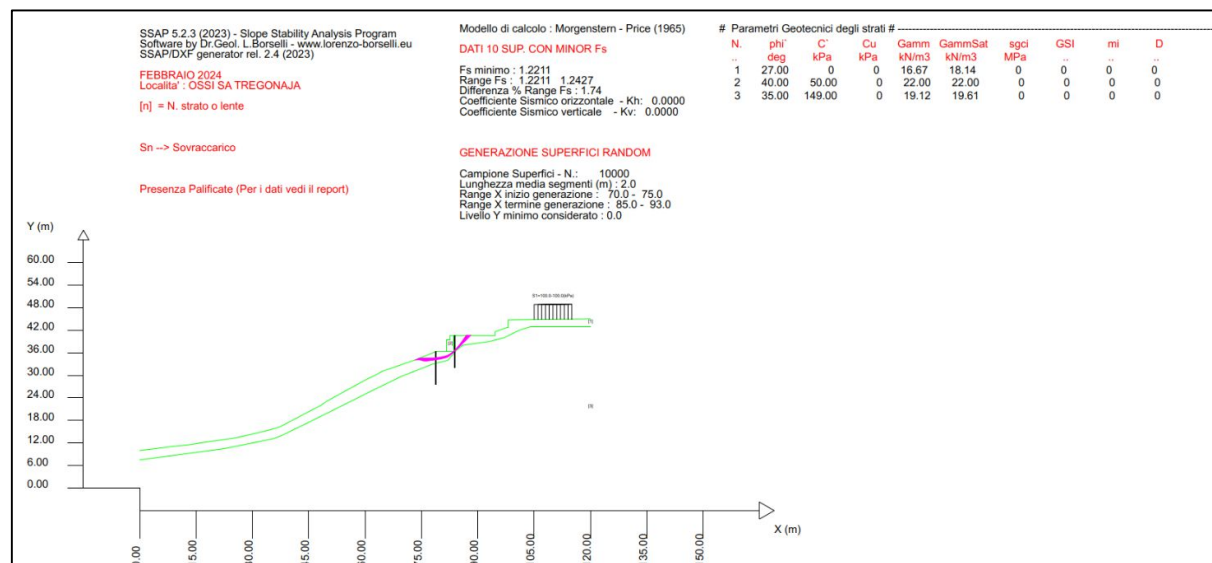


Figura 15 – Analisi ex ante - Profilo C-C

7.1 Analisi Ex Post

La verifica di stabilità ex post, imponendo al profilo gli interventi di progetto, ha restituito valori del coefficiente di sicurezza minimo pari a **(FS) = 1,2211** per il profilo A-A (versante di monte).



Per il profilo C-C (versante di valle), il modello ha restituito, per la verifica ex post, un coefficiente di sicurezza minimo pari a **(FS) = 1,2595**.

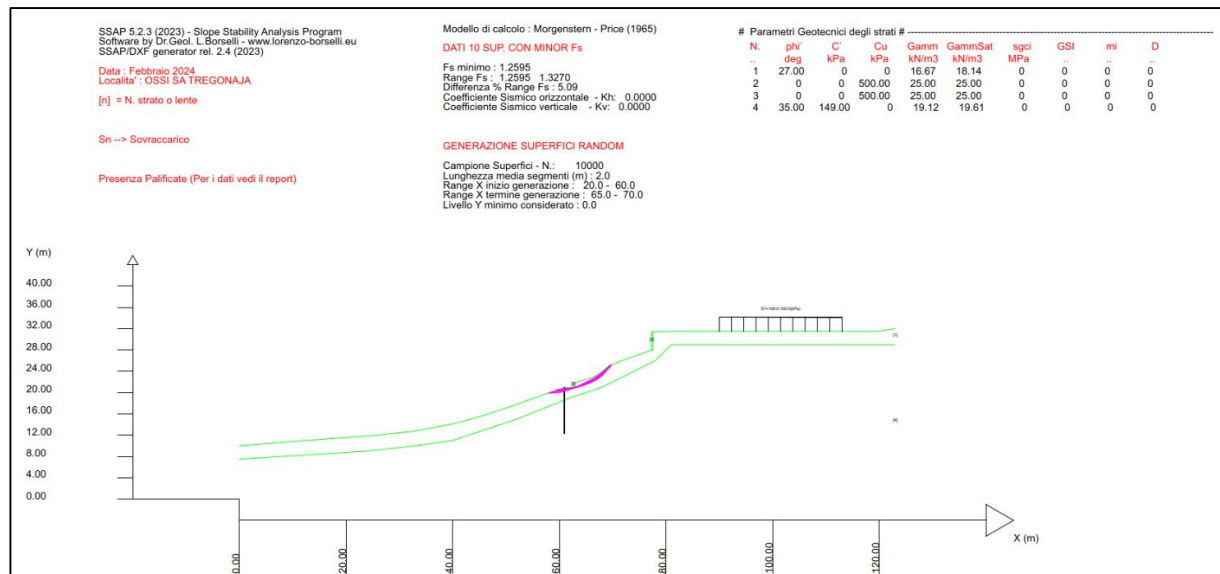


Figura 17 – Analisi ex post - Profilo C-C



8 COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E GEOTECNICA

8.1 Analisi disposizioni e vincoli (PAI Sardegna)

Per quanto attiene al Piano di Assetto Idrogeologico – Pericolosità da frana, con deliberazione n. 1 del 16.06.2015, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino ha approvato in via definitiva la variante al Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico (PAI) relativa al sub-bacino Coghinas – Mannu - Temo (sub-bacino 3) in cui ricade interamente il Comune di Ossi. Le varianti proposte e adottate dallo "Studio di dettaglio e approfondimento del quadro conoscitivo della pericolosità e del rischio da frana nel Sub Bacino n°3 Coghinas – Mannu – Temo", inquadrano gli inserimenti progettuali delle opere di consolidamento e messa in sicurezza in progetto, in area parzialmente coperta da una perimetrazione contraddistinta da elevata pericolosità da frana – Hg3.

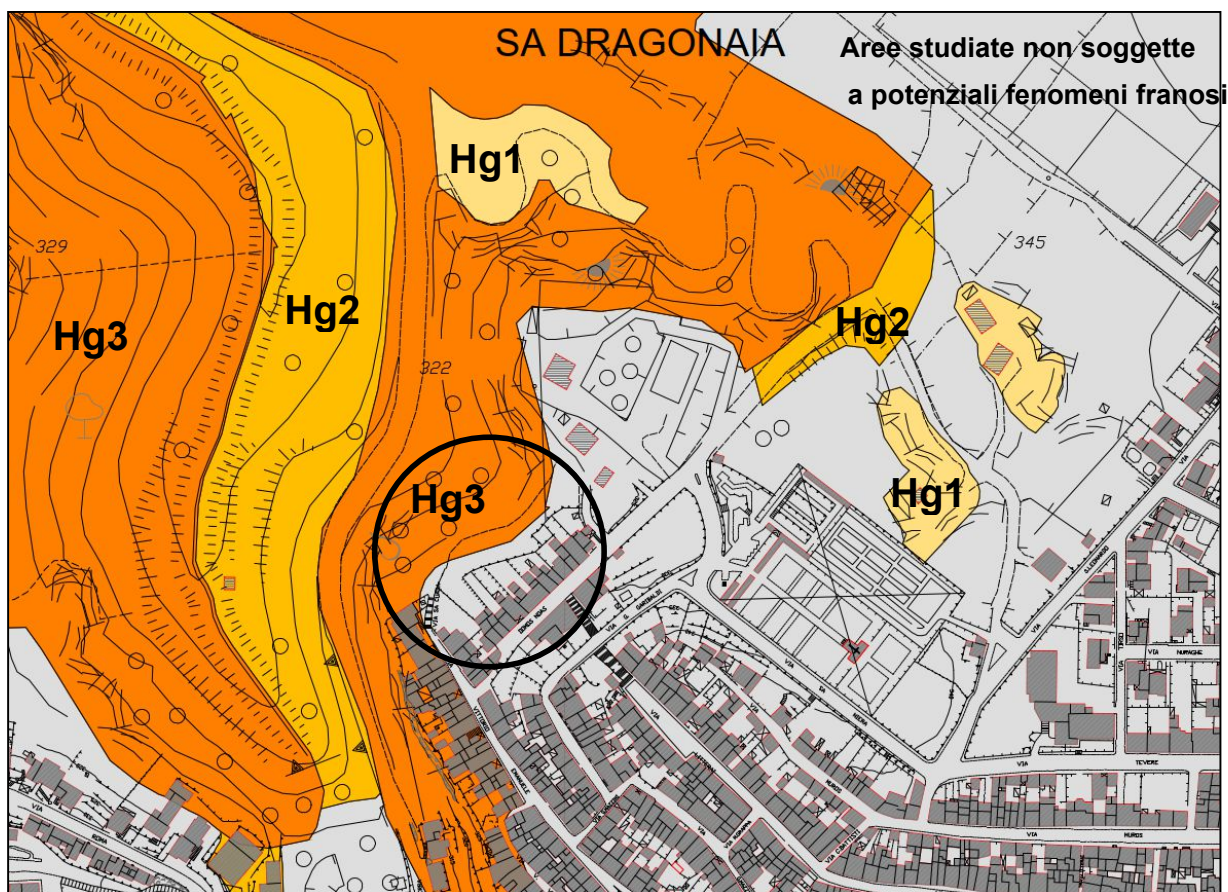


Figura 18 – Perimetrazione PAI – Classe di Pericolosità elevata da frana Hg3 – Art.8 Comma 2bis – sito in esame.

È stato per questo predisposto il presente studio di compatibilità geologica e geotecnica così come previsto dalle NTA del PAI in applicazione dell'art. 23 comma 6 lettera b, nel rispetto dell'Art. 25 e predisposto secondo i criteri indicati nell'Allegato F e fa riferimento alla disciplina delle aree a pericolosità da frana elevata Hg3, di cui all'Art.32 delle Norme di Attuazione, classe in cui ricadono

gli interventi di sistemazione del versante oggetto di un primo intervento non risolutivo e di consolidamento dei muri e del camminamento pedonale esistente.

Per quanto concerne il pericolo idraulico, il lotto oggetto di studio, non ricade in aree perimetrate dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, e dal Piano Stralcio Fasce Fluviali.

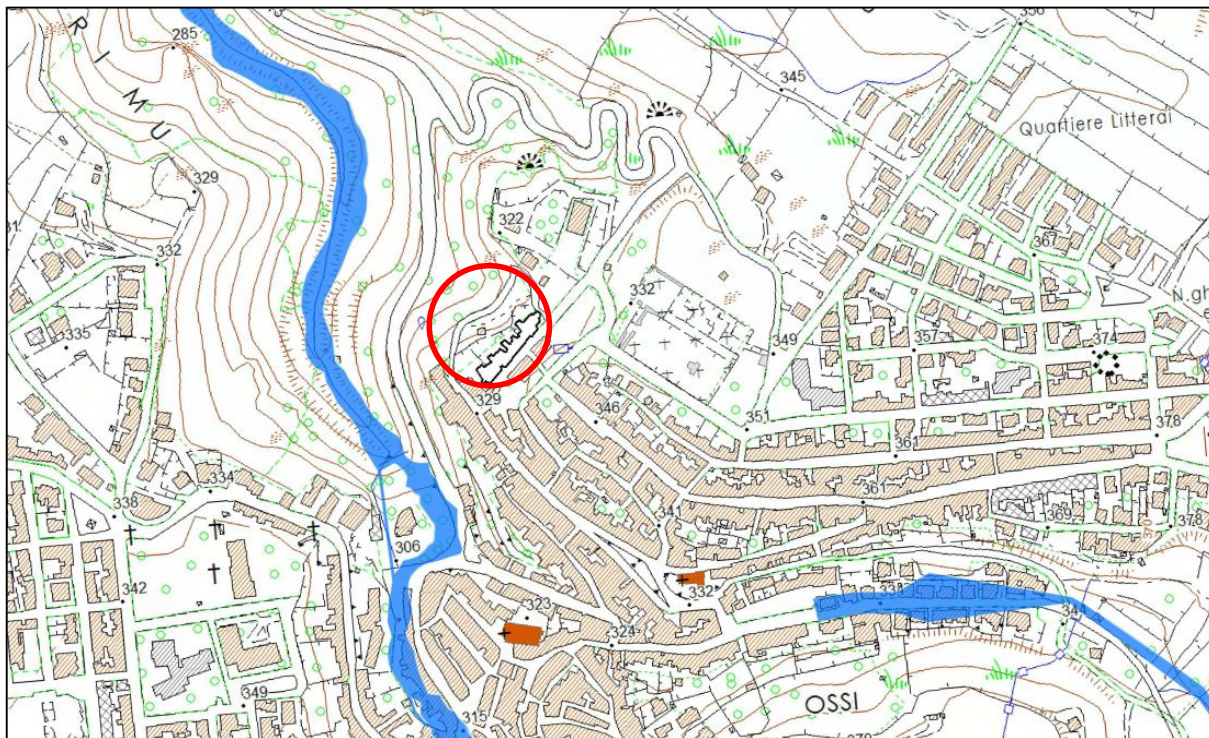


Figura 19 – Piano stralcio d'Assetto Idrogeologico – Pericolosità Idraulica Art.8 Comma 2bis – Comune di Ossi

8.2 Coerenza del progetto con le previsioni e le norme del PAI

Lo studio di compatibilità geologica e geotecnica, oggetto del presente lavoro, si inserisce in un progetto che vede una serie di interventi finalizzati alla messa in sicurezza dell'area di Sa Tregonaja e che si esplicheranno con la realizzazione di palificate tirantate di consolidamento e muri e gabbionate di contenimento localizzati in prossimità dell'antica fonte omonima e lungo un camminamento pedonale che collega la viabilità soprastante e la zona della fonte stessa.

Tali interventi risultano coerenti con le finalità e articolazioni previste in generale dal Titolo II - Prevenzione dei pericoli e dei rischi idrogeologici nel bacino idrografico unico Regionale.

In particolare le azioni in progetto risultano coerenti con quanto previsto dall'**Articolo 18** – “*Sistemazione dei versanti*” in cui la Regione Sardegna, approva per l'intero bacino idrografico regionale disposizioni e norme tecniche per specificare le indicazioni del PAI in materia di interventi strutturali per la sistemazione dei versanti in funzione delle esigenze di prevenzione verso i pericoli di frana e nuove situazioni di rischio da frana (**comma 1**) e che prevede al **comma 2** la sistemazione dei versanti come operazioni finalizzate a garantire condizioni di stabilità e tutela dell'equilibrio geostatico e geomorfologico dei terreni, impedendo l'erosione del suolo, riducendo la velocità dei deflussi idrici superficiali.

Inoltre, il successivo Articolo 19 – “Manutenzione dei versanti. Criteri generali per i movimenti di terra” al **comma 1** garantisce l'approvazione, per l'intero bacino idrografico regionale, di disposizioni e norme tecniche per la manutenzione dei versanti in funzione delle esigenze di prevenzione verso i pericoli di frana e nuove situazioni di rischio da frana e determina al **comma 2** che la manutenzione dei versanti è finalizzata a ridurre o eliminare la probabilità di frane di piccole dimensioni e a mitigare gli effetti di fenomeni di più rilevante estensione attraverso interventi sul territorio, sulle infrastrutture e sulle opere di difesa esistenti. In particolare, lo stesso articolo 19 al **comma 3** specifica che “*gli interventi di manutenzione dei versanti*” si esplicano anche attraverso la “*riabilitazione delle opere di difesa lesionate o inefficienti*” così come riportato dalla **lettera e**.

L'area interessata dagli interventi è ubicata in una zona morfologicamente caratterizzata da versanti con un'inclinazione media superiore al 15% e collocata a una quota di circa 320 metri s.l.m. Da tale quota il pendio digrada in maniera costante, raggiungendo, con l'interruzione della strada di ingresso al paese, la valle in cui scorre il Rio Pizzinnu, a circa 70 – 80 metri più in basso.

Le aree in oggetto, parzialmente inserite in classe di pericolosità elevata da frana risultano interessate da un diffuso dissesto naturale che si evidenzia proprio lungo la strada pedonale e sui muretti di contenimento che suddividono i vari terrazzamenti in cui è suddiviso il versante.

Tale studio è funzionale alla definizione e alla verifica delle possibili trasformazioni ed effetti che gli interventi progettuali proposti, e ivi illustrati, possono portare come conseguenza della loro realizzazione in relazione ai livelli di pericolosità del territorio in esame. La compatibilità degli impatti delle opere previste si esplicita attraverso la coerenza delle condizioni geolitologiche, strutturali e delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni e delle formazioni presenti con le finalità indicate dalle Norme d'Attuazione del PAI.

Le Norme di Attuazione del PAI, al Capo III, disciplinano le attività nelle aree di pericolosità da frana. L'**articolo 32**, in particolare, dà le indicazioni in merito alle attività consentite nelle aree Hg3. Al **comma 1** lo stesso articolo consente l'attuazione delle attività che, alle medesime condizioni, sono permesse nell'**articolo 31** che disciplina gli interventi in aree a pericolosità da frana molto elevata (Hg4) e in cui, fermo restando quanto stabilito negli **articoli 23 e 25**, in materia di interventi strutturali e non strutturali per il controllo dei dissesti - individuati dal PAI, dal programma triennale



di attuazione o dalle competenti autorità regionali in osservanza di quanto stabilito dal PAI - nelle aree di pericolosità molto elevata da frana sono consentite *“le opere di bonifica e sistemazione dei movimenti franosi, di manutenzione e consolidamento dei versanti, di tutela dei suoli”*, così come previsto al **comma 1, lettera a** dell'**articolo 31** stesso.

Gli interventi previsti per le aree in oggetto, ricadenti all'interno dei lotti in località Sa Tregonaja, nel Comune di Ossi, risultano ammissibili ai sensi del succitato articolo e comma.

8.3 Finalità, effetti ambientali e conseguenze sul territorio degli interventi proposti

L'area sottoposta al presente studio di compatibilità geologica e geotecnica è interessata da un progetto che prevede interventi di messa in sicurezza dei tratti con evidenze di cedimenti, è inquadrata nelle cartografie del Piano stralcio d'Assetto Idrogeologico. In particolare, proprio le zone della fonte e della viabilità pubblica (Via Vittorio Emanuele II) che la collega alla Via Domos Noas, risultano perimetrate come aree a elevata pericolosità da frana (Hg3).

8.3.1 Pericolosità residua

Tale livello di pericolosità è contraddistinto da condizioni in cui sono presenti indizi geomorfologici di instabilità dei versanti o di porzioni di essi e in cui si possono verificare condizioni di forme di dissesto di neoformazione presumibilmente in un intervallo di tempo pluriennale o pluridecennali. Le conseguenze dirette degli interventi previsti dal progetto sono quelle di una riduzione della pericolosità locale in cui le forme di dissesto presenti vengono stabilizzate mediante interventi antropici. È possibile classificare la porzione di versante che subirà gli effetti diretti del consolidamento (post operam) come area a media pericolosità Hg2, come in evidenza dalla Tavola 8 allegata (di cui uno stralcio nella figura sottostante) al presente elaborato in cui è evidenziata la porzione territorio in cui verranno mitigati i livelli di pericolosità geomorfologici.





Figura 20 – Stralcio Tavola 8 – Riduzione della pericolosità da frana – Sa Tregonaja

8.3.1 Danno Potenziale e Rischio

Il Danno Potenziale deriva dall'analisi condotta sul territorio di tutte le categorie di elementi "a rischio" esposti a possibili eventi di natura idrogeologica, in questo caso di carattere esclusivamente geomorfologico. Le tipologie omogenee degli Elementi a rischio(E) a cui fanno riferimento le classi del danno sono riportate nella tabella sottostante e comprendono:

Classi	Elementi	Peso
E1	Aree libere da insediamenti e aree improduttive; zona boschiva; zona agricola non edificabile; demanio pubblico non edificato e/o edificabile	0.25
E2	Aree con limitata presenza di persone; aree extraurbane, poco abitate; edifici sparsi Zona agricola generica (con possibilità di edificazione); zona di protezione ambientale, rispetto, verde privato; Parchi, verde pubblico non edificato; infrastrutture secondarie	0.50
E3	Nuclei urbani non densamente popolati; infrastrutture pubbliche (strade statali, provinciali e comunali strategiche, ferrovie, lifelines, oleodotti, elettrodotti, acquedotti); aree sedi di significative attività produttive (insediamenti artigianali, industriali, commerciali minori); zone per impianti tecnologici e discariche RSU o inerti, zone a cava.	0.75
E4	Centri urbani ed aree urbanizzate con continuità (densità abitativa superiore al 20% della superficie fondiaria); nuclei rurali minori di particolare pregio; zone di completamento; zone di espansione; grandi insediamenti industriali e commerciali; servizi pubblici prevalentemente con fabbricati di rilevante interesse sociale; infrastrutture pubbliche (infrastrutture viarie principali strategiche); zona discarica speciali o tossico nocivi; zona alberghiera; zona campeggi e villaggi turistici; beni architettonici, storici e artistici.	1.00

Tabella descrizione Elementi a rischio

Nel caso in oggetto, sebbene l'area di "Sa Tregonaja" sarebbe dovuta essere ricompresa nella tipologia E2 (Aree con limitata presenza di persone, verde pubblico non edificato; infrastrutture secondarie), rientra nella classe E1 come in evidenza dallo stralcio della Carta del Danno Potenziale del Comune di Ossi (Fonte RAS).

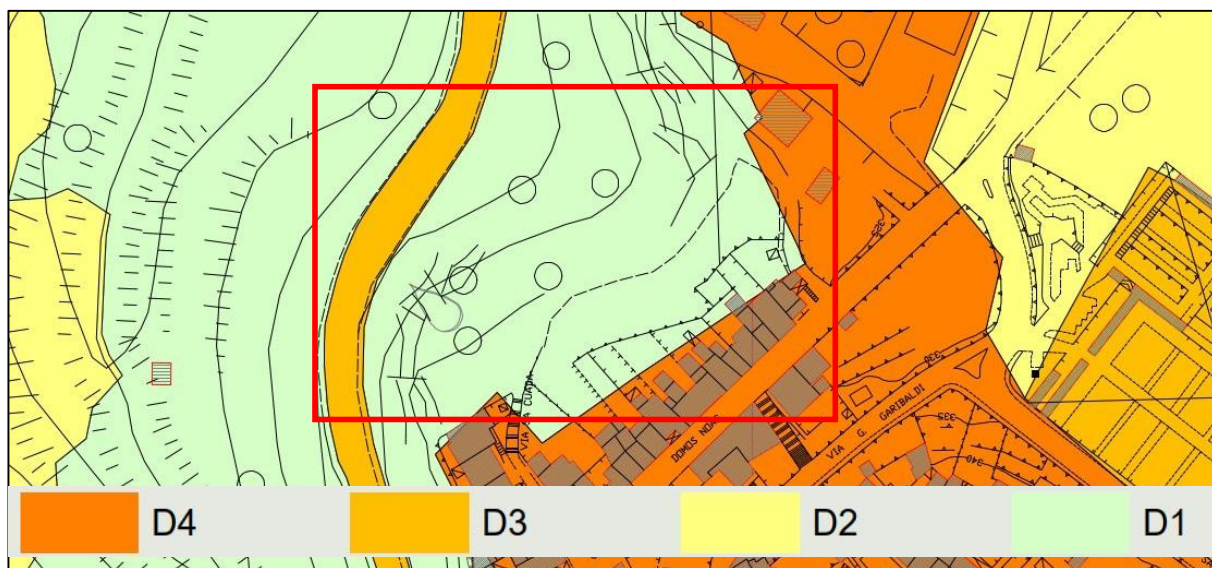


Figura 21 – Stralcio Carta del Danno Potenziale – Comune di Ossi.

La carta del Rischio da Frana, divisa in quattro livelli (Rg1, Rg2, Rg3 e Rg4), definisce del valore del rischio in funzione della pericolosità dell'evento atteso e del danno potenziale espresso come elemento vulnerabile presente. Nel caso in esame si mette in evidenza lo stralcio della Tavola 9 con le classi di rischio presente risultante dalla tabella delle sovrapposizioni tra pericolosità geomorfologiche ed elementi a rischio.

	Hg1	Hg2	Hg3	Hg4
E1	Rg1	Rg1	Rg1	Rg1
E2	Rg1	Rg1	Rg2	Rg2
E3	Rg1	Rg2	Rg3	Rg3
E4	Rg1	Rg2	Rg3	Rg4

Tabella Rischio geomorfologico Rg = Hg E V – Linee Guida PAI



Figura 22 – Stralcio Carta del Rischio

9 CONCLUSIONI

Attraverso i rilevamenti di campagna e le considerazioni geotecniche effettuate è stato possibile determinare le caratteristiche stratigrafiche e strutturali dei terreni interessati dagli interventi progettuali relativi ai “LAVORI di MESSA IN SICUREZZA DELL'AREA SA TREGONAJA” tramite la realizzazione di palificate tirantate al di sotto del camminamento pedonale, ora chiuso e transennato, la realizzazione di muri e gabbionate di contenimento in prossimità dell'antica fonte, all'interno dei limiti amministrativi del Comune di Ossi, in una zona a elevata pericolosità da frana – Hg3.

La situazione, a livello locale, mette in evidenza un quadro privo di problematiche legate a cedimenti che coinvolgono una porzione del versante, in due punti distinti. Tali dissesti gravitativi, infatti, sono contraddistinti da puntuali fenomeni di scivolamenti di contenuti volumi di terreno poco addensato al di sopra del substrato marnoso, probabilmente anche a causa di intense precipitazioni, in mancanza di un drenaggio e di una manutenzione efficaci.

Come da verifiche di stabilità allegate al presente elaborato, la cui sintesi è riportata all'interno della relazione, le opere di messa in sicurezza previste per i tratti in cui si sono evidenziati i fenomeni di dissesto, seppur limitati, hanno la funzione di consolidare la porzione oggetto del dissesto. I coefficienti minimi di sicurezza passano da valori minori di 1 (rapporto tra forze stabilizzanti e forze destabilizzanti) a valori superiori all'unità per entrambi gli interventi (palificata e gabbionate di monte e palificata di valle).

L'analisi effettuata rimanda a considerazioni che possono far ritenere corretta una diminuzione locale dei livelli di pericolosità delle porzioni dei versanti interessate dagli elementi di dissesto risolte dagli inserimenti di elementi stabilizzanti dettagliati dal progetto di messa in sicurezza e dal ripristino della fruibilità delle aree di Sa Tregonaja.



Le considerazioni sulle coperture e sulla formazione lapidea presenti fanno concludere che gli interventi, dimensionati in funzione dei modelli geologici e geotecnici elaborati, non costituiscono aggravio alla situazione di pericolosità o di rischio esistente, in concorso all'assenza di indizi di fenomeni gravitativi in atto o incipienti alla scala del PAI, che interessino lo sviluppo dell'intero versante.

Per le caratteristiche litostratigrafiche presenti e per le peculiarità morfologiche che caratterizzano la porzione di territorio in evidenza, si ritiene inesistente l'interferenza con livelli di falda superficiali.

A livello generale, per quanto attiene l'assetto geomorfologico generale, oggetto di perimetrazione del PAI, si rileva l'assenza di fattori ed elementi concorrenti all'aumento del livello di pericolo da frana, così come intesa dal Piano d'Assetto Idrogeologico.

Le scelte progettuali proposte da mettere in atto per il contenimento e consolidamento dei volumi di terreno ", le caratteristiche tecniche degli inserimenti progettuali e i loro relativi carichi di esercizio, sono da considerarsi ammissibili per l'articolo 31 comma 1, lettera a e conseguentemente per l'articolo 32 comma 1 che disciplina gli interventi in Hg3. Questi ultimi, risultano, altresì, compatibili con quanto previsto dall'articolo 23 comma 9 delle Norme di attuazione, quanto mirati a:

- b) migliorare in modo significativo o comunque non peggiorare le condizioni di equilibrio statico dei versanti e di stabilità dei suoli attraverso trasformazioni del territorio non compatibili;
- c) non compromettere la riduzione o l'eliminazione delle cause di pericolosità o di danno potenziale né la sistemazione idrogeologica a regime;
- h) non interferire con interventi previsti dagli strumenti di programmazione pianificazione di protezione;
- i) adottare per quanto possibile le tecniche dell'ingegneria naturalistica e quelle a basso impatto ambientale;
- l) non incrementare le condizioni di rischio specifico da frana degli elementi vulnerabili interessati ad eccezione dell'eventuale incremento sostenibile connesso all'intervento espressamente assentito;
- n) garantire condizioni di sicurezza durante l'apertura del cantiere, assicurando che i lavori si svolgano senza creare, neppure temporaneamente, un significativo aumento del livello di rischio o del grado di esposizione al rischio esistente;
- o) garantire coerenza con i piani di protezione civile.



L'intervento ricade in un quadro di assoluta compatibilità con il contesto geologico e litostratigrafico locale e risulta in linea con le finalità generali del PAI prescritte nell'art. 1 delle "Norme di attuazione".

Dott. Geol. Mario Alberto Antonini

Dott. Ing. Paolo Marras

