



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU


Presidenza del Consiglio dei Ministri
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ALLA RICOSTRUZIONE
NEI TERRITORI DELLE REGIONI EMILIA-ROMAGNA, TOSCANA E MARCHE



PROVINCIA
DI REGGIO EMILIA

MISURA DI FINANZIAMENTO PER L'INTERVENTO IN OGGETTO - M2C4I2.1.A

Missione 2 – Rivoluzione verde e transizione ecologica

Componente 4 – Tutela del territorio e della risorsa idrica

Investimento 2.1A - Misure per la gestione del rischio alluvioni e la riduzione
del rischio idrogeologico. Interventi in Emilia-Romagna, Toscana e Marche

**LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI OPERA DI CONSOLIDAMENTO E
SOSTEGNO SULLA SP 9 AL KM 20+400 IN COMUNE DI VILLA MINOZZO
CODICE INTERVENTO ER-UBIS-000421- CUP C27H24000080001
- PROGETTO ESECUTIVO -**



IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO

Ing. Valerio Bussei

Dirigente del Servizio Infrastrutture,
Mobilità Sostenibile e Patrimonio

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giuseppe Tummino

Responsabile U.O. Gestione Manufatti
Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile e Patrimonio
Corso Garibaldi, 59
42121 Reggio Emilia
Tel. 0522/444111
E-mail: info@provincia.re.it

IL PROGETTISTA



Ing. Roberto Mellano

SI.ME.TE. srl
Via Treviso, 12 - 10144 Torino
E mail: rmellano@simete.com

CONSULENTI PARTE GEOLOGICA



Dott. Geo. Giuseppe Genovese, Dott. Geo. Davide Pasquale
Corso Duca degli Abruzzi 10 - 10128 Torino
E mail: genovese@genoveseassociati.it

TAVOLA

ge_RIL_01a

SERIE TAVOLE

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO DELLA TAVOLA

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

DATI GENERALI

lavoro

CONSOLIDAMENTO FRANA

file

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

red.

L.R.

contr.

R.M.

data

15/05/2025

scala

—

REVISIONI

dis.

contr.

A

15/05/2025

PRIMA EMISSIONE

L.R.

R.M.

B

C

D

E

Sommario

1	PREMESSA	3
2	RILIEVI E PROVE EFFETTUATE	4
2.1	RILIEVO	4
2.2	PROVE GEOLOGICHE EFFETTUATE	4
2.2.1	<i>Indagini preesistenti</i>	4
2.2.2	<i>Indagini integrative</i>	4
3	INTERVENTI IN PROGETTO	8
3.1	GENERALITÀ	8
3.2	IPOTESI PROGETTUALE INZIALE	8
3.3	INTERVENTO PROGETTUALE DEFINITIVO	8
4	CARATTERISTICHE DEL TERRENO E PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO	13
4.1	GENERALITÀ	13
4.2	INDAGINI GEOGNOSTICHE E PREGRESSE	13
4.3	6.2 STRATIGRAFIA DI DETTAGLIO DEL SITO D'INTERVENTO	14
4.3.1	<i>Modello geotecnico</i>	16
4.4	TOMOGRAFIA DI RESISTIVITÀ ELETTRICA	21
4.5	ANALISI GRANULOMETRICHE PREGRESSE	22
4.6	ASSETTO IDROGEOLOGICO	23
4.6.1	<i>Prove di permeabilità del tipo Lefranc</i>	24
4.7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SEDIME	25
5	VINCOLI PAESAGGISTICI ED AMBIENTALI	27

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica si inserisce nell'ambito dell'incarico da parte della provincia di Reggio Emilia sulla progettazione esecutiva relativa alle opere di sostegno e consolidamento sulla **SP9 al km 20+400** (coordinate 44.3166521173799, 10.46302752879492) **nel comune di Villa Minozzo (Re)**. Si tratta di un fronte collinare soggetto a fenomeno franoso da diversi anni, il quale investe con il suo movimento il ponte che sorpassa il torrente Secchiello. Tale attività di progettazione verrà condotta ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" (nel seguito NTC18).

Si riporta di seguito un estratto di Google Maps:



Estratto Google Maps con ubicazione ponte

La presente relazione viene redatta a corredo del progetto esecutivo.

2 RILIEVI E PROVE EFFETTUATE

In questa prima fase preliminare, su commissione della Provincia di Reggio Emilia, sono stati eseguiti i rilievi dell'area e una serie di prove geologiche atte ad indagare la situazione del sito oggetto di studio.

2.1 Rilievo

Il rilievo è stato effettuato con una tecnica mista GPS + Laser Scanner sfruttando il drone. Questa metodologia di rilievo ha permesso una restituzione in 2D della zona oggetto di interesse e un modello 3D del fronte collinare soggetto a movimento. Per maggiori dettagli sulla restituzione del rilievo si rimanda all'apposito elaborato.

2.2 Prove geologiche effettuate

2.2.1 Indagini preesistenti

Il sito in questione è stato già oggetto di studio fin dal 1991, pertanto la committenza ha messo a disposizione dello scrivente la seguente documentazione:

- *Indagini geologico-tecniche* (Geol. Farioli – settembre 1991);
- *“Indagini geologico-tecniche a supporto del progetto esecutivo”* (Geol. Farioli – gennaio 1996);
- *“Relazione geologica e sismica”* (Studio geologi associati geoLog – luglio 2021)

2.2.2 Indagini integrative

La documentazione di cui al paragrafo precedente è stata integrata con un piano di indagini effettuato tra la fine del 2024 e 2025 di seguito riportate:

- n°5 stendimenti geoelettrici con configurazione polo-dipolo;
- n°1 indagine georadar;
- n°2 sondaggi a carotaggio continuo di profondità pari a 25 e 20 metri, con esecuzione di totali n°16 prove SPT ed attrezzati entrambi a piezo-inclinometro.

L'obiettivo di questa fase di indagine geologica è quello di indagare i seguenti aspetti:

- caratterizzazione geomorfologica, geologica ed idrogeologica dell'area con descrizione del fenomeno franoso in atto;
- -definizione del modello geologico con descrizione dell'assetto litostratigrafico locale;
- -definizione del modello geotecnico con caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni;
- individuazione delle eventuali problematiche geologico-geotecniche connesse alla realizzazione dell'intervento in progetto;
- verifica della compatibilità tra l'assetto geologico e idrogeologico del territorio e le opere in

progetto, nel rispetto delle prescrizioni degli strumenti di pianificazione vigenti.

Dal rilevamento geomorfologico effettuato emerge una notevole complessità del fenomeno franoso in questione. Nella porzione sommitale del versante si osservano delle aree denudate in cui affiora il substrato, probabilmente riconducibili alle primordiali superfici di scivolamento della massa franosa. Nel settore intermedio del corpo di frana sono presenti numerose rotture di pendenza che spezzano la continuità del versante, accentuate inoltre dallo sfruttamento a pascolo; tra ognuna di esse vi è un dislivello di qualche metro. In concomitanza dell'ultima rottura è poi presente una netta scarpata impostata su più livelli che si raccorda alla viabilità presente. A valle il corpo di frana termina bruscamente in corrispondenza della profonda incisione ad opera del torrente Secchiello, in cui affiora inoltre il substrato roccioso sottostante. Come già accennato, scendendo da monte verso valle lo spessore della coltre detritica diminuisce notevolmente, da circa 40 m nella porzione superiore a circa 10 m in prossimità del ponte. Nella porzione di frana settentrionale (quindi a destra nell'immagine sottostante) il pendio risulta invece maggiormente acclive rispetto al settore meridionale prossimo al ponte (a sinistra nell'immagine sottostante).



Visione d'insieme del vasto accumulo di frana. Le frecce gialle indicano la probabile direzione di movimento mentre quella rossa l'immersione a franapoggio del substrato roccioso

Al fine di stabilire delle idee progettuali si è provveduto ad indagare la direzione del movimento della frana. Tale indicazione è fondamentale per dimensionare un'opera di consolidamento di questo tipo poiché la direzione del movimento influisce sulla scelta della forma del corpo resistente.

In tal senso sono stati inseriti degli inclinometri nel terreno nelle zone a monte della spalla investita dal movimento franoso e sono state eseguite due letture degli spostamenti.

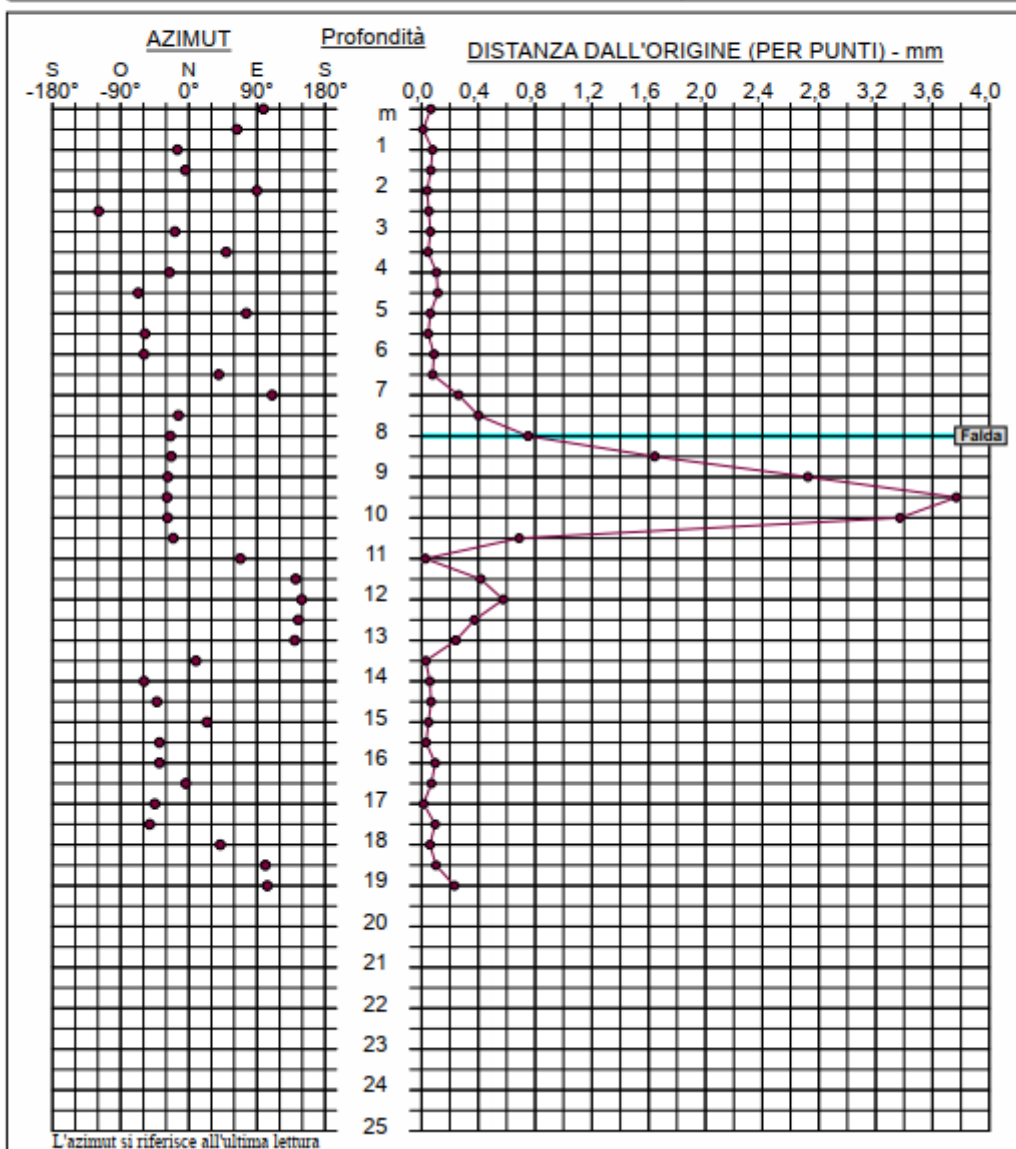
Nell'immagine sottostante sono riportate in pianta su ortofoto le direzioni di movimento ricavate dagli inclinometri attuali (in giallo) e pregressi (in bianco) presenti in sito. Osservando si nota come le prime letture ad oggi eseguite evidenzino un movimento tendenzialmente orientato verso N piuttosto che verso NE. La direzione di 6°N in S1_2025 ben si sposa con il dato pregresso di 10°N registrato in S2_1991. La misura di 35°N in corrispondenza di S1_1991 avvalorava invece l'ipotesi di come il movimento franoso in atto possa cambiare direzione procedendo da monte verso valle, in ragione della netta differenza di spessore della massa detritica in frana. Come dimostra la misura di 338°N in S2_2025, non si può inoltre escludere che le opere relitte e di contenimento attualmente presenti intorno alla spalla del ponte interferiscano con lo scivolamento, opponendovi una resistenza più o meno marcata che potenzialmente potrebbe modificare ulteriormente la direzione puntuale del moto.



Indicazioni direzione dei movimenti dalle letture degli inclinometri

Inoltre, dalle letture effettuate è stato possibile valutare la profondità della superficie di scivolamento che, per il sondaggio S2 si attesta intorno ai 10 m di profondità, come possibile evincere dalla lettura riportata di seguito:

Committente: SI. ME. TE. srl	Tubo n°: 2
Riferimento: Monitoraggio inclinometrico	Data: 28/03/2025 ÷ 28/03/2025
Località: Villa Minozzo (RE), Ponte Gora	Quota:



Lettura 1 dell'inclinometro 2

Per maggiori dettagli sulle indagini effettuate si rimanda alla relazione geologica e sismica.

3 INTERVENTI IN PROGETTO

3.1 Generalità

Dopo aver preso visione dei risultati della campagna di indagini effettuata e del rilievo eseguito, sono state avanzate le prime ipotesi progettuali che, in accordo con la stazione appaltante, verranno sviluppate nelle fasi successive del progetto.

3.2 Ipotesi progettuale iniziale

In prima battuta, si è ipotizzata la realizzazione di un cuneo da realizzare con pali in calcestruzzo armato, dotato di un angolo molto acuto e collegato in testa da un cordolo in calcestruzzo armato. Tale ipotesi nasceva dall'idea che il movimento franoso fosse pressoché ortogonale alla spalla lato Villa Minozzo. Quest'idea progettuale aveva lo scopo di creare una grande inerzia nella direzione ortogonale al ponte (quindi nella direzione ipotizzata di scorrimento della frana) e di fungere come da "cuneo paravalanga", con l'intento di far scivolare la frana ai lati dell'ingombro della spalla. Tuttavia, dopo aver effettuato le letture inclinometriche, ci si è resi conto che la direzione del movimento non è quella attesa, e pertanto tale ipotesi progettuale è decaduta, in favore di quella presentata nel paragrafo successivo.

3.3 Intervento progettuale definitivo

Dopo le letture inclinometriche, si è optato per la realizzazione di pozzi realizzati con pali di calcestruzzo con diametro ipotizzato di 50 cm e lunghezza di circa 20 m. I pali, disposti in forma circolare, e collegati in testa da un cordolo, creano un elemento molto rigido che si oppone al movimento della frana. Questi pozzi verranno affiancati tra loro e collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo in modo da essere collaboranti.

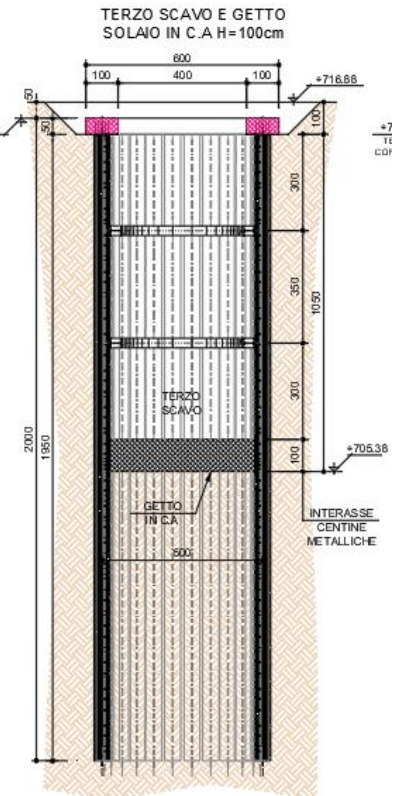
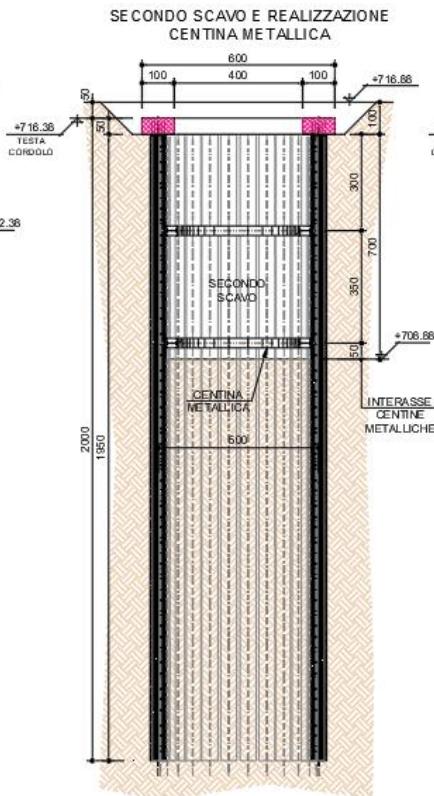
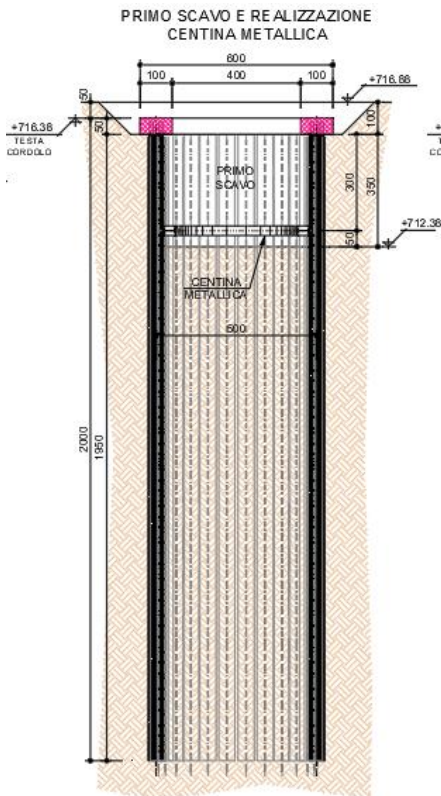
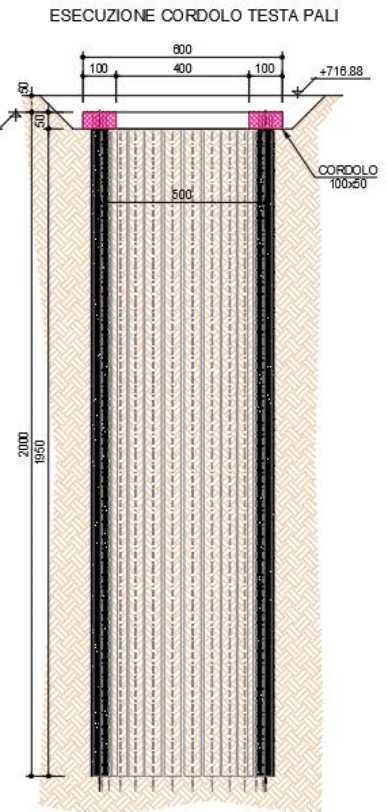
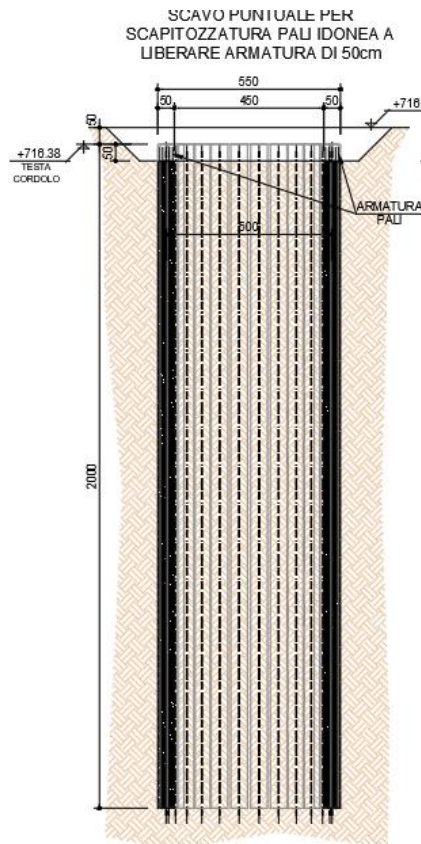
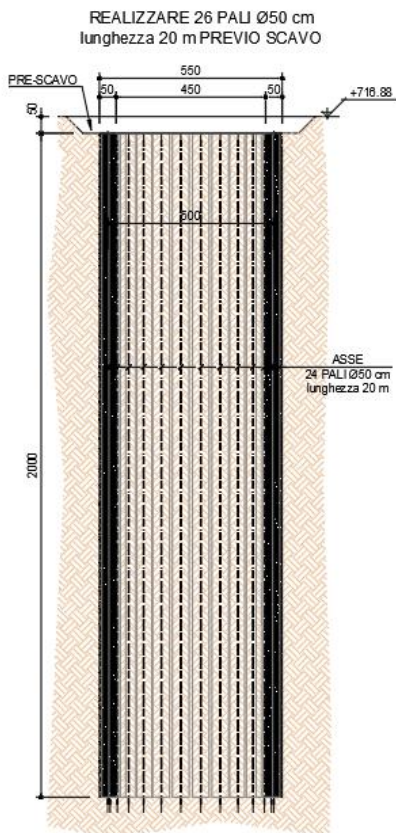
All'interno del pozzo verrà eseguito uno scavo fino alla profondità di 10 m (profondità di attacco tra il substrato e la coltre detritica). Lungo lo sviluppo dei pali verranno inserite delle centine, quindi si prevederanno delle fasi di scavo di 3 m al fondo delle quali verranno inserite delle putrelle metalliche calandrate per stabilizzare i pali durante lo scavo e irrigidirli una volta che l'opera sarà terminata. Al fondo dello scavo (circa 10 m di profondità) verrà eseguito un getto di 1 m di calcestruzzo per irrigidire ulteriormente il corpo in prossimità della superficie di scorrimento.

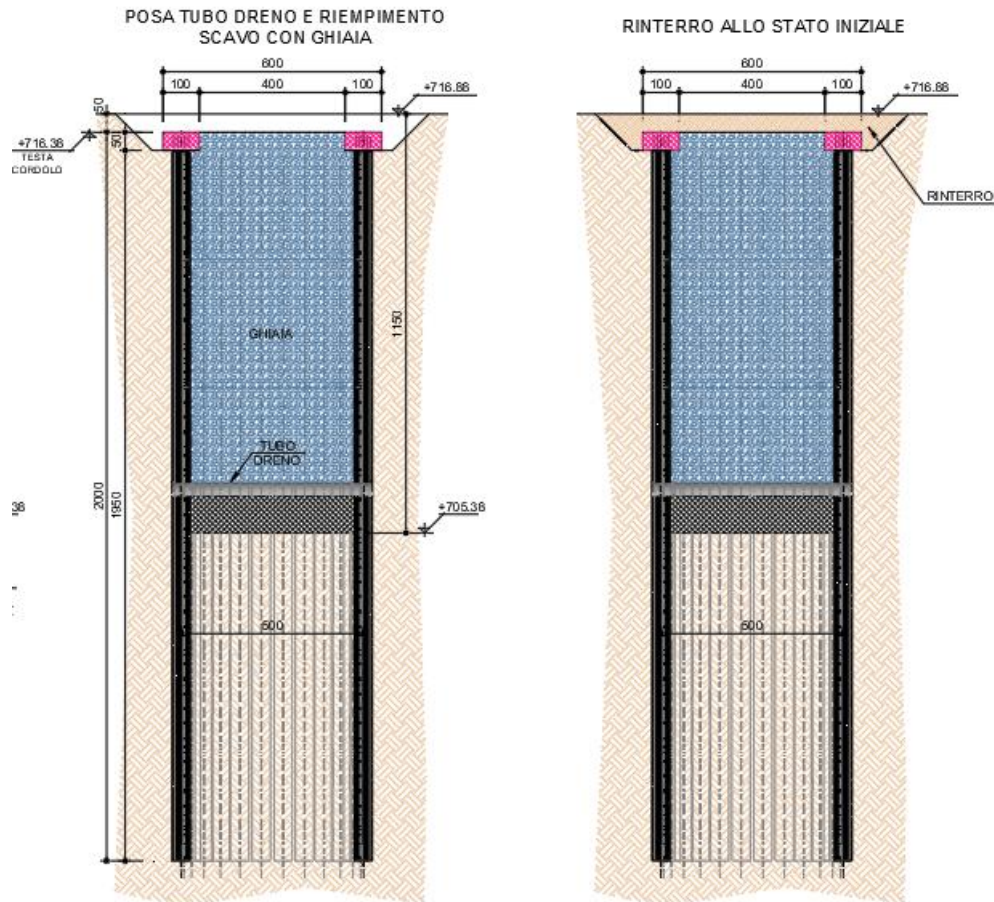
Si riporta un estratto del tipologico di progetto:



Intervento in progetto

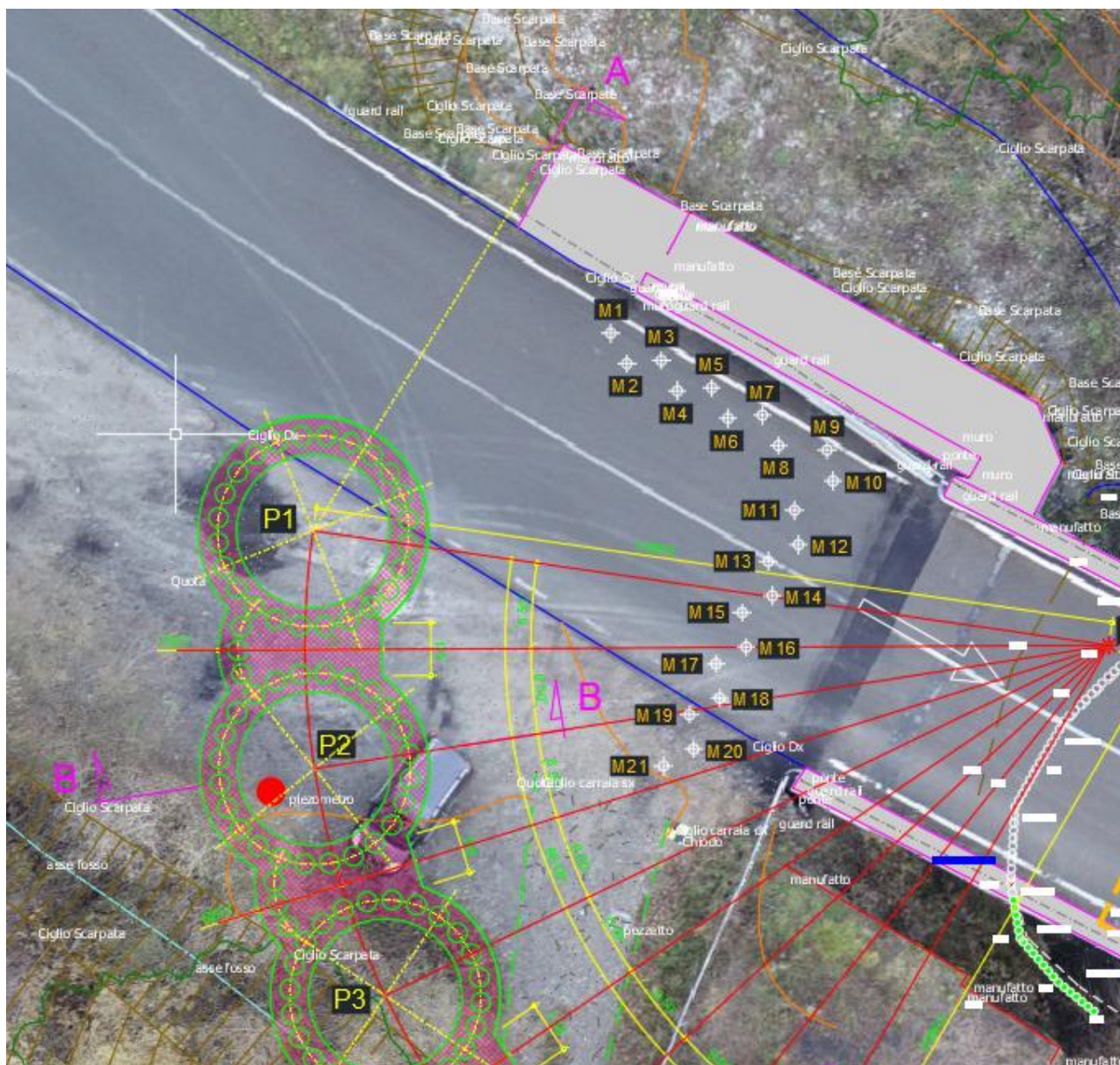
In magenta viene riportata l'impronta del cordolo e della soletta. Si riporta anche uno screen anche delle fasi esecutive ipotizzate:





Fasi esecutive

L'altra parte dell'intervento riguarda il consolidamento della spalla esistente lato Villa Minozzo. Tale spalla, ricostruita nel 2022 è sostanzialmente un paraghiaia che ha una fondazione diretta a platea e va a poggiare sulle terre armate realizzate all'epoca di costruzione del ponte. L'intervento di consolidamento prevede l'inserimento di micropali all'interno della zattera di fondazione disposti a quinconce. I micropali avranno la loro testa collegata da un cordolo in calcestruzzo armato. Al fine di solidarizzare l'intervento di consolidamento e quello della spalla si è deciso di collegare la testa dei micropali con il cordolo di collegamento dei pali dei pozzi. Questo getto di calcestruzzo permette di irrigidire l'intero sistema e di fornire un ulteriore contributo resistente alla spalla del ponte. Si riporta un estratto con la posizione dei micropali:



Micropali di rinforzo spalla

I micropali verranno realizzati dal livello stradale e presentano una lunghezza di 15 m. Il diametro del foro sarà di 250 mm, con un tubo di armatura di 193.7 mm x 10 mm in acciaio S355. I micropali saranno collegati in testa dal solettone precedentemente descritto. Il contributo resistente dei micropali sarà dato principalmente dall' incremento di resistenza a taglio poiché questi andranno ad innestarsi nel substrato, bloccando quindi la spalla.

4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO E PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

4.1 Generalità

Come riportato nel paragrafo precedente, al fine di sviluppare il progetto è stata eseguita una campagna di indagini in sito per confermare ed integrare i risultati delle prove effettuate sul terreno negli anni precedenti. In questo paragrafo verranno riportati i risultati principali di queste indagini.

4.2 Indagini geognostiche e pregresse

Come accennato in precedenza, per affinare la ricostruzione dell'assetto stratigrafico e la parametrizzazione meccanica dei terreni costituenti il sedime dell'area d'intervento, è stata effettuata una specifica campagna d'indagine geognostica in sito tra dicembre 2024 e febbraio 2025 che ha compreso nel dettaglio l'esecuzione di:

- n°5 stendimenti geoelettrici con configurazione polo-dipolo;
- n°2 sondaggi a carotaggio continuo di profondità rispettivamente pari a 25 m (S1_2025) e 20 m (S2_2025), con esecuzione di totali n°16 prove SPT e attrezzati entrambi a piezo-inclinometro.

Si è inoltre proceduto alla raccolta ed organizzazione delle risultanze di numerose indagini pregresse effettuate a più riprese sulla medesima area in esame. La nota e protratta situazione di criticità geostatica del sito e del manufatto in questione ha portato infatti all'esecuzione nel tempo di numerosi studi corredati da altrettante campagne geognostiche. In particolare sono state tenute in debito conto le seguenti indagini:

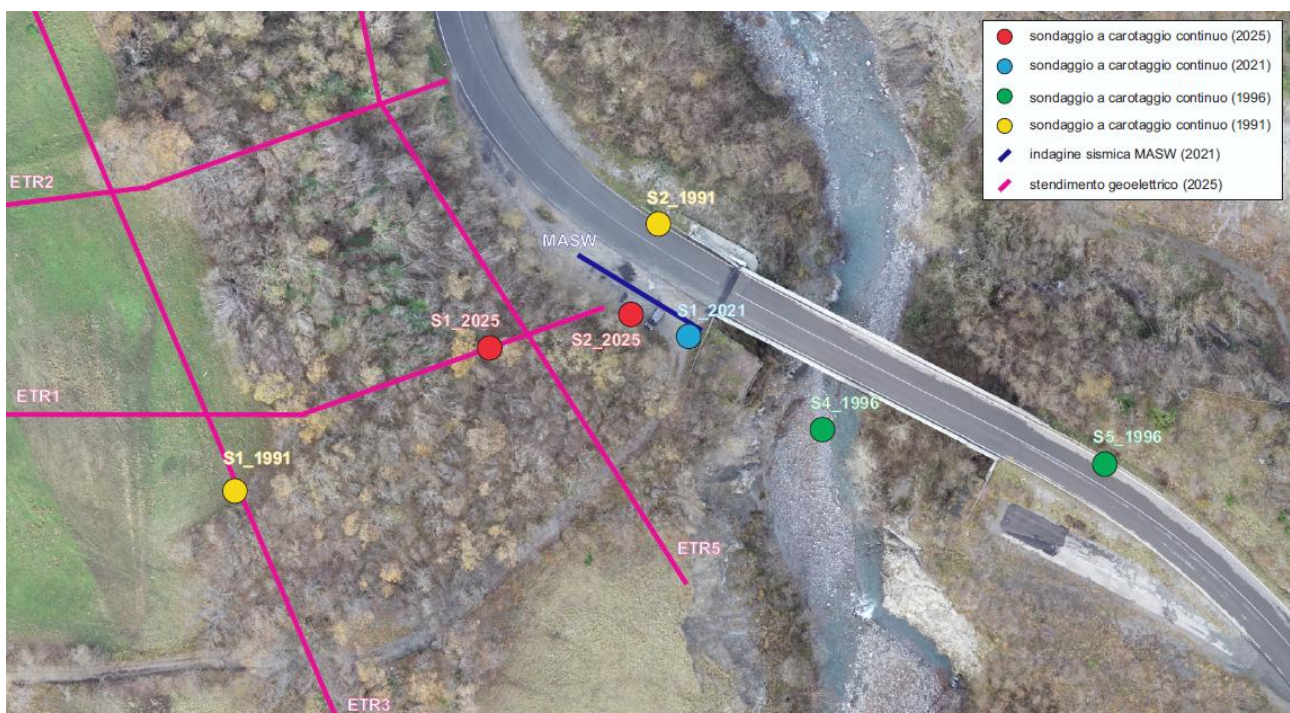
<i>elaborato</i>	<i>indagini</i>
<p><i>“Indagini geologico-tecniche”</i></p> <p>(Geol. Farioli – settembre 1991)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • n°2 sondaggi a carotaggio continuo da 37,5 m (S1) e 23 m (S2) corredati da n°7 prove SPT • n°6 analisi granulometriche del detrito
<p><i>“Indagini geologico-tecniche a supporto del progetto esecutivo”</i></p> <p>(Geol. Farioli – gennaio 1996)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • n°2 sondaggi a carotaggio continuo da 36 m (S4) e 18 m (S5) corredati da n°4 prove SPT • n°2 prove di resistenza a compressione monoassiale del substrato

“Relazione geologica e sismica”

(Studio geologi associati geoLog – luglio
2021)

- n°1 sondaggio a carotaggio continuo da 20 m (S1) corredato da n°3 prove SPT ed attrezzato a piezometro
- n°2 prove di resistenza a compressione monoassiale del substrato
- n°1 prova Lefranc a carico costante nel riporto
- n°2 prove Lefranc a carico variabile nel detrito e nella porzione superficiale del substrato
- n°1 prospezione sismica attiva MASW

I risultati di tutte le sopracitate indagini sono allegati a fondo testo. Nell'immagine sottostante e nella tavola allegata a fondo testo è riportata la planimetria dell'area d'intervento con ubicazione delle indagini geognostiche eseguite e pregresse.



Planimetria dell'area d'intervento con ubicazione delle indagini geognostiche eseguite e pregresse

4.3 6.2 Stratigrafia di dettaglio del sito d'intervento

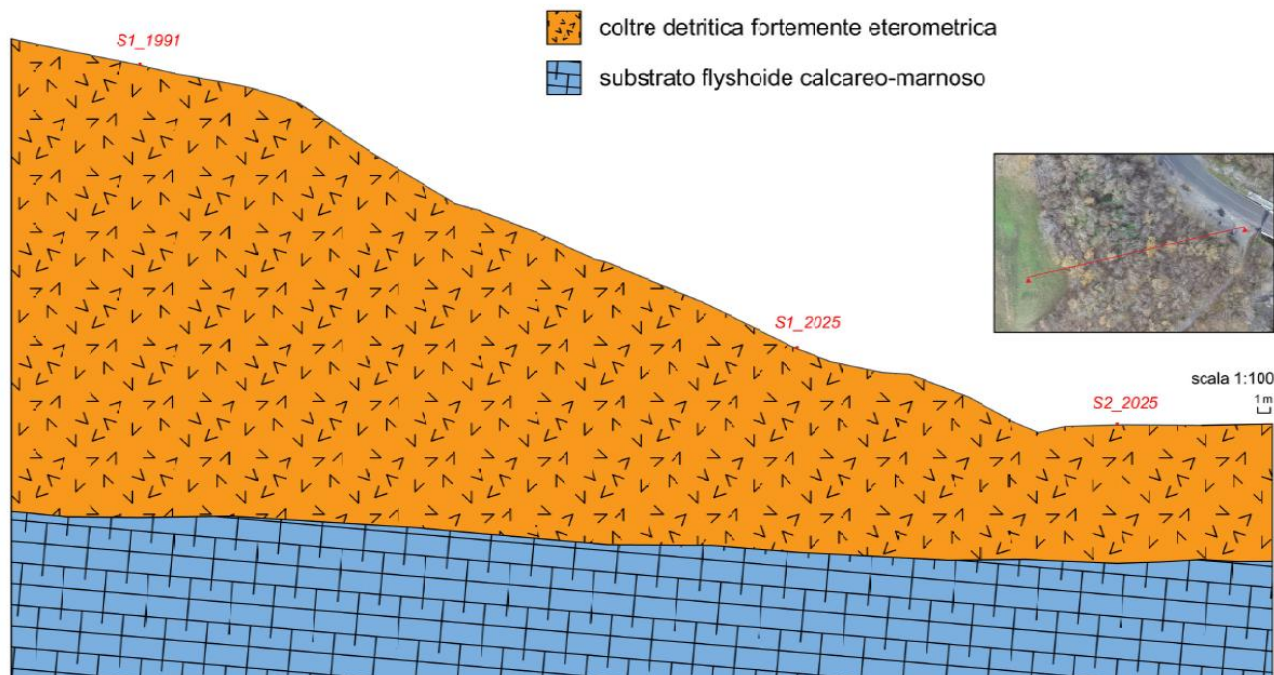
Come già accennato in precedenza, l'assetto stratigrafico dell'area d'intervento risulta caratterizzato da una coltre detritica fortemente eterometrica che sovrasta e ricopre un substrato

calcereo flyschoidale fortemente fratturato. Lo spessore del detrito varia sensibilmente in funzione della topografia, attestandosi su spessori di circa 10 m al piede del versante (S2_1991, S1_2021 e S2_2025) per poi aumentare gradualmente salendo di quota (15,3 m in corrispondenza di S1_2025) fino a raggiungere i 30÷40 m nella porzione superiore del pendio (S1_1991). Limitatamente al settore a tergo della spalla relitta del precedente ponte, la coltre detritica è sostituita/frammista in superficie ai terreni di rinalzo dello scavo necessario alla realizzazione dell'opera stessa; tale riporto eterometrico risulta avere uno spessore di circa 7,5 m (S1_2021).

Le indagini e le osservazioni di campagna effettuate, unitamente alle cospicue informazioni pregresse disponibili, permettono dunque di schematizzare l'assetto stratigrafico in prossimità del ponte come segue:

- | | |
|-----------------------|--|
| da p.c. a -10 m c.ca: | coltre detritica fortemente eterometrica, costituita da frammenti e blocchi litici spigolosi calcereo-marnosi di varie dimensioni immersi in una matrice marroncina consistente limoso-sabbiosa a tratti argillosa. Salendo di quota sul versante lo spessore della coltre aumenta notevolmente, attestandosi a circa 15 m in corrispondenza del sondaggio S1_2025. Limitatamente al settore a tergo della vecchia spalla, i primi 7,5 m di coltre sono sostituiti/frammisti a terreni di riporto eterometrici costituiti da clasti calcereo-marnosi spigolosi e ciottoli arrotondati in matrice limoso-sabbiosa poco addensata; al di sotto di tale orizzonte riaffiora la naturale coltre detritica fino a circa 10 m di profondità. |
| oltre -10 m c.ca: | substrato flyschoidale calcereo-marnoso e calcarenitico di colore grigiastro, fortemente fratturato e con patine di alterazione rossastre all'interno dei giunti, che si presentano perlopiù subverticali e suborizzontali. Locale presenza di livelli pelitici. La roccia risulta spesso disarticolata e a tratti completamente frantumata nei primi metri più superficiali, diventando più integra e compatta con l'aumentare della profondità. In corrispondenza di S2_2025 il substrato si presenta abbondantemente fratturato fino alla profondità di circa 17 m. |

Per un maggiore dettaglio si rimanda alle stratigrafie dei sondaggi eseguiti e pregressi allegate a fondo testo. A titolo esemplificativo si riporta nel seguito una sezione geologica elaborata, anch'essa allegata al presente elaborato unitamente a quelle pregresse.



Sezione geologica della porzione di versante in oggetto

4.3.1 Modello geotecnico

Il modello geotecnico viene desunto dalla relazione geologica redatta dal geologo dott. Genovese.

Sulla base delle osservazioni di campagna, dei risultati delle indagini eseguite e pregresse e tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica delle unità costituenti la porzione di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla realizzazione degli interventi in progetto. Si è ritenuto corretto definire una "stratigrafia geotecnica" cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile, utilizzando per essi parametri rappresentativi di una situazione media e piuttosto conservativa. Nel caso in esame si possono complessivamente individuare 3 diverse unità geotecniche, che ricalcano le unità stratigrafiche precedentemente delineate:

UNITÀ 1	Riporto eterometrico (ove presente)
UNITÀ 2	Coltre detritica
UNITÀ 3	Substrato flyschoidale calcareo-marnoso

Per quanto riguarda le UNITÀ 1 e 2 (meccanicamente assimilabili a terreni) sono state adottate le correlazioni esistenti in letteratura specifica tra:

N_{SPT} e angolo di attrito (ϕ') → Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956); Sowers (1961); Meyerhof (1965); Wolff (1989); Hatanaka & Uchida (1996); JNR (1982).

N_{SPT} e modulo elastico (E) → Tornaghi et al. (1977); Schmertmann (1978); Bowles (1982); D'Apollonia et al. (1970).

tenendo conto, a seconda della tipologia di terreni riscontrati, dei parametri di applicabilità delle suddette correlazioni.

Stante la significativa quantità di dati a disposizione, si è quindi proceduto – in ottemperanza alle disposizioni del D.M. 17/01/2018 – alla trattazione statistica degli stessi mediante il calcolo del percentile 5% per resistenze compensate, ovvero secondo l'equazione:

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

dove: μ = media della popolazione di dati; n = numero di elementi costituenti la popolazione; s = deviazione standard, definendo in tal modo – per ciascuno dei parametri geotecnici considerati – valori caratteristici che rappresentano una stima cautelata e ponderata dei valori.

Per ogni unità geotecnica si è fornito inoltre un valore di peso di volume naturale (γ_n) stimato sulla base di correlazioni di natura litologica riportate in letteratura.

Per quanto concerne le UNITÀ 1 e 2, trattandosi di terreni prevalentemente attritivi si è scelto cautelativamente di assegnare loro un valore di coesione (c') nullo, non considerando pertanto il contributo fornito dai minimi valori di coesione naturalmente presenti associati alle passate con granulometria più fine.

I valori successivamente riportati, ottenuti mediante il metodo statistico applicato in maniera ragionata, possono essere considerati come valori caratteristici per la successiva modellizzazione. Le due unità geotecniche superficiali presenti, assimilabili a terreni, sono pertanto caratterizzabili attraverso i seguenti parametri.

UNITÀ 1 (riporto eterometrico)			
γ_n	=	peso di volume naturale	= 1900 kg/m ³
φ'	=	angolo di attrito	= 33 °
c'	=	coesione efficace	= 0,00 kg/cm ²
E	=	modulo di Young	= 230 kg/cm ²

UNITÀ 2 (coltre detritica)			
γ_n	=	peso di volume naturale	= 1900 kg/m ³
φ'	=	angolo di attrito	= 29 °
c'	=	coesione efficace	= 0,00 kg/cm ²
E	=	modulo di Young	= 230 kg/cm ²

Per quanto riguarda invece il substrato flyschoidale calcareo-marnoso (UNITÀ 3), le proprietà reologiche di un materiale roccioso implicano un diverso approccio di studio. Le classificazioni ingegneristiche degli ammassi rocciosi proposte dalla letteratura tecnica specifica sono basate infatti essenzialmente sulla resistenza a compressione monoassiale.

La caratterizzazione geotecnica dell'UNITÀ 3 è stata pertanto effettuata tramite correlazioni empiriche che elaborano i parametri reologici dell'ammasso roccioso desunti dal rilevamento mesostrutturale e dalle analisi di laboratorio effettuate e le risultanze della classificazione geomeccanica di Beniaowski (1989). Tale classificazione si basa sui valori assunti dall'indice RMR (Rock Mass Rating), correlato alla determinazione dei seguenti parametri:

- A1 = resistenza a compressione monoassiale
- A2 = indice RQD (Rock Quality Designation Index)
- A3 = spaziatura delle discontinuità
- A4 = condizione delle discontinuità
- A5 = condizioni idrauliche
- A6 = orientazione delle discontinuità

Ciascun parametro viene valutato quantitativamente sul terreno ed indicizzato numericamente secondo le indicazioni riportate nella tabella sottostante. La somma degli indici parziali fornisce il valore dell'RMR, che permette di classificare l'ammasso roccioso in una delle cinque classi di qualità prevista da Beniaowski.

Parametri			Intervalli dei valori				
1	Resistenza del materiale intatto	Indice della resistenza Point-load (MPa)	> 10	4-10	2-4	1-2	Per questo basso intervallo, è preferibile una prova di resistenza alla compr. monoassiale
		Resistenza alla compress. monoassiale (MPa)	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25 1-5 < 1
	Indice		15	12	7	4	2 1 0
2	RQD%		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25
	Indice		20	17	13	8	3
3	Spaziatura		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm
	Indice		20	15	10	8	5
4	Condizioni della discontinuità		S. molto ruvida non continua senza separazione pareti materiale	S. legg. ruvida Apertura < 1 mm pareti leggermente alterate	S. legg. ruvida Apertura < 1 mm pareti molto alterate	S. striata o gouge < 5 mm di spess. o aperture 1-5 mm continue	Gouge soffice di spess. > 5 mm o apert. > 5 mm continue
	Indice		30	25	20	10	0
5	Condizioni idrauliche	Afflusso per 10 m di lungh. galleria (l/min)	nessuno	< 10	1-25	25-125	> 125
		Rapporto tra: press. acqua nelle fratture e sforzo princip. maggiore	0	< 0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5
	Condizioni generali		Completo asciutto	Umido	Bagnato	Stillicidio	Flusso
	Indice		15	10	7	4	0

Più nel dettaglio vengono definiti due valori di RMR:

- $RMR_{BASE} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$
- $RMR_{CORRETTO} = RMR_{BASE} + A6$

Sulla base del primo indice (RMR_{BASE}) è possibile determinare i parametri descrittivi dell'ammasso roccioso quali:

- angolo di attrito $\phi = 5 + (RMR_{BASE} / 2) [^\circ]$
- coesione $c' = 5 RMR_{BASE} [kPa]$
- modulo di deformabilità E_d
 $E_d = 2 RMR_{BASE} - 100 [GPa]$ se $RMR_{BASE} > 50$ (Beniawski, 1978)
 $E_d = 10 (RMR_{base} - 10) / 40 [GPa]$ se $RMR_{BASE} < 50$ (Seraphin e Pereira, 1983)

Il secondo indice ($RMR_{CORRETTO}$) permette invece di definire la classe di qualità dell'ammasso roccioso secondo la seguente tabella.

C. CLASSI DELL'AMMASSO ROCCIOSO IN BASE AL PUNTEGGIO TOTALE. SIGNIFICATO DELLE CLASSI

Indice	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Classe n.	I	II	III	IV	V
Descrizione	Molto buono	Buono	Discreto	Scadente	Molto scadente
Tempo medio di autosostentamento	20 anni h 15 m	1 anno h 10 m	1 settimana h 5 m	10 ore h 2,5 m	30 min h 1 m
Coesione (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Angolo d'attrito (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15

Nel caso studio in questione, il rilevamento geomeccanico effettuato in settori di affioramento del substrato prossimi a quello di previsto intervento nonché le indagini pregresse disponibili hanno permesso di assegnare ai parametri A1 – A5 i seguenti indici:

- A1 = 4
- A2 = 12
- A3 = 8
- A4 = 15
- A5 = 4

Sommando pertanto i valori dei suddetti parametri si ottiene un punteggio di **RMR_{BASE} = 43**. Sulla base del valore di RMR_{BASE} individuato sono quindi stati calcolati l'angolo di attrito (φ'), la coesione efficace (c') ed il modulo di deformabilità (E_d) secondo le formule precedentemente riportate.

Per quanto concerne la correzione di cui al parametro A6, necessaria per il calcolo del RMR_{CORRETTO} utile alla determinazione della classe dell'ammasso roccioso, si evidenzia che l'orientamento generale delle discontinuità e della stratificazione principale risulta sfavorevole nei confronti del pendio e delle strutture in progetto. Applicando pertanto la correzione prevista per le fondazioni (-15 punti) si ottiene un valore di RMR_{CORRETTO} = 28, corrispondente dunque ad una Classe III con qualità dell'ammasso roccioso "scadente".

Il substrato flyschoidale calcareo-marnoso (UNITÀ 3) è pertanto caratterizzabile attraverso i seguenti parametri geotecnici.

UNITÀ 3 (substrato flyschoidale)			
RMR _{BASE}	=	indice di Beniauskis	= 43
γ_n	=	peso di volume naturale	= 2600 kg/m ³
φ'	=	angolo di attrito	= 26 °
c'	=	coesione efficace	= 200 kPa

Ed	=	modulo di deformabilità	=	2,15 GPa
resistenza a rottura monoassiale	=	51 MPa		

Si precisa che le correlazioni fornite dalla valutazione di Bieniawski (1989) tendono a sottostimare la resistenza degli ammassi rocciosi di migliore qualità e a sovrastimare la stessa per i più scadenti. Per tale motivo, considerando inoltre l'eterogeneità del substrato flyshoide in questione, l'intero processo di valutazione e caratterizzazione sopra esplicitato è stato condotto gestendo i valori in maniera debitamente cautelativa.

Ai fini del modello le prime due unità litologiche sono state assimilate in un'unica entità con le seguenti caratteristiche:

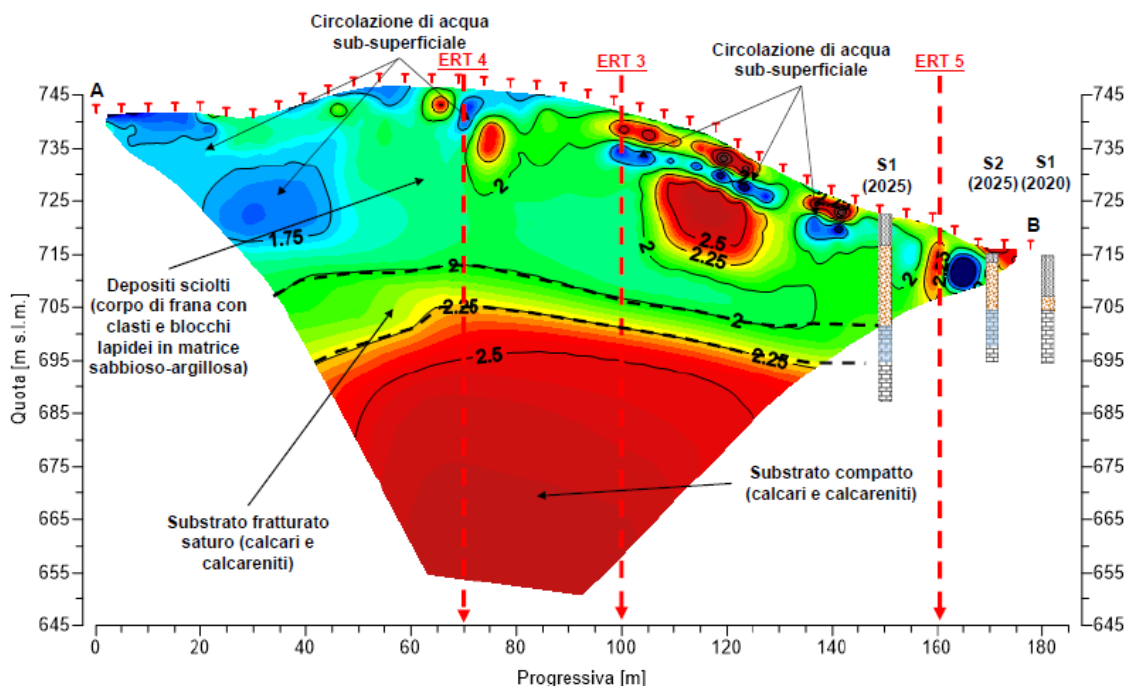
UNITÀ 1 (Unica)				
γ_n	=	peso di volume naturale	=	1900 kg/m ³
ϕ'	=	angolo di attrito	=	29 °
c'	=	coesione efficace	=	0,00 kg/cm ²
E	=	modulo di Young	=	230 kg/cm ²

4.4 Tomografia di resistività elettrica

L'assetto stratigrafico sopra illustrato trova un ottimo riscontro anche nelle tomografie 2D di resistività elettrica elaborate dagli stendimenti con configurazione polo-dipolo eseguiti sul versante. L'analisi delle tomografie, che ben si correlano alle stratigrafie dei sondaggi, ha portato alla definizione di un modello "elettrostratigrafico" caratterizzato da:

- Un'unità conduttiva superficiale che presenta una resistività elettrica variabile tra 50 e 150 Ω m con picchi di 300 Ω m, che si estende dal p.c. in profondità con spessori compresi tra 15 e 40 m in dimezzamento da monte verso valle. Tale unità è correlabile alla coltre detritica costituita da limi sabbioso-argillosi con sporadici blocchi lapidei (anomalie resistive).
- Un'unità conduttiva a media profondità caratterizzata da valori di resistività compresi tra 100 e 200 Ω m, estesa in modo continuo al di sotto della precedente unità con uno spessore medio variabile tra 5 e 15 m, corrispondente a profondità di circa 30÷55 m. Tale unità è ascrivibile alla porzione più superficiale del substrato lapideo, intensamente fratturata e verosimilmente satura.

- Un'unità resistiva profonda caratterizzata da valori di resistività maggiori di 300 Ωm , posta a letto della sovrastante unità e con spessori variabili da 25 a 50 metri. Tale unità è correlabile al substrato lapideo saldo e non fratturato, la cui superficie di tetto si colloca a circa 20÷50 m di profondità dalla quota di piano campagna.



Sezione tomografica di resistività ERT1

Per maggiori dettagli si rimanda allo specifico report contenente i risultati dell'indagine geofisica, allegata nella relazione geologica.

4.5 Analisi granulometriche pregresse

Nel 1991 furono eseguite n°6 analisi granulometriche su altrettanti campioni prelevati nei fori di sondaggio S1_1991 e S2_1991, in corrispondenza della coltre detritica a varie profondità. I risultati di tali analisi sono riassunti nella tabella sottostante.

<i>granulometria</i>	<i>range di valori riscontrati</i>	<i>valore medio</i>
litici grossolani (ghiaia)	35 ÷ 69 %	50 %
sabbia	17 ÷ 30 %	22 %
limo	12 ÷ 25 %	17 %
argilla	7 ÷ 15 %	11 %

I dati sono esemplificativi nel mettere in luce l'eterogeneità granulometrica piuttosto spinta della coltre detritica presente. Questa caratteristica risulta perfettamente compatibile con la genesi di un tale deposito, considerato altresì il contesto geologico e geomorfologico in cui si sviluppa.

Per maggiori dettagli si rimanda ai certificati delle analisi allegati nella relazione geologica.

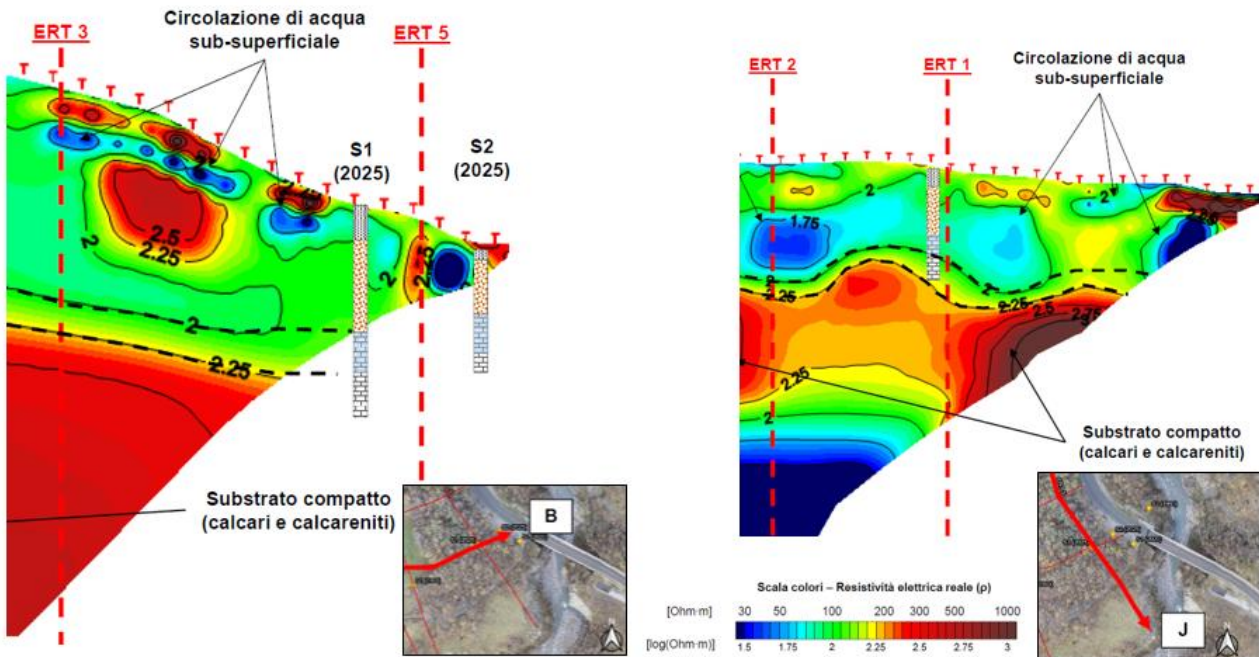
4.6 Assetto idrogeologico

L'assetto idrogeologico del sito, considerata l'eterogeneità della coltre detritica presente, risulta particolarmente complesso e di non facile schematizzazione. In un contesto materializzato da un detrito sciolto di spessore notevole adagiato su un substrato roccioso sarebbe lecito aspettarsi, considerato il contrasto di permeabilità, di intercettare l'acqua prevalentemente al contatto tra i due litotipi; osservando la scarpata incisa dal torrente Secchiello tale assunzione sembrerebbe infatti confermata dalla presenza di una colorazione leggermente più scura in corrispondenza appunto del contatto coltre-substrato, plausibilmente causata da emergenze idriche locali.

I modelli tomografici di resistività elettrica allegati a fondo testo mettono tuttavia in luce un quadro nettamente più complesso. Tutte le sezioni ERT elaborate evidenziano infatti una serie di circolazioni idriche sospese e spesso isolate, localizzate a quote diverse lungo tutto lo spessore del corpo detritico. Nelle tomografie è spesso ricorrente una circolazione sub-superficiale generalmente compresa entro i primi 5-7 m di profondità; all'interno della coltre non mancano tuttavia settori conduttivi a profondità sensibilmente maggiori. All'interno del detrito eterogeneo ed eterometrico, gli orizzonti e le porzioni a granulometria più fine (dunque con permeabilità sensibilmente minore) possono infatti determinare la presenza di modeste e localizzate falde sospese, come peraltro riscontrato a 11,2 m di profondità in corrispondenza del sondaggio S1_1991.

Considerato poi l'elevato grado di fratturazione del substrato flyschoidale è lecito attendersi anche delle circolazioni idriche più o meno cospicue all'interno del basamento roccioso, specialmente nelle sue porzioni superficiali più disarticolate; tale ipotesi è direttamente confermata ad esempio dalla presenza di diffuse patine di ossidazione rossastre all'interno delle superfici dei giunti, causate appunto dalla percolazione di acque sotterranee. Anche la geofisica concorda, rilevando in ogni tomografia la presenza al di sotto del corpo di frana di una porzione di substrato alterato elettricamente conduttivo, sintomo di un grado di saturazione elevato. La profondità del sottostante volume altamente resistivo (substrato non saturo e compatto) varia arealmente, a seconda del locale grado di fratturazione.

Per maggior dettaglio sull'assetto idrogeologico emerso dagli stendimenti geoelettrici eseguiti si rimanda al relativo report allegato a fondo testo.



Stralcio di sezione tomografica perpendicolare (sx) e parallela (dx) al versante

Emblematico per meglio inquadrare il grado di permeabilità del sedime è il dato sulla perdita dell'acqua di circolazione durante le fasi di perforazione di tutti i sondaggi pregressi consultati. Come si legge nelle stratigrafie allegate a fondo testo, sono stati diffusamente intercettati tratti in cui si è verificata una consistente dispersione dei fluidi di circolazione immessi, segnale tangibile di porzioni con una permeabilità piuttosto elevata. Tale fenomeno è stato registrato ad esempio in corrispondenza di S1_1991 intorno a 22 m di profondità (dunque nel detrito), in tutto il substrato roccioso da -10 m in poi in S2_1991 e tra 10 e 12 m di profondità in S1_2021 (nella porzione corticale del substrato).

Le misure eseguite il 28 marzo 2025 sui piezometri a tubo aperto installati nei sondaggi S1_2025 e S2_2025 hanno restituito valori di soggiacenza della falda rispettivamente pari a 19,9 e 8,0 m. Il dato pregresso sul piezometro in S1_2021 indicava invece la presenza della falda ad una profondità di circa 14,8 m dalla quota piazzale.

4.6.1 Prove di permeabilità del tipo Lefranc

Durante la pregressa campagna d'indagine del 2021, in corrispondenza del sondaggio S1_2021 sono state realizzate 3 prove di permeabilità del tipo Lefranc, sia a carico costante che variabile. Le prove sono state eseguite all'interno dei tre differenti litotipi incontrati durante la perforazione, ovvero il riporto superficiale, la coltre detritica ed il substrato calcareo, fornendo così un quadro puntuale

ma esaustivo della permeabilità dei materiali presenti. Come già accennato, anche in occasione della campagna 2025 sono state eseguite 4 prove nei 2 sondaggi realizzati. Nella tabella sottostante sono riassunti tutti i risultati ottenuti, demandando per maggior dettaglio ai relativi certificati allegati a fondo testo.

<i>sondaggio</i>	<i>tipo prova Lefranc</i>	<i>profondità (m)</i>	<i>litologia</i>	<i>k (cm/s)</i>	<i>permeabilità</i>
S1_2021	carico costante	4,00 ÷ 4,65	riporto	10^{-1}	elevata
S1_2021	carico variabile	7,60 ÷ 8,40	detrito	$10^{-4} \div 10^{-5}$	media
S1_2021	carico variabile	10,50 ÷ 11,35	substrato	$10^{-3} \div 10^{-5}$	media
S1_2025	carico variabile	1,40 ÷ 2,00	detrito	10^{-4}	media
S1_2025	carico variabile	12,90 ÷ 13,50	detrito	10^{-5}	media
S2_2025	carico variabile	1,70 ÷ 2,00	detrito	10^{-5}	media
S2_2025	carico variabile	7,60 ÷ 8,00	detrito	10^{-6}	bassa

4.7 Caratterizzazione sismica del sedime

Come già anticipato, tra le numerose indagini pregresse disponibili sull'area è stata eseguita nel 2021 anche n°1 prospezione sismica attiva MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) in corrispondenza del piazzale presente sulla spalla sinistra del ponte. La prova è finalizzata ad ottenere i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio (V_{Seq}), il parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli secondo il D.M. 17/01/18.

Dal profilo di velocità delle onde di taglio è infatti possibile calcolare il valore del parametro V_{Seq} utilizzando la formula

$$V_{Seq} = H / [(\sum_{i=1, N}) h_i / V_i]$$

dove: H è la profondità del substrato sismico ($V_s > 800$ m/s), h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (in m/s) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti fino al substrato sismico. Per depositi, tuttavia, con profondità H del substrato superiore a 30 m, la $V_{s_{eq}}$ è definita dal parametro $V_{s_{30}}$ ottenuto ponendo $H=30$ m nell'espressione generale.

Come illustrato nel report allegato a fondo testo, il valore di $V_{s_{eq}}$ ottenuto tramite la prova MASW è risultato pari a **444 m/s** a partire dalla quota di p.c. attuale. In riferimento al D.M. 17/01/18 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", la suddetta stratigrafia ed il valore di $V_{s_{eq}}$ ottenuto consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di sottosuolo di tipo 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 e 800 m/s".

Si riportano nel seguito i valori di riferimento ed i relativi coefficienti sismici, considerato che l'area in esame è posta in Zona 2 dalla D.G.R. n. 1164 del 23 luglio 2018, con categoria topografica T2, sottosuolo di categoria B e classe d'uso del manufatto III con vita nominale pari a 50 anni.

VALORI DI RIFERIMENTO

	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC)
Probabilità di superamento [%]	81	63	10	5
Tr [anni]	45	75	712	1462
ag [g]	0,073	0,092	0,211	0,262
Fo	2,446	2,437	2,429	2,456
Tc* [s]	0,257	0,265	0,296	0,308

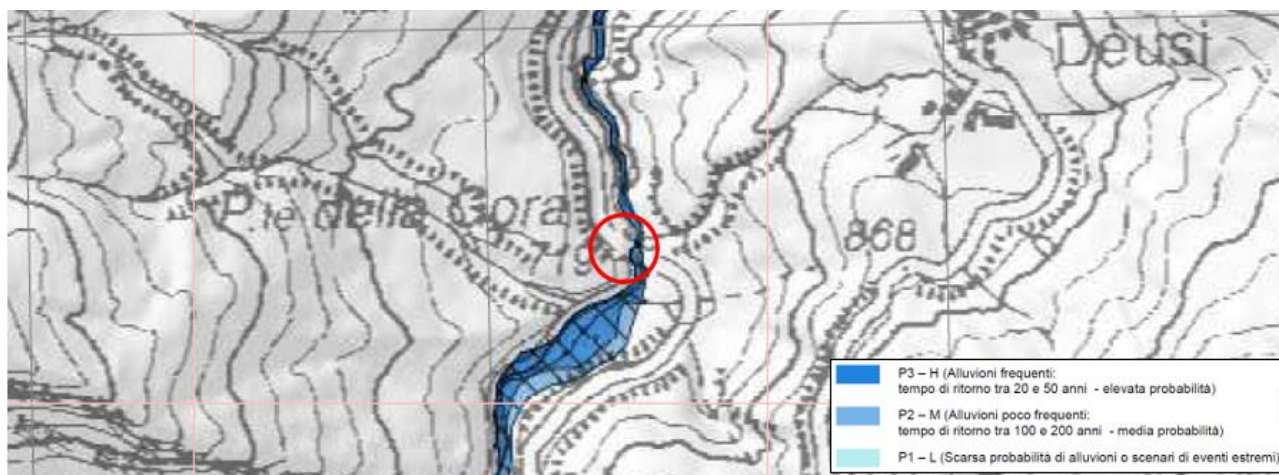
COEFFICIENTI SISMICI

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,200	1,200	1,200	1,140
Cc	1,440	1,440	1,400	1,390
St	1,200	1,200	1,200	1,200
kh	0,021	0,026	0,085	0,100
kv	0,011	0,013	0,043	0,050
Amax	1,031	1,293	2,977	3,516
Beta	0,200	0,200	0,280	0,280

5 VINCOLI PAESAGGISTICI ED AMBIENTALI

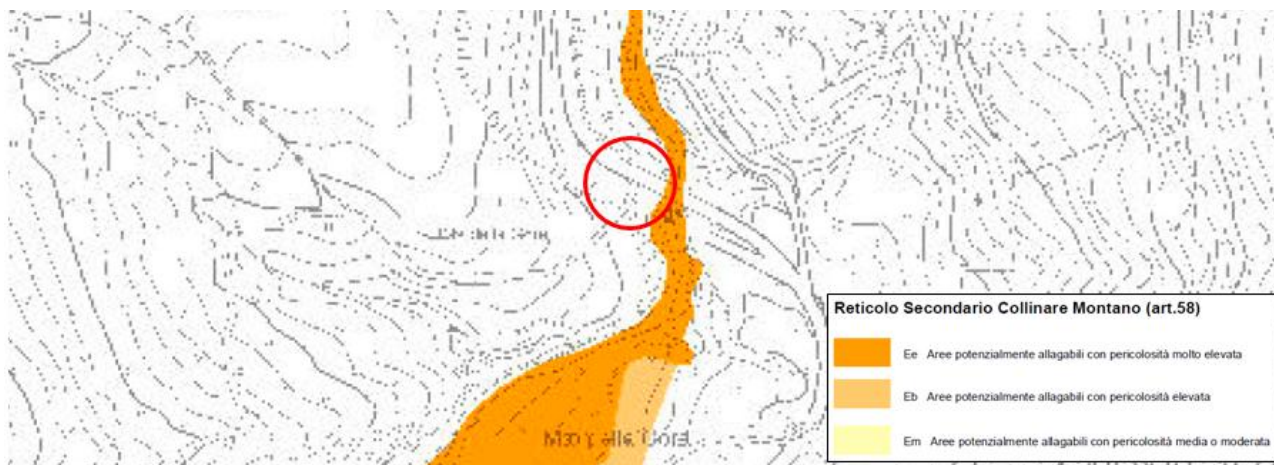
Per quanto concerne la situazione normativa vigente sull'area oggetto d'intervento si riporta quanto segue.

Nella “Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti” del **Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA)**, redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po in osservanza della Direttiva Europea 2007/60/CE recepita nel diritto italiano con D. Lgs 49/2010, non sussistono perimetrazioni o segnalazioni riguardanti la specifica area d'intervento. In prossimità del ponte solamente l'alveo del torrente Secchiello, incassato di diversi metri rispetto alla quota della sede stradale, è ascritto allo scenario con alluvioni frequenti (P3 – H). La spalla e la porzione di versante su cui si interverrà sono pertanto escluse da tale perimetrazione.



Stralcio della “Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti” del PGRA

In accordo con quanto sopra esposto, anche nell'elaborato **P7 – Carta di delimitazione delle fasce fluviali e delle aree di fondovalle potenzialmente allagabili (PAI-PTCP)** del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) di Reggio Emilia, non sussistono perimetrazioni o segnalazioni riguardanti la specifica area d'intervento. Solamente l'area occupata dall'alveo incassato del torrente è ascritta alle aree potenzialmente allagabili con pericolosità molto elevata (Ee).



Stralcio della tavola P7 del PTCP

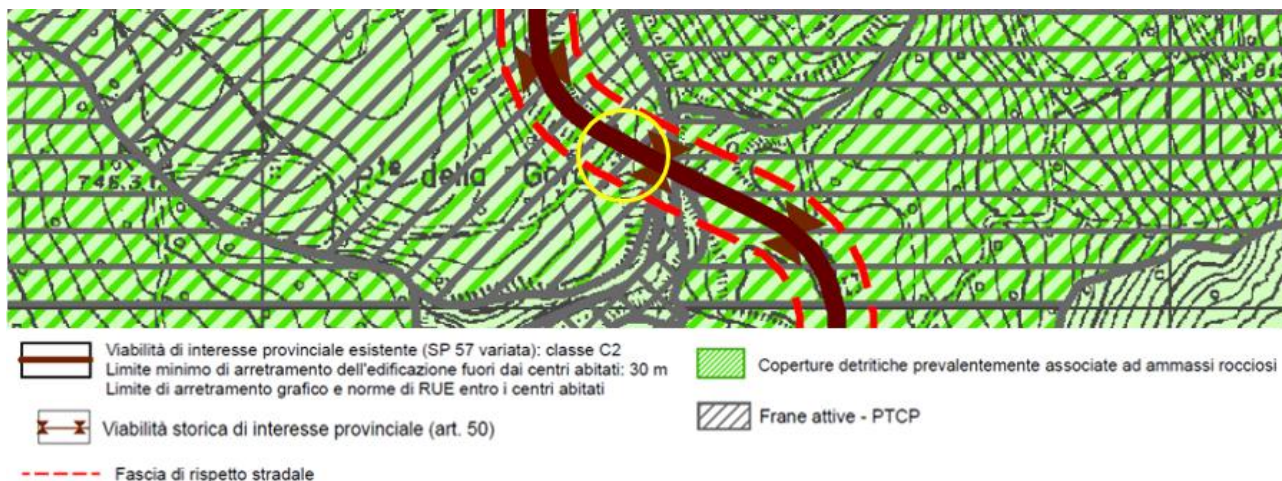
Nell'elaborato **P2 – Tavola dei vincoli paesaggistici e storico-culturali** del Piano Strutturale Comunale (PSC) di Villa Minozzo, la strada che si cerca di difendere è indicata come viabilità storica di interesse provinciale. Al torrente Secchiello sono invece associate delle fasce laterali di 150 m dal limite demaniale dei corsi d'acqua sottoposti a vincolo paesaggistico. La porzione di versante prossima alla spalla su cui verranno realizzati gli interventi in progetto è parzialmente indicata come zona di tutela del sistema forestale e boschivo. Il settore d'intervento risulta pertanto soggetto a tutela paesaggistica ai sensi dell'art. 142, comma 1, del D.Lgs 42/2004. Le opere in progetto, strettamente necessarie alla salvaguardia del Ponte della Gora e quindi dell'importante viabilità, eviteranno per quanto possibile l'alterazione e la modificazione dello stato dei luoghi; le strutture di contrasto del movimento franoso saranno infatti prossime all'infrastruttura, interrato e di scarsissimo impatto visivo.



Stralcio della tavola P2 del PSC

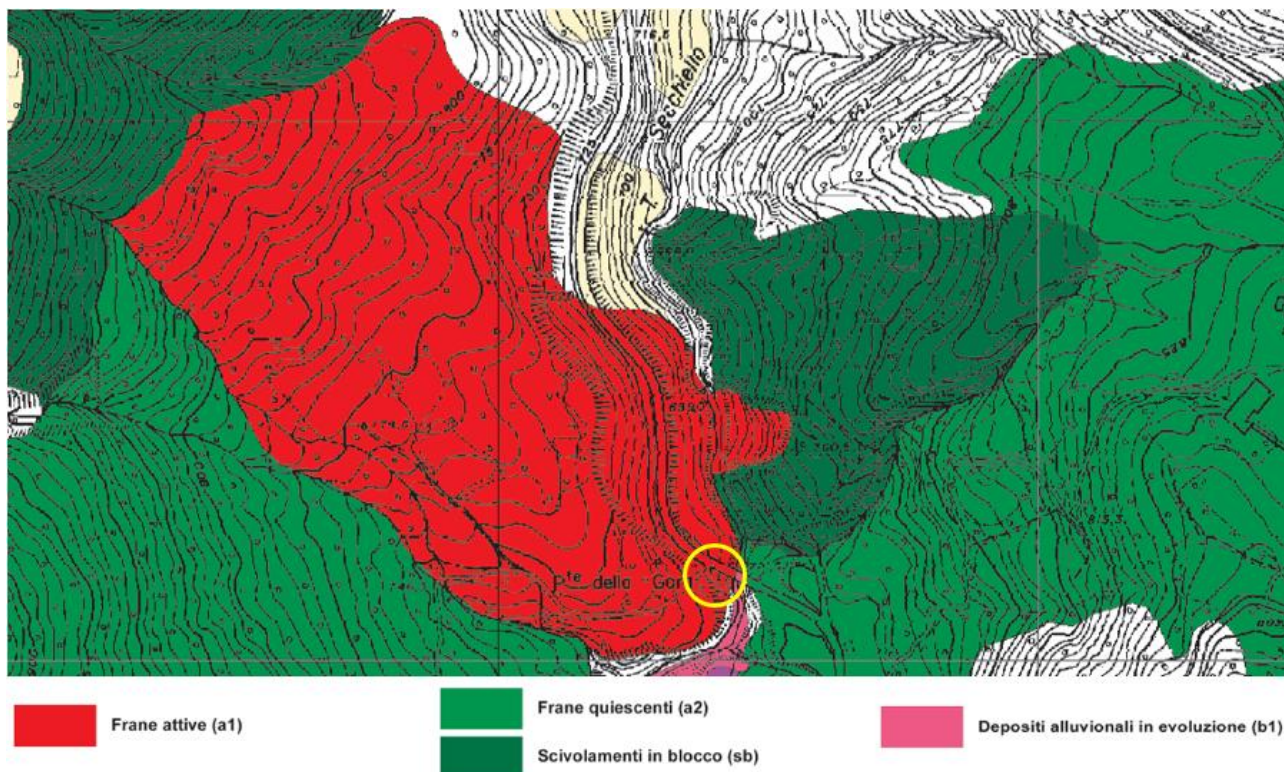
Nell'elaborato **P3 – Tavola dei vincoli geomorfologici, idraulici e dei limiti all'edificazione** del Piano Strutturale Comunale (PSC) di Villa Minozzo, il sito d'intervento è compreso all'interno della

fascia di rispetto stradale dalla viabilità presente, classificata come viabilità storica di interesse provinciale. La tavola segnala su tutta l'area la presenza di coperture detritiche prevalentemente associate ad ammassi rocciosi; su tutto il versante sinistro è cartografato inoltre il movimento franoso ivi presente, classificato come frana attiva.



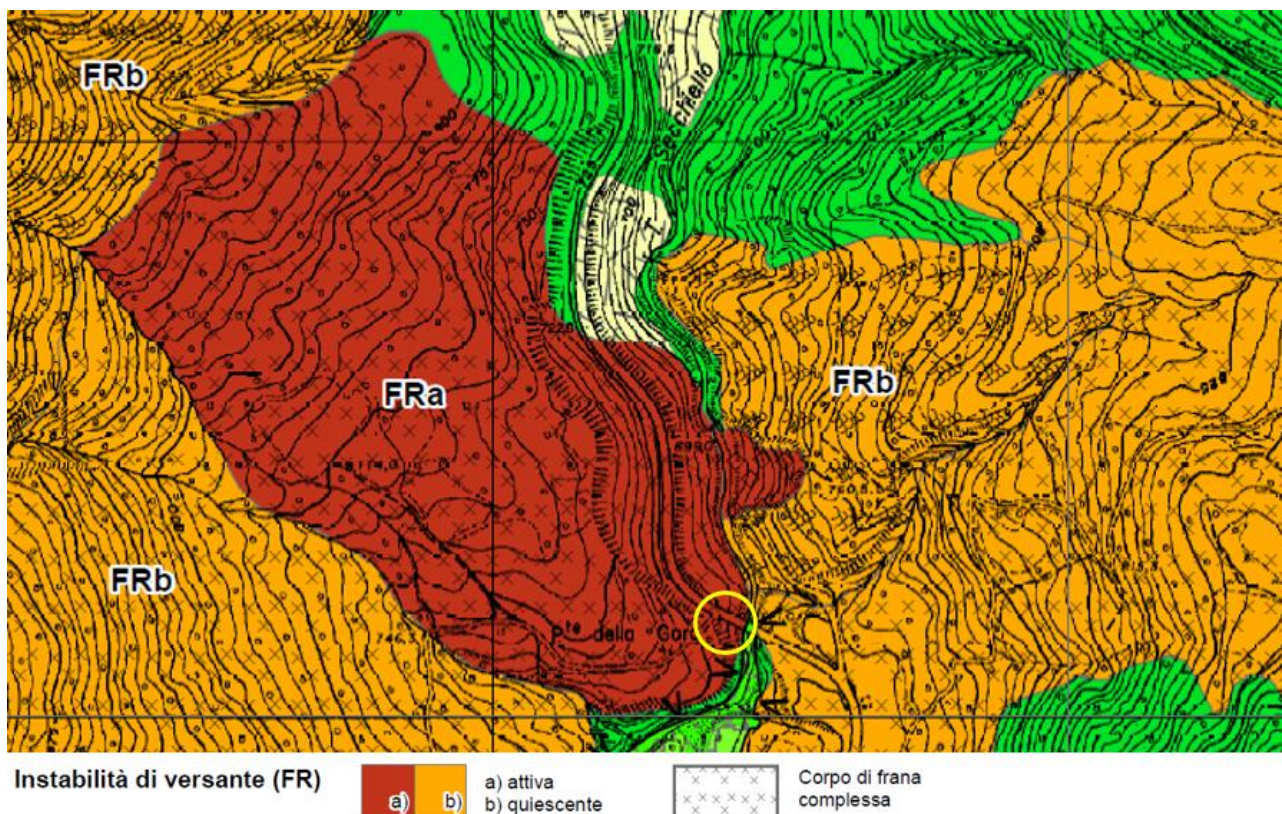
Stralcio della tavola P3 del PSC

Nell'elaborato **P6 – Inventario del dissesto** del Piano Strutturale Comunale (PSC) di Villa Minozzo, il sito d'intervento sul versante sinistro è ascritto all'interno della perimetrazione della frana attiva (a1) presente. Sul versante destro è indicata invece la presenza di frane quiescenti (a2) in prossimità della spalla del ponte e di scivolamenti in blocco (sb) più a Nord, mentre in corrispondenza dell'alveo sono cartografati depositi alluvionali in evoluzione (b1). Tale cartografia ricalca fedelmente l'elaborato **P6 – Carta inventario del dissesto** del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) di Reggio Emilia. Tale cartografia è emblematica nel comprendere quanto sia esteso il fenomeno gravitativo in questione e quanto la zona in cui il Ponte della Gora è inserito sia caratterizzata da una criticità geostatica diffusa e importante. Le norme di attuazione del PSC consentono per le aree in frana attiva esclusivamente interventi di sistemazione, monitoraggio, bonifica e regimazione delle acque superficiali e sotterranee, volti al consolidamento delle aree in dissesto; sono inoltre consentiti gli *“interventi di mantenimento e consolidamento strutturale e funzionale delle infrastrutture esistenti per documentate esigenze di sicurezza e/o pubblica utilità”*.



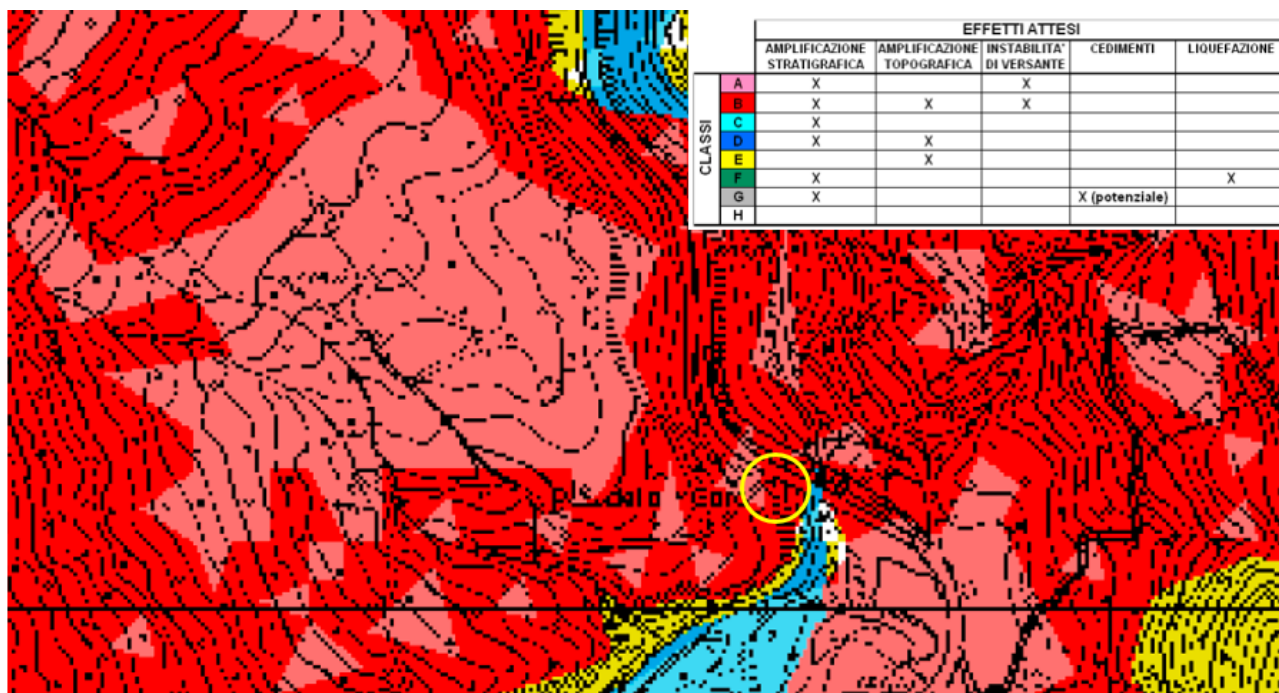
Stralcio della tavola P6 del PSC e del PTCP

Nell'elaborato **P12 – Microzone omogenee in prospettiva sismica (aree suscettibili di effetti locali)** del Piano Strutturale Comunale (PSC) di Villa Minozzo, il sito d'intervento è ascritto all'interno degli areali caratterizzati da instabilità di versante per frana attiva (FRa); il deposito è inoltre classificato come corpo di frana complessa.



Stralcio della tavola P12 del PSC

Nell'elaborato **P9a – Rischio sismico – Carta degli effetti attesi** del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) di Reggio Emilia, il sito d'intervento in sinistra idrografica è ascritto prevalentemente alla classe B e subordinatamente alla classe A, per le quali sono attesi effetti di amplificazione stratigrafica, topografica (solo per le porzioni in classe B) e di instabilità di versante.



Stralcio della tavola P9a del PTCP

L'area di studio si colloca esternamente al Parco Nazionale dell'Appennino Tosco-Emiliano. Il sito d'intervento non risulta perimetrato in alcun sito di Rete Natura 2000 - SIC, ZSC e ZPS regionali. Nella **Carta del Vincolo Idrogeologico** della Provincia di Reggio Emilia (realizzata in collaborazione con l'Unione Montana dei comuni dell'Appennino Reggiano) tutto il settore territoriale in esame è sottoposto a vincolo ai sensi del R.D. 3267/23, del R.D. 1126/26 e della D.G.R. n. 1117/2000. Gli interventi in progetto ricadono tuttavia nei casi riguardanti opere non soggette ad autorizzazione o comunicazione, di cui al comma 2.8.3 e 2.8.5 della D.G.R. n- 1117/2000.



Stralcio della "Carta del Vincolo Idrogeologico"

Sulla base della **D.G.R. n. 1164 del 23 luglio 2018**, il territorio comunale di Villa Minozzo ricade in Zona sismica 2 a pericolosità media e dove possono verificarsi forti terremoti.

In ogni caso, secondo l'allegato A al Decreto del Presidente della Repubblica 13 febbraio 2017, n. 31, "Regolamento recante individuazione degli interventi esclusi dall'autorizzazione paesaggistica o sottoposti a procedura autorizzatoria semplificata" (G.U. 22 marzo 2017, n. 68), rientrano tra gli "interventi ed opere in aree vincolate esclusi dall'autorizzazione paesaggistica":

- **A.10.** opere di manutenzione e adeguamento degli spazi esterni, pubblici o privati, relative a manufatti esistenti, quali marciapiedi, banchine stradali, aiuole, componenti di arredo urbano, purché eseguite nel rispetto delle caratteristiche morfo-tipologiche, dei materiali e delle finiture preesistenti, e dei caratteri tipici del contesto locale;
- **A.15.** fatte salve le disposizioni di tutela dei beni archeologici nonché le eventuali specifiche prescrizioni paesaggistiche relative alle aree di interesse archeologico di cui all'art. 149, comma 1, lettera m) del Codice, la realizzazione e manutenzione di interventi nel sottosuolo che non comportino la modifica permanente della morfologia del terreno e che non incidano sugli assetti vegetazionali, quali: volumi completamente interrati senza opere in soprasuolo; condotte forzate e reti irrigue, pozzi ed opere di presa e prelievo da falda senza manufatti emergenti in soprasuolo; impianti geotermici al servizio di singoli edifici; serbatoi, cisterne e manufatti consimili nel sottosuolo; tratti di canalizzazioni, tubazioni o cavi interrati per le reti di distribuzione locale di servizi di pubblico interesse o di fognatura senza realizzazione di nuovi manufatti emergenti in soprasuolo o dal piano di campagna; l'allaccio alle infrastrutture a rete. Nei casi sopraelencati è consentita la realizzazione di pozzetti a raso emergenti dal suolo non oltre i 40 cm.

Pertanto, i lavori non saranno oggetto di autorizzazione paesaggistica, neanche con procedimento autorizzativo semplificato, in quanto comprendono interventi nel sottosuolo che non comportano la modifica permanente della morfologia del terreno e che non incidono sugli assetti vegetazionali e opere di adeguamento degli spazi esterni relativi a banchine stradali eseguite nel rispetto dei caratteri tipici del contesto locale, utilizzando materiali e finiture congruenti con quanto riscontrabile negli altri tratti della stessa strada.