

REGIONE VENETO



COMUNE DI LASTEBASSE

PROVINCIA DI VICENZA

**NUOVO PARCHEGGIO IN LOCALITA' TOGNI E
CONSOLIDAMENTO MURO DI SOSTEGNO
STRADA DI ACCESSO AL CIMITERO**

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

IL PROGETTISTA:

dott. Ing. Everardo Altieri
Via Vittorio Veneto, 79
36035 Marano Vic. (VI)
everardo.altieri@gmail.com
everardo.altieri@ingpec.eu

COMMITTENTE:

Comune di Lastebasse
Via Roma n.1
36040 Lastebasse
P.I. 00577360241
Pec: lastebasse.vi@cert.ip-veneto.net

R. U. P.

Geom. Alessandro Fiorentini

TITOLO

RELAZIONE GEOLOGICA PARCHEGGIO

ELAB.

Oa

COMMESSA

2 0 0 1

ANNO

2 0 2 1

PROG.

D E

ARG.

A

N° FILE

1 5

TIPO DOCUMENTO

R S a -

REV.

0 2

REV.N	DATA	MOTIVO DELLA EMISSIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	novembre 2021	EMISSIONE	E.A.	E.A.	E.A.
01	gennaio 2022	revisione generale	E.A.	E.A.	E.A.
02	gennaio 2023	revisione generale	E.A.	E.A.	E.A.

Provincia di Vicenza

Comune di Lastebasse

**REALIZZAZIONE
DI UN'AREA DI PARCHEGGIO
Loc. Togni - via Roma**

**RELAZIONE
GEOLOGICA e GEOTECNICA**

Committente

COMUNE DI LASTEBASSE

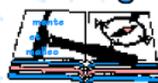
- Settembre 2019 -



Bertolin dr. Andrea

Geologo

Strada Pozzato 46
36015 Schio (VI)



☎ 0445525087
☎ 335257574

P. IVA 02453360246 - CF BRTNDR66P02I531R - SDI KRRH6B9
geologo.bertolin@gmail.com - bertolingeo@epap.sicurezza postale.it

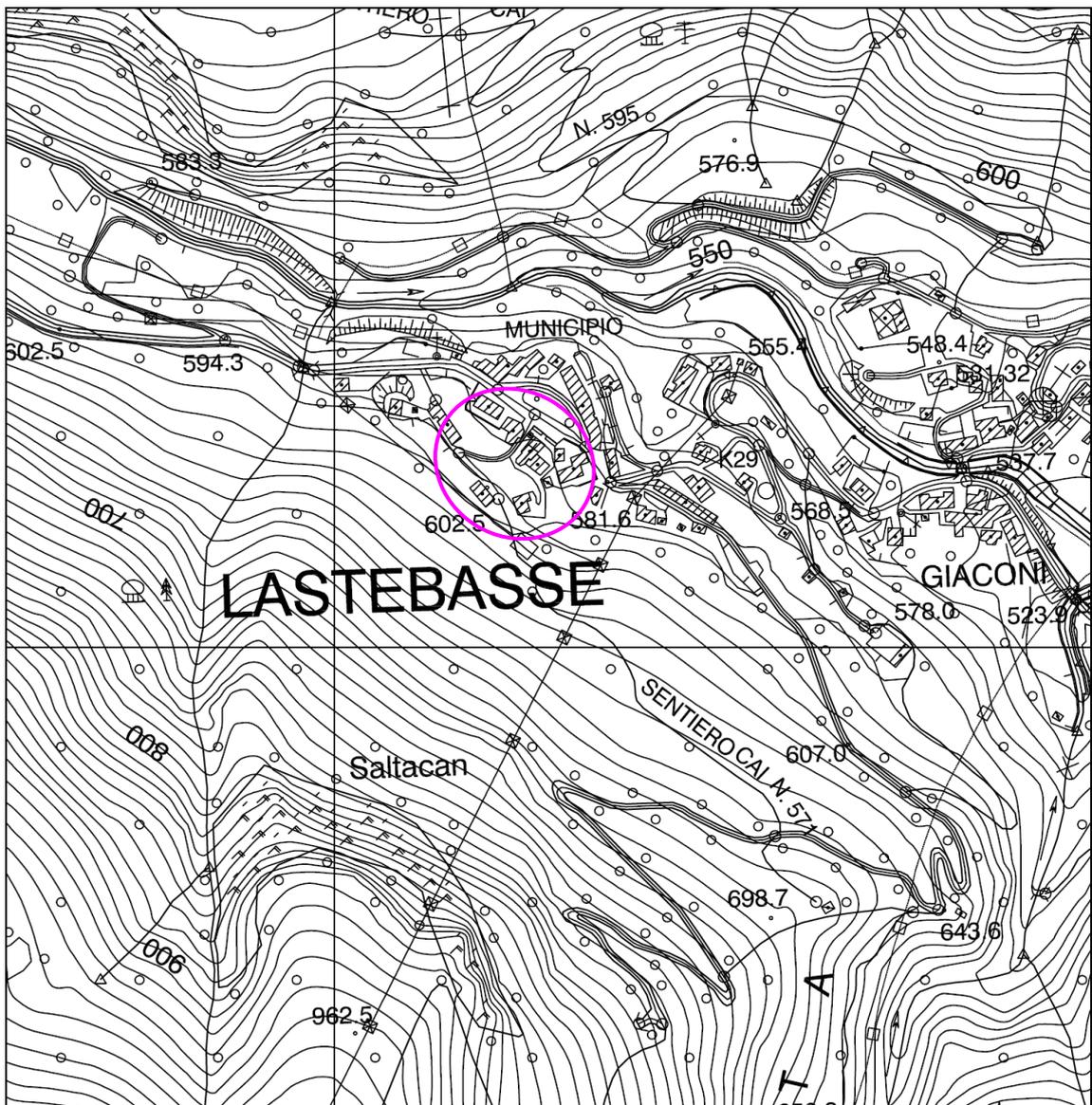
PREMESSA

Per conto del Comune di Lastebasse è stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica relativa al progetto, elaborato dallo Studio di Progettazione dell'Ing. E. Altieri con sede in Thiene, di realizzazione di un'area di parcheggio in Loc. Togni nel Comune di Lastebasse.

In ottemperanza a quanto disposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17/01/2018 la relazione si articola nel modo seguente:

1. inquadramento cartografico,
2. descrizione dell'intervento in progetto,
3. resoconto ed interpretazione delle indagini svolte in sito,
4. descrizione del modello geologico, geotecnico ed idrogeologico,
5. fragilità urbanistiche del sito,
6. descrizione del modello sismico,
7. fondazioni e cedimenti,
8. gestione scavi in fase di cantiere,
9. gestione della acque meteoriche,
10. valutazioni geologico-applicate.

1 - COROGRAFIA



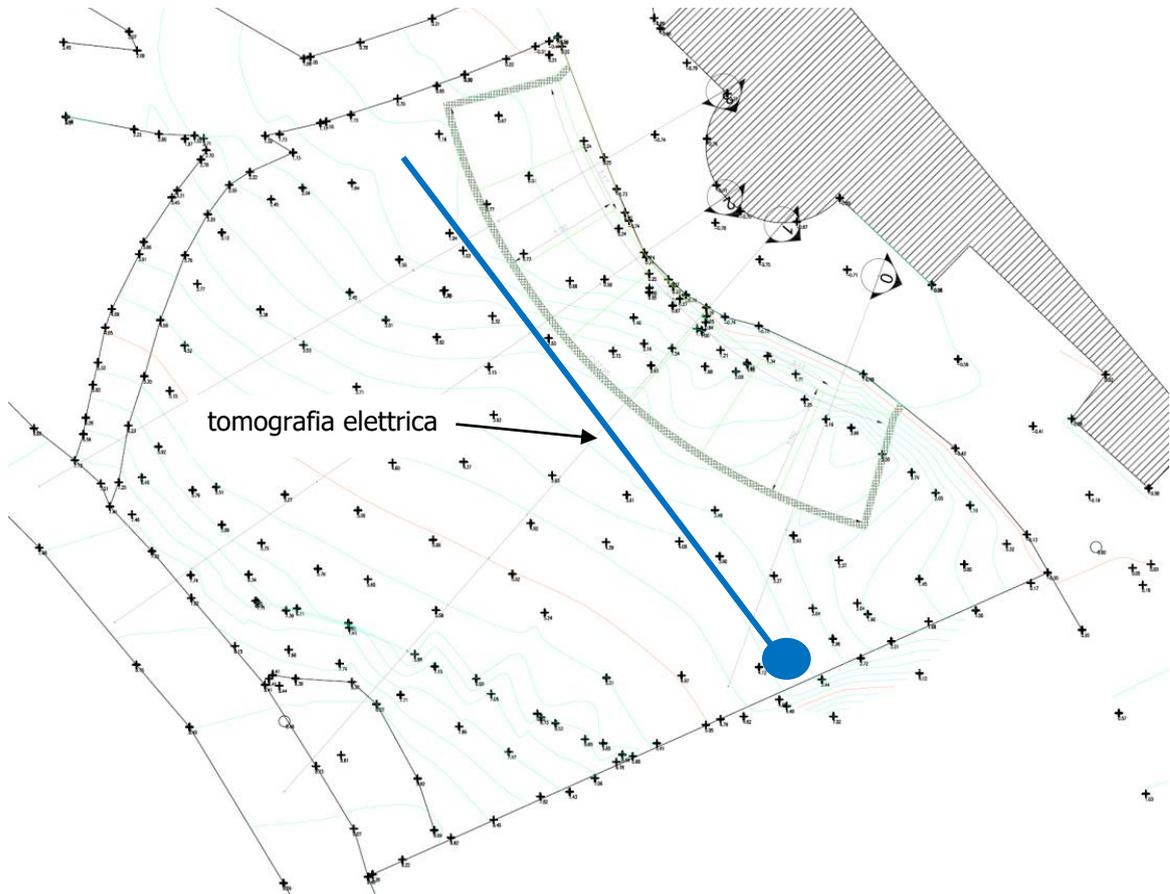
Estratto non in scala da C.T.R. alla scala 1:10.000

Elemento n. 081080 Pedemonte

L'area oggetto dell'intervento si trova in località Togni, lungo la via presente sul retro della Chiesa di S. Marco Evangelista che sorge lungo via Roma, nel centro dell'abitato di Lastebasse, nella parte nord-occidentale del territorio comunale.

3 - INDAGINI IN SITO

Per poter delineare l'assetto geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico dell'area oggetto dell'intervento, oltre alla consultazione della bibliografia tematica ed ai rilievi di campagna di superficie, sono state eseguite anche delle indagini in sito, consistite in n. 1 tomografia elettrica. La sua ubicazione è riportata nell'immagine sottostante.



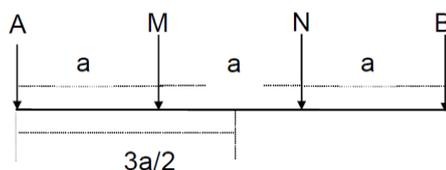
- Ubicazione Prove in Sito -

Segue la descrizione del tipo di strumentazioni impiegate, l'elaborazione e l'interpretazione dei dati ottenuti.

3.1 - Tomografia Elettrica

3.1.1 - Descrizione della Tecnica Adottata

La resistività elettrica è una delle proprietà fisiche che può essere utilizzata per l'esplorazione geofisica del sottosuolo, grazie soprattutto all'ampio spettro di valori che essa può assumere al variare della natura dei corpi investigati. Tra i metodi più conosciuti, il metodo geoelettrico è stato sviluppato allo scopo di rilevare la distribuzione della resistività elettrica nel sottosuolo, elettricamente disomogeneo, iniettando una corrente continua mediante due elettrodi conficcati nel terreno, detti convenzionalmente AB, e misurando contemporaneamente la differenza di potenziale (d.d.p.), associata al campo elettrico generato, tra due elettrodi distinti dai primi, detti convenzionalmente MN (si veda la figura sotto riportata).



Schematizzazione del dispositivo quadripolare tipo WENNER utilizzato per l'acquisizione dei dati di resistività elettrica. AB: elettrodi di corrente; MN: elettrodi di potenziale.

Variando la distanza tra gli elettrodi A e B, o tra M e N, o tra AB e MN, e misurando ogni volta la corrente immessa agli AB e la differenza di potenziale risultante agli MN, si ottiene la resistività detta apparente (in Ωm), secondo la nota formula:

$$\rho_a = k \frac{\Delta V}{I} \text{ dove } k = \pi \frac{AM * AN}{MN}$$

in cui k è la costante geometrica del dispositivo quadripolare e dipende soltanto dalle distanze interelettrodiche. La resistività apparente varia in funzione della posizione reciproca degli elettrodi A, B, M e N, (quadripolo elettrico) poiché di volta in volta parti diverse del terreno vengono investigate dal passaggio della corrente e dalla misura della risposta in termini di d.d.p. Per la loro maggiore convenienza in termini di tempi di esecuzione delle misure, la pratica geofisica ha privilegiato alcune combinazioni dei 4 elettrodi A, B, M e N, come ad esempio quella della figura sottostante, detta quadripolo "Wenner", dove gli elettrodi sono equidistanti e sullo stesso asse.

A distanza interelettrodica costante corrisponde una profondità di investigazione all'interno del corpo all'incirca costante, mentre per ottenere un'informazione anche secondo la profondità occorre allargare progressivamente il passo del quadripolo.

La tomografia elettrica rappresenta la tecnica di indagine geoelettrica che permette di acquisire informazioni in simultanea dipendenza della profondità e della distanza orizzontale

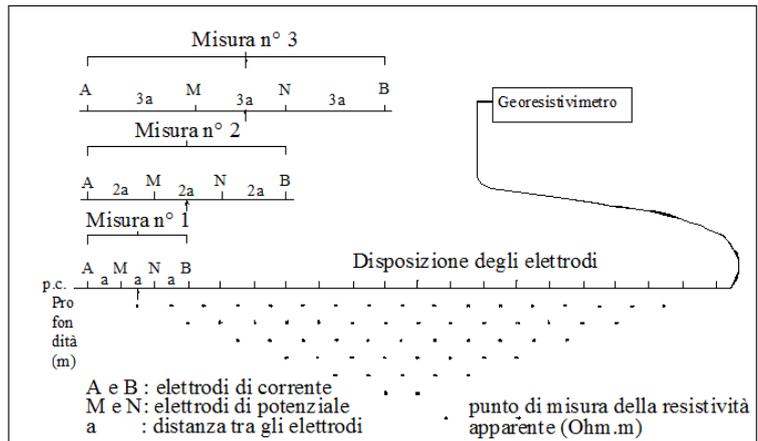
interelettrodica, e che quindi consente di ottenere informazioni reali sui valori di resistività sia in senso verticale che laterale (lungo cioè una sezione bidimensionale).

Questa metodologia di misura, che nella pratica geofisica costituisce l'evoluzione attuale della nota prospezione geoelettrica, è stata messa a punto alcuni anni fa, sfruttando i progressi dell'elettronica, sia per un'acquisizione automatica sul campo che per un'interpretazione dei dati in termini bi- e tri-dimensionali. Tale tecnica permette di disporre sul terreno da investigare un numero elevato di elettrodi (32, 64 o più), con distanza reciproca dipendente dalla risoluzione e dalla profondità d'indagine richieste; attraverso gli elettrodi viene alternativamente inviata corrente o misurata la differenza di potenziale, in una sequenza pre-programmata.

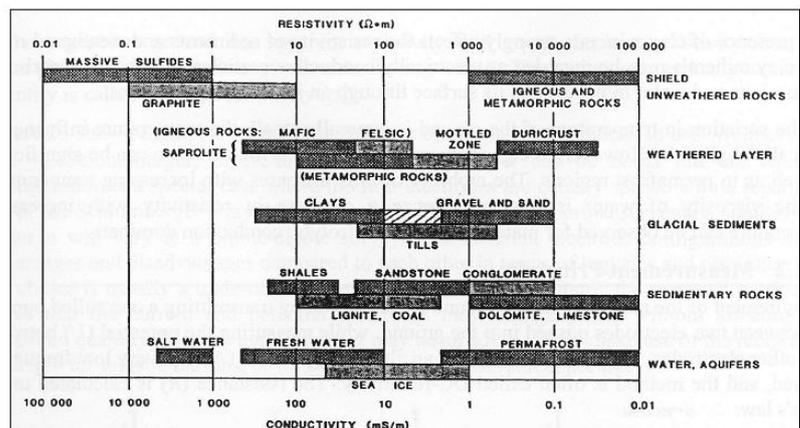
Si ottiene così l'andamento sia verticale che laterale della resistività apparente, che è uso rappresentare in forma di pseudosezione, ossia come tabella di valori organizzati in un piano di riferimento dove sull'asse orizzontale si riporta un valore corrispondente alla distanza sul terreno tra gli elettrodi più esterni, e sull'asse verticale un'ordinata ricavata dalla complessiva larghezza del quadripolo (elettrodi di corrente + elettrodi di potenziale). Ad esempio, nel caso del dispositivo Wenner tale parametro è solitamente la semidistanza AB.

Il risultato è quindi una figura bidimensionale nella quale tutti i punti di eguale resistività apparente vengono collegati da una curva detta iso-resistiva. Questo quadro deve essere quindi opportunamente

"interpretato" in modo da poter desumere dalle resistività apparenti i valori della resistività reale e la geometria della sua distribuzione. A fianco si riporta una tabella tratta da manuale d'istruzioni Abem con i valori medi di resistività dei terreni e delle rocce più comuni.



Sistema di acquisizione "tomografica" dei dati utilizzando il dispositivo Wenner



- resistività media dei principali terreni e rocce -

3.1.2 - Descrizione Strumentazione Impiegata

Per le indagini è stato utilizzato un georesistivimetro mod. ABEM Terrameter SAS 1000 (la strumentazione ritratta nella foto a fianco) con compensazione automatica dei potenziali spontanei.

Il trasmettitore di corrente opera con correnti da

0.2 a 1000 mA, con un voltaggio massimo di 400 V ed un impulso t di corrente variabile da 0.1 a 4 sec.

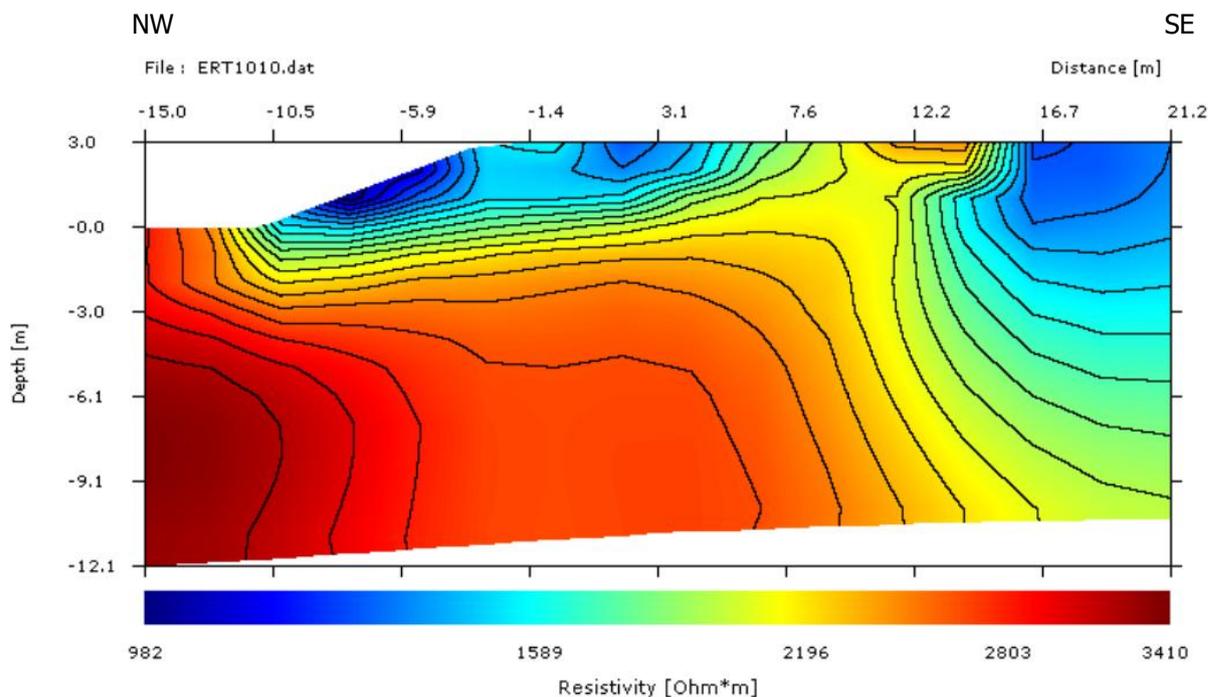
Il ricevitore, monocanale, ha un'impedenza min. di 10 M Ω , e acquisisce con un *range* massimo di \pm 400V. La precisione di $\Delta V/I$ risulta superiore allo 0.5%. I dati sono stati elaborati e interpretati in termini di profilo di resistività mediante il software SensInv2D prodotto dalla *Geotomographie*.

L'interasse tra gli elettrodi è di 2.0 m, la lunghezza dello stendimento è di 30.0 m, la profondità di indagine è di circa 8÷10 m.



3.1.3 - Risultati ottenuti dalla Prospezione

Nel grafico che segue si riporta la pseudo-sezione ottenuta, ossia il modello di resistività reale del terreno ricavato dall'inversione dei dati di campagna. Sull'asse delle ascisse sono state plottate le distanze fra gli elettrodi in metri, su quello delle ordinate la profondità, sempre in metri, all'interno si può osservare la distribuzione della resistività, l'unità di misura è l'Ohm/m.



I profilo è contraddistinto da resistività comprese tra 980 e 3.400 Ohm/m. Si tratta di valori elevati, compatibili sia con la presenza sia di un substrato roccioso fratturato, sia di un terreno granulare molto grossolano (e.g. detrito di versante).

3.1.4 - Interpretazione dei Dati

I risultati della prospezione sono compatibili con quanto riportato dalla cartografia tematica per l'area in esame e con quanto ricavato dai rilievi di campagna di superficie.

La distribuzione delle resistività consente di ipotizzare che il nucleo più resistivo registrato nella parte nord-occidentale del profilo sia costituito da un trovante fratturato di dimensioni ciclopiche, quale quello che si osserva in affioramento lungo la strada. Quest'ultimo, pertanto, non costituisce un nucleo isolato ma si estende al di sotto del piano campagna fino ad interessare la parte nord-occidentale dell'area interessata dall'intervento di progetto.

4 - MODELLO GEOLOGICO

4.1 - Geomorfologia

L'immagine di seguito allegata propone una panoramica da nord del contesto morfologico nella quale è inserita l'area oggetto dell'intervento. Quest'ultima si trova sulla parte più a monte del terrazzamento su cui sorge l'abitato di Lastebasse presente in prossimità del fondovalle in destra idrografica del T. Astico.



- Immagine satellitare -

Scendendo ad una scala di maggior dettaglio, l'area interessata dalla realizzazione del parcheggio di progetto può essere equiparata ad un piano inclinato immergente verso nord-est con una pendenza che nella parte occidentale è di circa il 20%. La parte orientale, invece, a causa della presenza di un affioramento roccioso, è contraddistinta da una pendenza molto elevata nel tratto più prossimo alla strada, che diminuisce sensibilmente e si porta a valori di circa 15% nel tratto posto a monte.

Seguono alcune foto dell'area.



- vista da est dell'area oggetto dell'intervento -



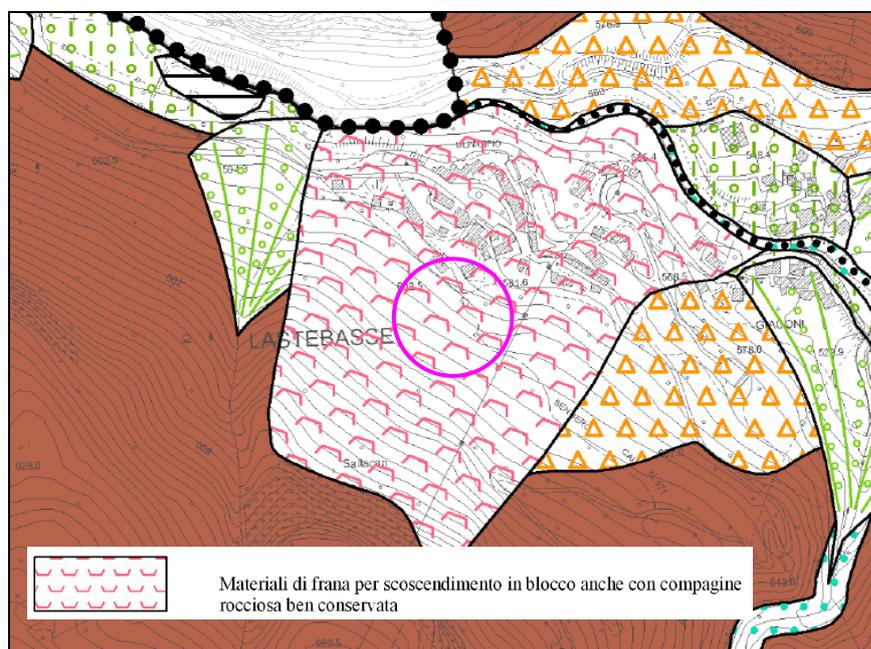
- vista da ovest dell'area oggetto dell'intervento -



- vista da monte dell'area oggetto dell'intervento -

4.2 - Geologia

Come indicato nella carta geolitologica del quadro conoscitivo del PATI (di cui si allega di seguito un estratto), il sottosuolo dell'area oggetto di studio è costituito da una coltre di depositi quaternari che poggia sul substrato roccioso.



- Estratto non in scala della Carta Geolitologica del quadro conoscitivo del PATI -

Si tratta del corpo di frana di una frana di crollo staccatasi dal fianco vallivo in destra idrografica al termine dell'ultimo post-glaciale, tuttora in parte attiva. I depositi sono composti dai tipici terreni granulari grossolani, ossia trovanti, blocchi ciottoli e ghiaie caratterizzate dalla presenza di una matrice intergranulare prevalentemente sabbiosa, subordinatamente limosa, presenti alla base dei fianchi vallivi delle vallate prealpine.

Nel caso in esame il corpo di frana conserva al suo interno nuclei nei quali si può ancora riconoscere l'originaria compagine rocciosa ben conservata. Quest'ultima si può osservare, ad esempio, nella parte nord-orientale dell'area oggetto dell'intervento (si veda la foto di seguito allegata).



- vista del corpo di frana con compagine rocciosa ben conservata -

Le prove svolte hanno permesso di accertare che il corpo di frana con compagine rocciosa intatta si prolunga nel sottosuolo non solo verso monte, ma anche in direzione ovest, come peraltro il locale andamento topografico permette di intuire.

Tenuto conto del locale assetto geomorfologico, dell'esito dei rilievi di campagna di superficie e delle indagini svolte, si ritiene che la coltre di depositi quaternari abbia uno spessore di almeno alcune decine di metri.

Il substrato roccioso è costituito dai calcari e dalle dolomie appartenenti alla formazione della Dolomia Principale che affiorano estesamente sulla parte media ed alta dei fianchi vallivi.

4.3 - Geotecnica

Dal punto di vista geotecnico i terreni sopra descritti hanno un comportamento di tipo francamente granulare, si possono definire quantomeno addensati ed hanno le seguenti caratteristiche geotecniche:

- $\gamma \approx 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi \approx 36^\circ \div 38^\circ$
- densità relativa $\approx 0.7 \div 0.8$
- coesione (dovuta alla cementazione) $\approx 8 \div 10 \text{ kN/m}^2$
- K (coeff. di Winkler) $\approx 8 \div 10 \text{ daN/cm}^3$
- ai fini edificatori si tratta di terreni ottimi

Laddove il corpo di frana presenta ancora l'originaria compagine rocciosa, quest'ultima è costituita dai calcari e dalle dolomie appartenenti alla formazione della Dolomia Principale. La Dolomia Principale, quando è intatta, dà vita ad ammassi rocciosi lapidei e competenti. Nel caso in esame, tuttavia, l'elevata fratturazione ne compromette in modo significativo l'integrità. Le caratteristiche geomeccaniche sono le seguenti:

- VRU (volume roccioso unitario) $\approx 0.2 \text{ m}^3$
- RQD (rock quality designation) ≈ 35
- $\gamma \approx 24 \div 26 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi \approx 35^\circ \div 45^\circ$
- c (coesione) $\approx 10.000 \div 30.000 \text{ kN/m}^2$
- Permeabilità: elevata per fessurazione e carsismo
- Erodibilità: bassa
- Ai fini edificatori si tratta di terreni ottimi.

4.4 - Idrogeologia

4.4.1 - Permeabilità dei Terreni

Come suggerito dalla tabella di seguito allegata, la coltre detritica è caratterizzata da valori di permeabilità elevati: si può stimare un k di almeno $1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$. Valori paragonabili si possono ipotizzare anche laddove si può ancora osservare l'originaria compagine rocciosa: in questo caso l'elevata permeabilità è secondaria, ossia dovuta alla fratturazione dell'ammasso roccioso.

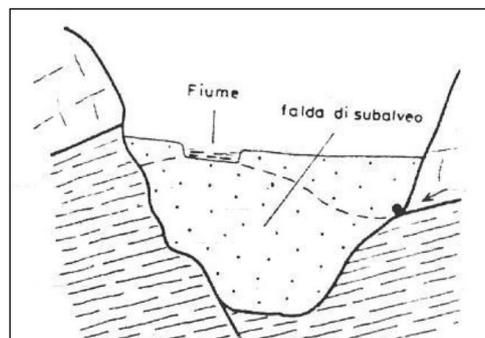
Con un assetto idrogeologico di questo tipo è consentita pertanto l'infiltrazione in profondità delle precipitazioni atmosferiche.

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
GRADO DI PERMEABILITÀ	alto			medio			basso		molto basso		impermeabile	
DRENAGGIO	buono				povero				praticamente impermeabile			
TIPO DI TERRENO	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

- permeabilità e capacità drenante dei terreni -

4.4.2 - Acque Sotterranee

L'assetto idrogeologico locale è quello tipico dei fondovalle delle vallate prealpine. E' presente una falda di subalveo che satura le alluvioni grossolane la quale è in stretto contatto con il corso d'acqua che percorre la vallata ed è sostenuta dal substrato roccioso che costituisce l'aquifero (si veda lo schema esemplificativo riportato a fianco).



I rilievi di campagna di superficie hanno permesso di accertare che a valle dell'area oggetto dell'intervento non sono presenti affioramenti di acque sotterranee. Si ritiene pertanto che il sottosuolo non sia interessato da acque sotterranee per le profondità di interesse.

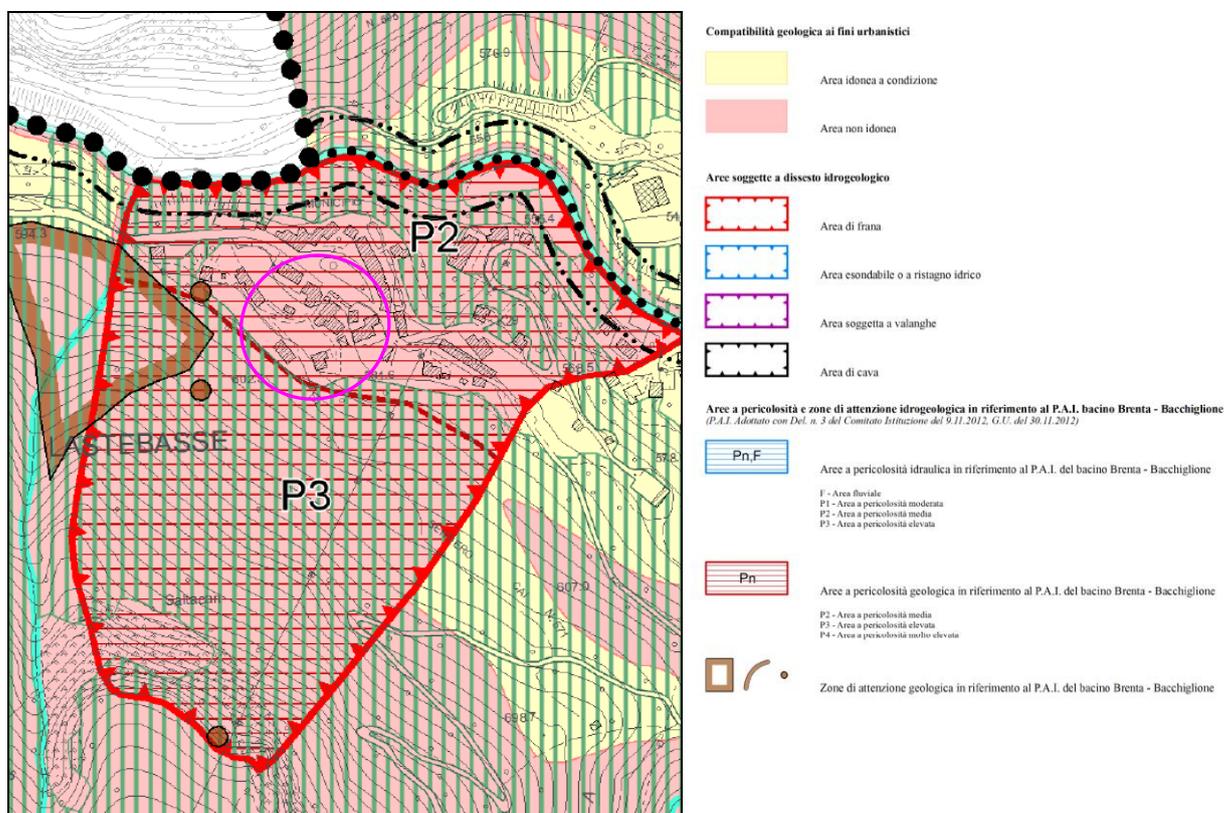
4.5 - Assetto Idraulico

L'area oggetto dell'intervento non è attraversata e non confina con corsi d'acqua.

5 - FRAGILITÀ DEL SITO

5.1 – Fattori Geologici ed Idrogeologici

La Carta delle Fragilità del PAT indica che il terreno oggetto dell'intervento si trova in *area non idonea*.

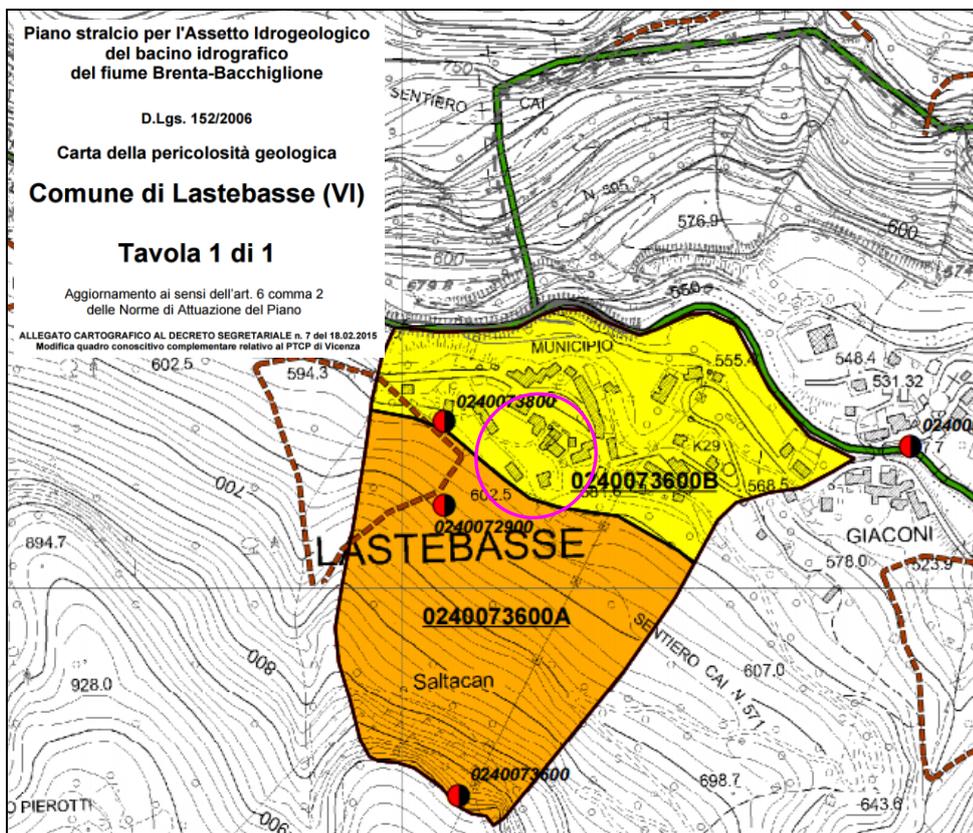


- Estratto non in scala della Carta delle Fragilità del PAT -

I rilievi di campagna di superficie hanno consentito di accertare che non sono presenti dissesti all'interno dell'area oggetto dell'intervento.

La cartografia del PAI (di cui di seguito si allega un estratto), tuttavia, indica che il sito oggetto dell'intervento ricade all'interno di un'area con pericolosità geologica media - P2.

Il dissesto segnalato, che compare nell'elenco delle aree soggette a pericolosità geologica contenute nell'allegato I alla relazione tecnica del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Brenta-Bacchiglione, è identificato dal codice 0240073600 ed è distinto in A e B. Il primo interessa il versante a sud-ovest dell'abitato di Lastebasse ed è classificato con pericolosità P3, il secondo, invece, si estende sul fondovalle ed è classificato con pericolosità P2. La consultazione del citato elenco ha permesso di accertare che, in entrambe i casi, si tratta di aree che vengono definite "soggette a frane superficiali di tipo diffuso".

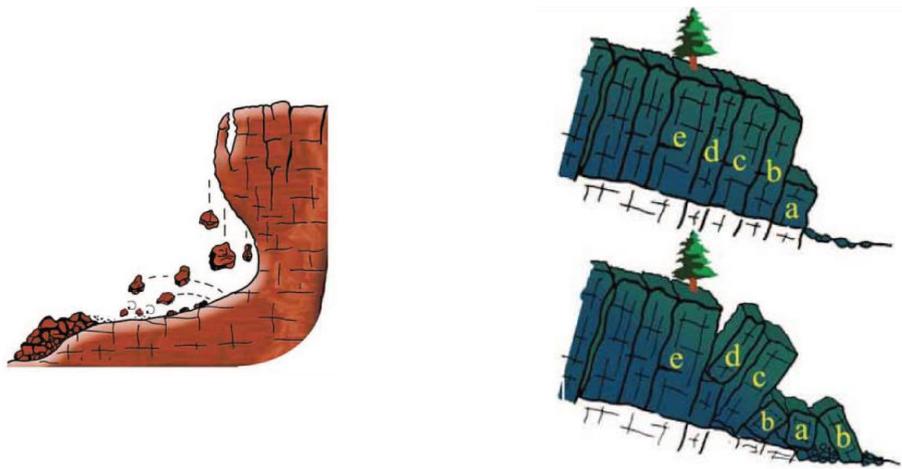


<p>PIANO ASSETTO IDROGEOLOGICO P.A.I.</p> <p><u>Perimetrazione e classi di pericolosità geologica</u></p> <p> P1 - Pericolosità geologica moderata</p> <p> P2 - Pericolosità geologica media</p> <p> P3 - Pericolosità geologica elevata</p> <p> P4 - Pericolosità geologica molto elevata</p> <p>0930062200A Codice identificativo della perimetrazione geologica P.A.I. ad esclusione delle colate rapide</p> <p>0930062200A-CR Codice identificativo della perimetrazione geologica P.A.I. relativo alle sole colate rapide</p> <p> <u>Indicazione delle zone di pericolosità e di attenzione idraulica*</u></p> <p>* cfr. cartografia idraulica</p>	<p>ZONE DI ATTENZIONE GEOLOGICA</p> <p>QUADRO CONOSCITIVO COMPLEMENTARE AL P.A.I. PROVENIENTE DA FONTI INFORMATIVE DIVERSE</p> <p><u>Dissesti franosi recenti - fonte informativa Autorità di Bacino Alto Adriatico</u></p> <p> Localizzazione indicativa dissesto franoso recente non delimitato</p> <p> Dissesto franoso delimitato</p> <p><u>Dissesti franosi recenti - fonte informativa Regione del Veneto / Province</u></p> <p> Localizzazione dissesto franoso recente non delimitato</p> <p><u>Banca dati I.F.F.I. - Inventario dei fenomeni franosi in Italia</u></p> <p> Localizzazione dissesto franoso non delimitato</p> <p> Dissesto franoso delimitato</p> <p>0930062200 Codice identificativo dei dissesti franosi I.F.F.I.</p> <p><u>Piani Territoriali di Coordinamento Provinciale - P.T.C.P.</u></p> <p> Localizzazione dissesto franoso non delimitato</p> <p> Dissesto franoso delimitato</p> <p> Indicazione o schematizzazione di un elemento geomorfologico connesso a fenomeni di instabilità</p>
<p>OPERE DI DIFESA</p> <p> Opere di difesa a sviluppo lineare</p>	
<p>LIMITI AMMINISTRATIVI</p> <p> Limite Comunale</p> <p> Limite Regionale</p> <p> Limite di Bacino</p>	

Estratto non in scala della Pericolosità Geologica

Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Brenta-Bacchiglione

Considerato l'assetto geologico e geomorfologico locale (e.g. la presenza di un substrato roccioso lapideo che genera ammassi rocciosi competenti e di una potente coltre detritica grossolana) la tipologia di dissesti che possono interessare il pendio, vista anche l'assenza di incisioni vallive nel tratto in esame, sono frane che, utilizzando la classificazione di Varnes 1978, sono identificabili come frane di *crollò* e di *ribaltamento* (si vedano gli schemi tipo esemplificativi sotto riportati).



- Schemi tipo -

Nel primo caso la massa si muove prevalentemente nell'aria: il fenomeno comprende la caduta libera ed il conseguente movimento a salti e rimbalzi ed il rotolamento di frammenti di roccia con frantumazione del materiale stesso. Nel caso in esame il fenomeno si sviluppa in roccia ed il distacco avviene quasi sempre in corrispondenza di superfici di discontinuità molto inclinate e preesistenti quali giunti, piani di faglia, fratturazione tettonica, piani di scistosità. La componente principale di tale tipo di movimento è quella verticale e, pertanto, sono necessarie particolari condizioni morfologiche, quali l'acclività dei versanti e/o rotture di pendenza elevate. Generalmente la causa d'innescò è collegata ad un incremento degli sforzi di taglio e tali movimenti franosi si verificano prevalentemente in rocce lapidee fratturate stratificate e/o incarsite quali appunto i calcari dolomitici presenti nell'area di studio.

Il secondo tipo di cinematismo consiste, invece, nel ribaltamento frontale del materiale che ruota attorno ad un punto posto al di sotto del baricentro di massa. Tale fenomeno avviene in presenza di alcune famiglie di discontinuità, necessariamente sia subverticali che suborizzontali, e può evolvere in crollo o scorrimento, ma non necessariamente implica il collasso del materiale coinvolto. La massa isolata può derivare da fratture preesistenti o, più raramente da fratture di neoformazione. Tali fenomeni risultano maggiormente diffusi in presenza di ammassi rocciosi con elevata acclività del versante, in particolare dove si sono verificati intensi fenomeni erosivi con asportazione delle coperture ed intensificazione della pendenza del versante. Nonostante, quindi, tale cinematismo si trovi con particolare frequenza in quegli ammassi rocciosi interessati da un andamento verticale delle fratturazioni o dei giunti di stratificazione, esso può verificarsi anche quando una roccia lapidea è sovrapposta ad un substrato roccioso plastico, deformabile ed erodibile.

Il ribaltamento può essere di tipo flessionale, di blocchi ed anche di tipo misto. Le cause predisponenti sono in generale di tipo strutturale, mentre quelle innescanti sono simili alle sopraccitate per il fenomeno di crollo.

I fenomeni sopra descritti, comunque, interessano solamente la parte intermedia e sommitale del versante, dove affiora il substrato roccioso (si veda la foto di seguito allegata) che può essere definita la *zona sorgente*.

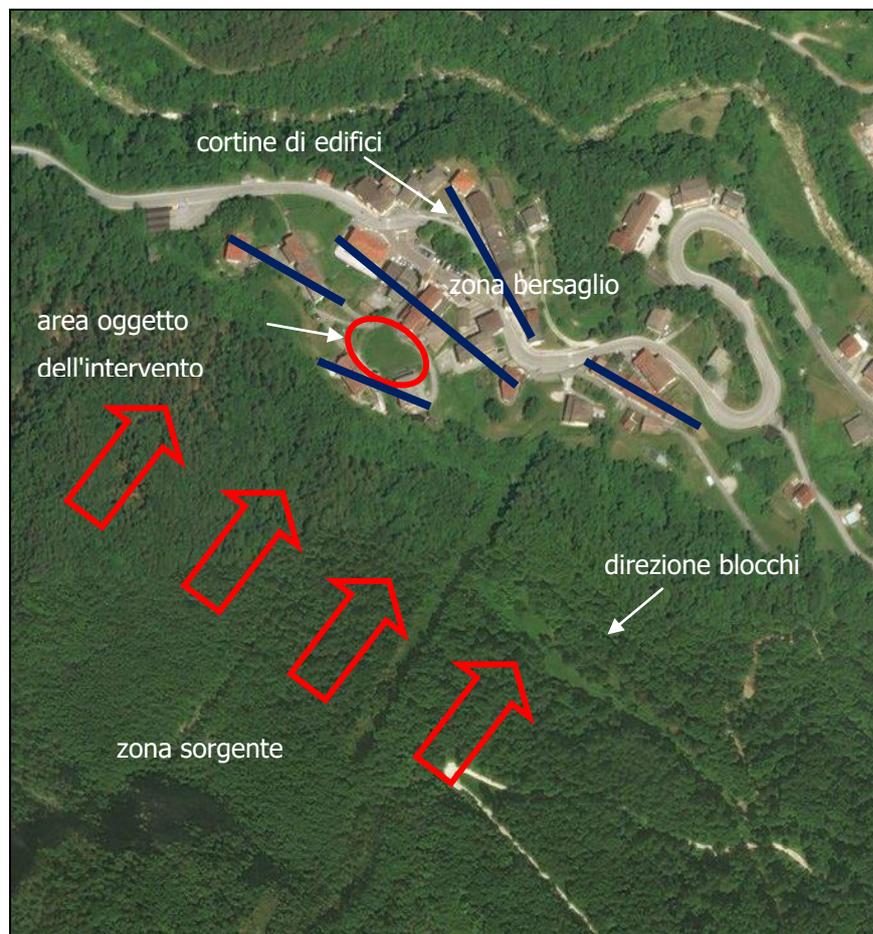


- panoramica di parte del pendio con pericolosità P3 posto a monte dell'abitato di Lastebasse -

L'area posta a valle, dove è presente il detrito di versante, può essere solo raggiunta ed interessata dal materiale lapideo che si libera secondo le dinamiche appena descritte. Quest'ultima può essere pertanto definita *zona bersaglio*.

Alla luce di quanto sopra riportato, si può pertanto affermare che l'area oggetto dell'intervento è stabile, ma esposta ad una situazione di pericolo a causa di dissesti che si possono verificare sul versante in destra idrografica, posto a monte dell'abitato.

Nel caso specifico, inoltre, l'area oggetto dell'intervento si trova in una situazione favorevole come esemplificato nello schema di seguito allegato. Tra l'area oggetto dell'intervento ed il pendio interessato da dissesti - zona sorgente - si interpone una cortina di edifici quasi ortogonali alla direzione di provenienza dei massi che, costituendo una barriera quasi continua, proteggono in modo efficace l'area oggetto dell'intervento.



- schema esemplificativo -

5.2 - Norme PAI per l'Area in Esame

Il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione ha adottato una variante, pubblicata nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico del Fiume Brenta-Bacchiglione adottata con decreto segretariale n. 7 in data 18/02/2015.

Gli interventi che si possono eseguire secondo il P.A.I. in area P2 sono descritti negli articoli 10 e 11 delle N.T.A. adottate con decreto segretariale n. 7 in data 18/02/2015.

Al punto 3 comma a dell'art. 11, si prevede nello specifico la realizzazione di zone di espansione per infrastrutture stradali ferroviarie e servizi.

5.3 - Compatibilità dell'Intervento Edilizio alle Norme PAI

In merito a quanto riportato nel precedente paragrafo, il progetto soddisfa i requisiti imposti dalle N.T.A..

Tenuto conto del favorevole contesto descritto nel § 4.4 che caratterizza l'area oggetto dell'intervento, non si ritiene necessario fornire indicazioni specifiche volte a mitigare ulteriormente il pericolo cui è potenzialmente esposto il manufatto di progetto, dato che quest'ultimo si ritiene già in una posizione particolarmente protetta.

Alla luce di quanto sopra riportato, si ritiene, pertanto, che sia possibile eseguire l'intervento proposto dal progetto in quanto quest'ultimo rispetta i vincoli delle norme

dettate dalla pianificazione urbanistica vigente.

5.4 – Fattori Idrogeologici ed Idraulici

In accordo con la citata cartografia del PAI, l'area si può ritenere sicura anche dal punto di vista idraulico.

5.5 – Considerazioni Conclusive

Il sito oggetto dell'intervento non presenta fragilità significative ai fini della realizzazione dell'intervento in progetto.

6.2 – a_g e Spettro di Risposta Elastico

La classificazione sismica nazionale - O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/06 - suddivide il territorio nazionale in 4 zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco attesa:

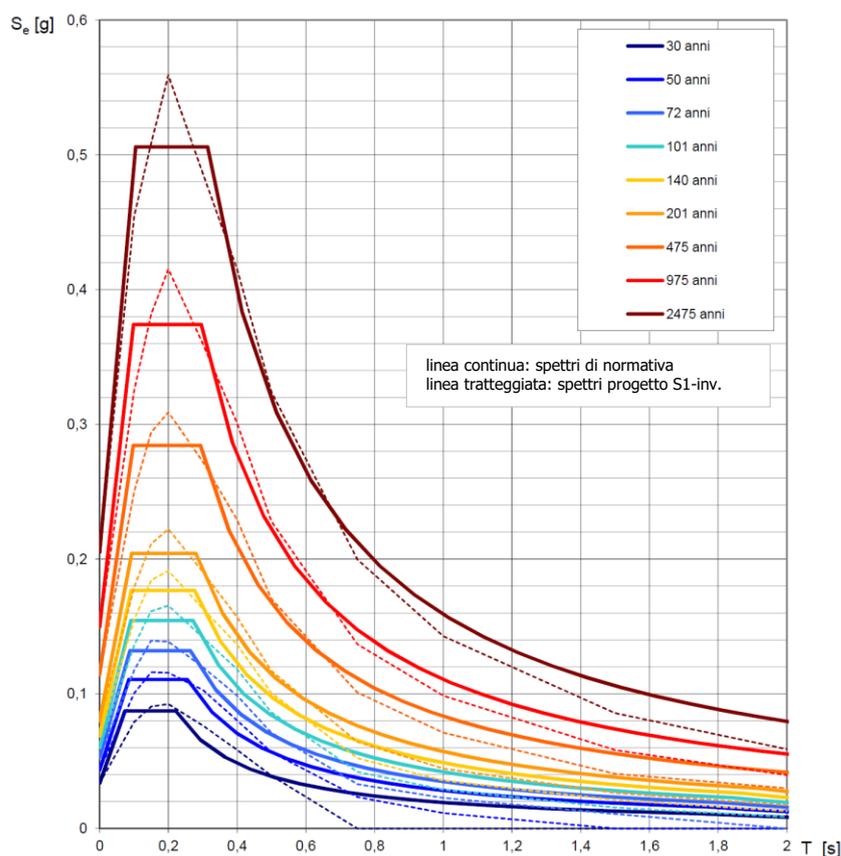
Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1	$a_g > 0.25$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15$
4	$a_g \leq 0.05$

Il Comune di Lastebasse ricade in zona 3.

Le NTC18, successivamente alla norma citata, hanno introdotto un sisma di progetto non per ogni comune, ma per ogni punto del territorio facendo riferimento a punti di ancoraggio nodali con un reticolo di 4 km di lato. Inserendo le coordinate del sito (latitudine 45.92 e longitudine 11.27) nel file excel Spettri-NTC fornito dal C.S.L.P., si ottengono gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontale e verticale delle azioni sismiche di progetto in funzione del tempo di ritorno T_r riportati nella tabella a fianco.

Segue il grafico degli spettri di risposta elastici.

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
30	0,034	2,591	0,221
50	0,044	2,540	0,255
72	0,053	2,498	0,264
101	0,060	2,575	0,272
140	0,069	2,575	0,276
201	0,080	2,559	0,280
475	0,114	2,486	0,293
975	0,150	2,499	0,296
2475	0,205	2,467	0,314



6.3 – Categoria del Sottosuolo

Il D.M. 17/01/2018 nella tabella 3.2.II distingue le seguenti categorie di sottosuolo:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Dalla ricostruzione del modello geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si propone l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominata B, così definita:

Categoria 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.

6.4 – Categorie Topografiche

Per quanto riguarda, invece, l'amplificazione topografica, l'area appartiene alla categoria T2, come indicato nella tabella 3.2.IV del D.M. 14.01.08 di seguito allegata.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

S_r , in questo caso, assume un valore pari ad 1.2, come indicato nella tabella 3.2.VI del D.M. 14.01.08 di seguito allegata.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T



Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

7 - FONDAZIONI E CEDIMENTI

7.1 - Premessa Introduttiva

Ai sensi della nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" contenute nel D.M. 17/01/2018 - punto 6.2.3.1 - la verifica agli *stati limite ultimi* è una disequazione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove:

Ed: valore di progetto dell'azione, o effetto dell'azione;

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno o del "sistema geotecnico".

Per dimensionare le fondazioni di progetto in campo statico è stato scelto l'approccio DA-2. Quest'ultimo si ritiene sia quello più indicato al caso in esame, dato che si tratta del metodo più semplice tra quelli proposti dalla normativa. Questo approccio consiste in una sola verifica, nella quale la fattorizzazione delle Azioni è la seguente:

$$A1 + M1 + R3$$

A1: ai carichi si applicano i coefficienti moltiplicativi γ_F (γ_G e γ_Q) di tabella 6.2.I;

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

M1: ai parametri geotecnici caratteristici si applicano i coefficienti riduttivi γ_M , in questo caso tutti pari all'unità, come indicato nella tabella 6.2.II:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

R3: al risultato della verifica si applica il coefficiente riduttivo $1/\gamma_R$ con $\gamma_R = 2.3$ se SL è la capacità portante, $\gamma_R = 1.1$ se SL è lo scorrimento, come indicato tabella 6.4.I:

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

7.2 - Tipologia di Fondazioni

Considerati l'assetto geologico, le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, nonché la natura dell'intervento di progetto, si potranno adottare normali fondazioni di tipo superficiale.

7.3 - Valori Caratteristici X_k e Valori di Progetto X_d

Dall'osservazione degli elaborati di progetto e, tenuto conto dell'assetto geologico e geotecnico locale descritto nei § 4.2 e 4.3, si evince che le fondazioni dell'immobile di progetto interesseranno in parte i terreni ghiaiosi della coltre detritica, in parte l'ammasso roccioso fratturato.

Poichè il primo, nonostante si tratti di un terreno ottimo, è meno performante del secondo, nel presente scritto si ipotizza che le fondazioni interessino omogeneamente la coltre detritica.

Le caratteristiche geotecniche che condizionano lo stato limite in esame, ossia la capacità portante, sono pertanto, l'angolo d'attrito Φ ed il peso di volume γ .

Dato che il valore caratteristico deve essere una *stima ragionata e cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite*, in terreni di questo tipo, basandosi sui dati a disposizione, su quanto suggerito dalla bibliografia tematica, sono stati individuati i seguenti valori:

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$

I *valori di progetto X_d* sono i valori delle caratteristiche geotecniche che influenzano l'insorgere dello stato limite da utilizzare nelle verifiche. Si ricavano a partire dai valori caratteristici X_k , ai quali viene applicato un fattore riduttivo γ_M (coefficiente di sicurezza parziale), tabellato nelle NTC, che può assumere valori diversi (si veda la tabella 6.2.II sopra riportata).

Nel caso in esame essendo stato utilizzato l'approccio 2, i coefficienti γ_M sono pari all'unità, ossia: $X_d = X_k$.

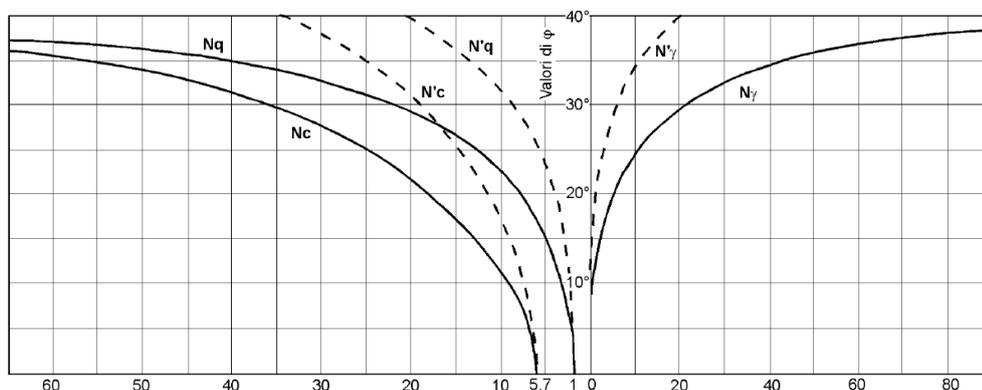
7.4 - Calcolo di R_d

Per il calcolo di R_d è stata utilizzata la formula di Terzaghi per fondazioni superficiali che si basa sulla teoria della plasticità ed adotta per il terreno il criterio di rottura Mohr-Coulomb:

$$R_d \text{ (carico limite)} = (1 + 0.2B/L) c N_c + \gamma D N_q + (1-0.2B/L) \gamma B N_\gamma.$$

dove:

- c = coesione
- B = larghezza fondazione
- D = profondità fondazione
- L = lunghezza fondazione
- γ = peso di volume
- N_c N_q N_γ coefficienti adimensionali funzione di Φ (angolo d'attrito) ricavati dal grafico sotto riportato.



- abaco parametri N_q , N_c ed N_γ -

Trattandosi di terreni granulari, il primo termine della relazione sopra riportata, essendo legato alla coesione, si annulla, la relazione diventa pertanto:

$$q_d \text{ (carico limite)} = \gamma D N_q + (1-0.2B/L) \gamma B N_\gamma.$$

Adottando l'angolo di attrito di disegno - Φ_d - pari a di 34° si ricava che: $N_q = 35$ e $N_\gamma = 39$. In questo caso, se: $D \geq -0.5$ m rispetto alla quota della strada comunale a fianco del parcheggio; $B \geq 1.0$ m; $L =$ variabile; $\gamma = 18$ kN/m³. Risulta un carico limite - R_l - pari a 736 kN/m².

Poiché è stato utilizzato l'approccio 2, il carico limite sopra riportato viene ridotto applicando il coefficiente $\gamma_R = 2.3$ e, pertanto, si ottiene per una fondazione di tipo continuo:

$$R_d = 320 \text{ kN/m}^2$$

Questo valore dovrà essere $\geq E_d$.

7.5 - Cedimenti

7.5.1 Premessa Introduttiva

I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, in terreni poco permeabili (terreni coesivi: argille e limi), al consolidamento, ossia al fenomeno di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno nel caso di un aumento della pressione cui sono sottoposti.

Il cedimento totale S è dato dalla somma di tre fattori:

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{el}} + S_{\text{con}} + S_{\text{sec}}$$

Dove:

S_{el} : cedimento elastico, immediato dovuto alla deformazione iniziale del terreno caricato senza variazione di volume; è tipico dei terreni granulari, è trascurabile nei terreni coesivi.

S_{con} : cedimento di consolidazione, dovuto alla variazione di volume del terreno saturo in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è tipico dei terreni coesivi poco permeabili ed assente in quelli granulari.

S_{sec} : cedimento secondario dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro del terreno ed è principalmente imputabile alla presenza della frazione organica.

Secondo le NTC08, per il calcolo dei cedimenti in regime statico si deve fare riferimento agli SLE – Stati Limite di Esercizio: il cedimento di progetto deve essere minore di una determinata soglia critica pregiudizievole alla funzionalità della struttura. Tale soglia viene fissata dal progettista di concerto con il committente.

Si utilizzano le combinazioni di carichi agli SLE, diverse dalle combinazioni agli SLU. Anche in questo caso deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

Il carico di progetto - E_d - deve essere uguale o minore del carico - C_d - che causerà verosimilmente un cedimento - S_d - corrispondente alla soglia massima tollerabile - S_c .

L'EC7 del 2003 fissa i valori di cedimento massimi a seconda del tipo di fondazione e di struttura in elevazione:

EC7, 2003 (Allegato H)		EC7, 2003 (all'interno del testo)	EC1, 1994 (all'interno del testo) per SLD
$\rho_{\max} = 50 \text{ mm}$ per fondazioni isolate		$\delta_{\rho_{\max}} = 20 \text{ mm}$ per fondazioni isolate	$\rho_{\max} = 25 \text{ mm}$ per fondazioni isolate
$(1/2000) < \beta_{\max} < (1/300)$	→	SLD $\delta_{\rho_{\max}} = 10 \text{ mm}$ per fondazioni a reticolo	$\rho_{\max} = 50 \text{ mm}$ per fondazioni a piastra
$\beta_{\max} \approx (1/150)$	→	SLU $\delta_{\rho_{\max}} < 50\% \rho$ per fondazioni a reticolo	$\delta_{\rho_{\max}} = 20 \text{ mm}$ per telai aperti
			$\delta_{\rho_{\max}} = 10 \text{ mm}$ per telai con tramezzi flessibili
			$\delta_{\rho_{\max}} = 5 \text{ mm}$ per telai con tramezzi rigidi

Con la nuova normativa il calcolo dei cedimenti diventa più importante, dato che i diversi approcci consentono di assumere valori di Rd maggiori rispetto a quanto poteva succedere con la normativa precedente. Nel caso in esame, tuttavia, essendo stato utilizzato l'approccio DA2, nel quale è presente un coefficiente di sicurezza pari a 2.3 (non molto diverso dal fattore 3 che permetteva di calcolare il carico ammissibile), l'Rd che si ottiene raggiunge valori maggiori di quanto poteva avvenire in precedenza, ma senza discostarsi a tal punto da poter causare cedimenti assimilabili a quelli corrispondenti alla massima soglia tollerabile Sc.

7.5.2 Stima dei Cedimenti

Anche se il modello geotecnico a disposizione non consente di calcolare in modo preciso i cedimenti, da esperienze acquisite in terreni simili, si ritiene che non si possano verificare cedimenti di entità significativa grazie sia al fatto che i carichi di progetto subiranno una variazione minima, sia alle buone caratteristiche geotecniche dei terreni presenti: quest'ultimi, infatti, sono dotati di compressibilità ridotta e di una notevole capacità di ripartizione dei carichi.

8 - SCAVI

Non sono previsti scavi di entità significativa - ossia con altezza maggiore di 1.5 m - ai fini della stabilità dei fronti e della sicurezza delle maestranze.

Non sono presenti acque sotterranee che possano interferire con i lavori e le opere previste dall'intervento in oggetto.

Tenuto conto che il sottosuolo è costituito da un corpo di frana che, a tratti, presenta ancora l'originaria compagine rocciosa ben conservata, non si può escludere che siano presenti trovanti di dimensioni tali da necessitare l'impiego del demolitore per essere rimossi. Si precisa, tuttavia, che la gran parte del materiale sarà comunque palabile.

9 - GESTIONE ACQUE METEORICHE

I terreni che costituiscono il sottosuolo sono dotati di una permeabilità elevata tale da garantire l'infiltrazione delle acque meteoriche attraverso pozzi disperdenti.

10 - VALUTAZIONI GEOLOGICO-APPLICATE

Come già descritto nel capitolo 2 il progetto propone di ricavare dei parcheggi e di conferire un nuovo assetto plano-altimetrico all'area retrostante in modo da poter realizzare un muro di contenimento a monte dei parcheggi con una altezza modesta, dell'ordine del metro.

Pur condividendo l'impostazione progettuale si sottolinea il fatto che, grazie alle ottime caratteristiche geotecniche dei terreni presenti nel sottosuolo, è possibile aumentare la pendenza della scarpata presente a monte del muro di contenimento di progetto mantenendone invariata l'altezza.

Secondo la bibliografia tematica le caratteristiche geotecniche delle coltre detritica sono tali che quest'ultima è in grado di mantenersi stabile a lungo termine anche su scarpate con una inclinazione di 50°. Aumentando l'inclinazione delle scarpate è possibile ridurre il volume di terreno da rimuovere.

Questa ipotesi progettuale, tuttavia, genera delle scarpate con una elevata pendenza che possono essere esposte a fenomeni di erosione superficiale dovuti all'azione delle piogge battenti e di quelle di ruscellamento superficiale. Per impedire il manifestarsi dei fenomeni erosivi sopra descritti, si propone di rivestire la parete con una biostuoia in juta. Il rinverdimento, infine, potrà essere eseguito con una semina a spaglio al di sotto della stuoia, oppure con la piantumazione di essenze sempreverdi autoctone.

Schio, li 07/09/2019

Bertolin Andrea - *geologo*

