

Provincia di Cuneo
UNIONE MONTANA VALLE MAIRA

P.S.R. 2014/2020

Operazione 7.5.1. Infrastrutture turistico-ricettive ed informazioni turistiche
PIANO D'INTERVENTO DENOMINATO "OUTDOOR D'OC"
Itinerario Sentieristico "PERCORSI OCCITANI"

505_1A_2 - Interventi di miglioramento dell'itinerario escursionistico
"Percorsi Occitani" - REALIZZAZIONE DI PONTE PEDONALE SUL TORRENTE
MAIRA IN LOCALITA' MONASTERO DI DRONERO E LOCALITA' MORRA DI
VILLAR SAN COSTANZO

Allegato n. 505_1A_2_15

RELAZIONE GEOLOGICA

Il Progettista

Firmato digitalmente da

Fabrizio Cambursano


CN = Cambursano Fabrizio
O = Ordine dei Geologi del
Piemonte/97543340018
T = Geologo
SerialNumber = IT:CMBFZ65T07C665M
e-mail = cambursano@geologiweb.it
C = IT

Il Responsabile del Procedimento

San Damiano Macra
Novembre 2016

INDICE

1. PREMESSA

2. GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELL'AREA

3. ASSETTO STRATIGRAFICO

3.1. Sponda in sinistra orografica – Comune di Villar San Costanzo

3.2. Sponda in destra orografica – Comune di Dronero

4. NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

5.1. Sponda in sinistra orografica – Comune di Villar San Costanzo

5.2. Sponda in destra orografica – Comune di Dronero

6. INDICAZIONI SUL CARICO LIMITE

6.1. Elaborazioni di calcolo

6.2.1. Sponda in sinistra orografica – Comune di Villar San Costanzo

6.2.2. Sponda in destra orografica – Comune di Dronero

7. SISTEMA DI ANCORAGGIO - TIRANTI

8. CONCLUSIONI

Allegati

- ☐ Planimetria Catastale
- ☐ Estratti di progetto a scala ridotta
- ☐ Stratigrafia Pozzo Rivoira

1. PREMESSA

Si relaziona su un intervento relativo alla realizzazione di un ponte pedonale sul torrente Maira in località Monastero di Dronero e Morra di Villar San Costanzo.

La nuova struttura in progetto, che unisce le due sponde del Maira appartenenti, in sinistra orografica, a Villar San Costanzo ed in destra orografica a Dronero, si inserisce nell'ambito dei lavori di miglioramento dell'itinerario escursionistico "Percorsi Occitani", relativi al P.S.R. 2014-2016, Operazione 7.5.1. – Infrastrutture turistico ricettive ed informazioni turistiche.

Trattasi di passerella su cavi (tipo "ponte tibetano") tesato tra i due sostegni posti sulle due sponde del torrente Maira.

Gli elementi principali dell'opera sono così riassumibili (per la descrizione completa si rimanda alla relazione tecnica di progetto):

- fondazioni a platea di calcestruzzo armato;
- supporti verticali costituiti da profili di acciaio conformati a telaio rettangolare controventato con saette (gli elementi verticali e le saette sono fissate alla platea di fondazione con "tirafondi" in acciaio).

Il contrasto delle azioni orizzontali determinate dalla passerella-ponte parallelamente all'asse del ponte, oltre che dal peso proprio delle strutture e anche attuato da tiranti di ancoraggio fissati nel conglomerato cementato, il dimensionamento dei quali dovrà essere realizzato sulla base degli inquadramenti geologici e geotecnici contenuti nella presente relazione geologica.

Dal punto di vista investigativo, nel mese di ottobre 2016, con il progettista incaricato, sono stati visionati i luoghi, su entrambe le sponde, dove sono previste le opere di fondazione e di ancoraggio della tensostruttura.

Il lato in sinistra orografica, appartenente al comune di Villar San Costanzo, non ha evidenziato particolari problematiche di carattere geologico tecnico, considerando la natura e l'assetto stratigrafico locale osservabile in più punti nella scarpata di raccordo tra la piana superiore e l'attuale alveo del torrente.

Sul lato destro, nel comune di Dronero, le condizioni morfologiche locali e la presenza di terreni riportati nel corso del tempo, hanno richiesto un approfondimento particolareggiato, con l'esecuzione di sondaggi geognostici di dettaglio in corrispondenza delle opere di fondazione previste.

La presente relazione geologica generale analizza pertanto le condizioni esistenti al contorno ai siti interessati dalle opere e descrive dettagliatamente le risultanze delle indagini realizzate.

A supposto di quanto osservato e dedotto nel corso degli approfondimenti geologico-stratigrafici di dettaglio, sono state considerate le risultanze di precedenti campagne d'indagine svolte dallo scrivente in occasione di precedenti interventi edificatori nelle aree circostanti e quanto definito nell'ambito dei lavori di stesura degli elaborati geologici a corredo del PRGC vigente di Dronero e della Microzonazione Simica di primo livello.

Nell'estratto seguente della Carta Tecnica Regionale viene indentificato il sito d'intervento e individuate le aree analizzate nel corso di precedenti campagne d'indagine, tra le quali si evidenziano:

- 2016: REALIZZAZIONE STRADA DI ACCESSO A TERRENI, RECINZIONE IN LEGNO E TUNNEL PER COLTIVAZIONE PROTETTE, sig. Rovera Diego: indagine geologica generale e stesura relazione, geol. F. Cambursano;
- 2016: COSTRUZIONE TETTOIA APERTA AD USO DEPOSITO ATTREZZI AGRICOLI, Azienda Agricola ARNAUDO Giovanni: indagine geologica e geognostica generale e stesura relazione, geol. F. Cambursano;
- 2012: RISTRUTTURAZIONE EDILIZIA STALLA PER VARIAZIONE TIPO DI STABULAZIONE, CON AMPLIAMENTO PER MIGLIORARE IL BENESSERE ANIMALE E COSTRUZIONE SALA DI MUNGITURA, Sig. LAMBERTI Diego: indagine geologica generale e stesura relazione, geol. F. Cambursano;

A monte della scarpata di raccordo del torrente Maira con l'alveo attuale, nel tratto a monte e a valle del Ponte Nuovo di Dronero, sono state condotte, nel corso del tempo, numerose prospezioni geognostiche e geofisiche, tra le quali si richiamano:

- ✚ 2016: PERMESSO DI COSTRUIRE CONVENZIONATO PROGETTO DI EDIFICIO A DESTINAZIONE COMMERCIALE EX STAZIONE FERROVIARIA: Esecuzione di prove penetrometriche dinamiche e prospezioni geofisiche del tipo Masw Vs₃₀
- ✚ 2013: PERMESSO DI COSTRUZIONE CONVENZIONATO IN ZONA R1 VIA XXIV MAGGIO – VIA MONTEMALE; indagine geognostica e geologica generale stesura relazione geologica con caratterizzazione sismica del terreno di fondazione

Nel corso dello studio di adeguamento alla normativa sismica del comune di Dronero, sono state realizzate dallo scrivente nel medesimo settore, prove in sito quali stendimenti del Tipo Masw Vs₃₀, comparate con indagini realizzate dalla Regione Piemonte (caratterizzazione geologica e geofisica comune di Dronero, febbraio 2007) quali prove in foro Down-Hole (Archer), tomografie elettriche, sismica a rifrazione e misure dei microtremori tipo Re.Mi.

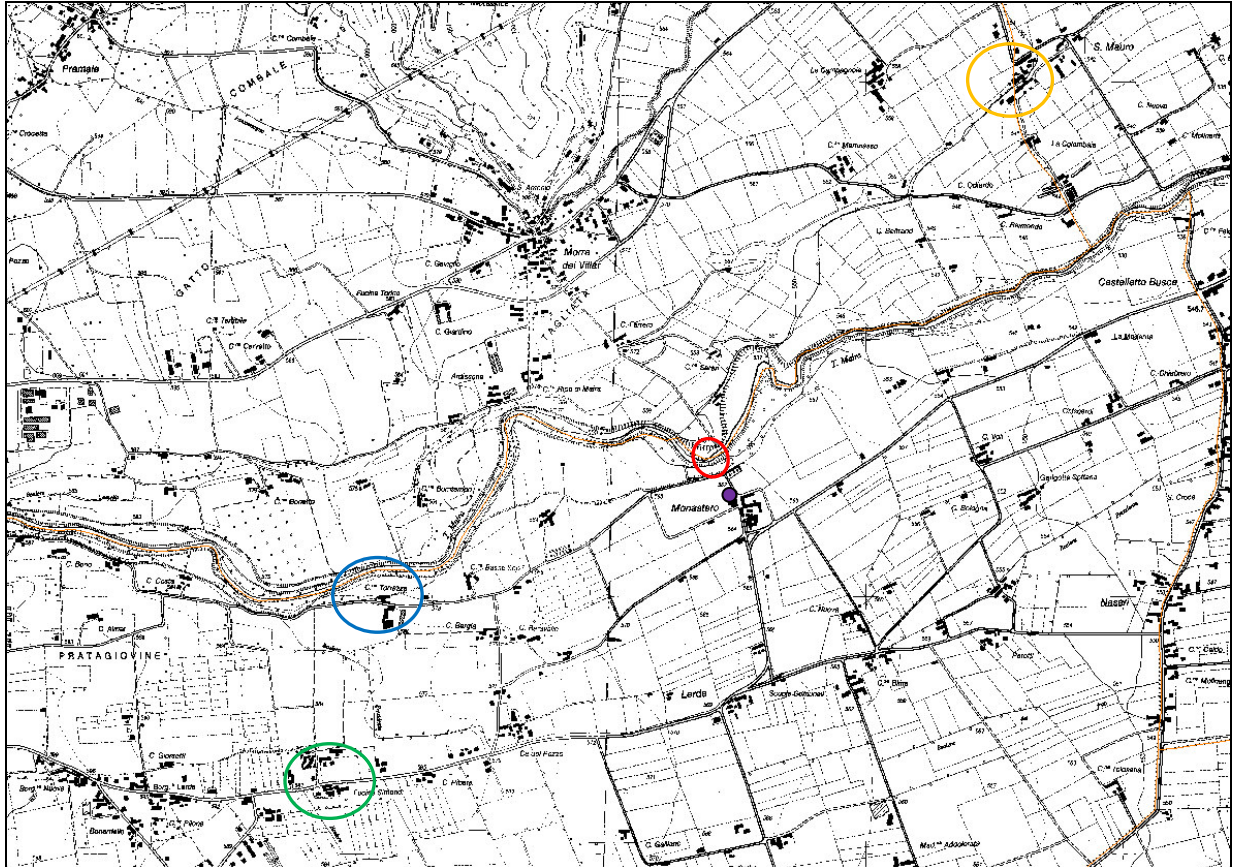


Fig. 1: Estratto C.T.R. con:

- | | | | | | |
|---|---------------------------|---|------------------------------|---|---------------|
|  | area d'intervento |  | indagine 2016 Rovera Diego |  | Pozzo Rivoira |
|  | indagine 2016 Az. Arnaudo |  | indagine 2012 Lamberti Diego | | |

Infine si segnala l'accesso all'assetto stratigrafico di profondità, ottenuto nel corso della realizzazione di un pozzo per acqua, realizzato dall'Azienda Agricola Rivoira a poche decine di metri di distanza dall'area di ancoraggio del ponte pedonale in destra orografica, nei pressi del cimitero di Monastero di Dronero (fig. 1).

Dall'analisi dei dati di perforazione, si evince che il grado di cementazione del deposito conglomeratico aumenta progressivamente con il crescere della profondità. Piccoli livelletti ghiaiosi si alternano a potenti orizzonti fortemente cementati, contenendo, a profondità elevate (oltre i 90 m dal piano campagna attuale), un sistema acquifero profondo, con livello statico a circa -94 m (livello dinamico a -100 m circa con portate dell'ordine dei 5 L/sec).



Foto 1: veduta aerea area in esame con:
..... traccia indicativa del ponte pedonale in progetto ● pozzo Rivoira



Foto 2: zona di ancoraggio sponda sinistra (lato Villar San Costanzo)



Foto 3: zona di ancoraggio sponda destra (lato Dronero)



Foto 4: zona di ancoraggio sponda destra (lato Dronero) – indagine geognostica

2. GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELL'AREA

La passerella pedonale in progetto unisce le due sponde incise che delimitano il corso attuale del torrente Maira.

La natura dei depositi che affiorano lungo le sponde sono riconducibili essenzialmente a depositi cementati dati da conglomerati poligenici e polimittici meglio noti in letteratura con il nome di *Ceppo*. Trattasi di depositi ben cementati, discontinui, di potenza variabile anche localmente.

Osservando l'assetto stratigrafico relativo al pozzo ad uso agricolo terebrato a poche decine di metri dalla sponda destra in esame, emerge come superficialmente i depositi alluvionali, osservabili in affioramento lungo le sponde, risultino dalla descrizione "*solo in parte cementati*", diventando poi vere e proprie puddinghe oltre circa 20 m di profondità.

In affioramento, lungo le scarpate, i conglomerati appaiono tuttavia ben cementati, pur avendo alla base nicchie e cavità di dissoluzione a carattere intermittente e discontinuo.

Proseguendo verso il basso della serie, potenti livelli fortemente cementati si alternano a sottili livelli ancora alluvionali, dove il grado di cementazione appare lievemente minore.

In superficie, i depositi conglomerartici sono preceduti da ghiaie ciottolose addensate di potenza contenuta e stimata, in sponda sinistra, in circa 2,0 m. In sponda destra, nell'area di sondaggio, oltre al terreno di copertura e di riporto è stata direttamente riscontrata, nei pressi del ciglio, la presenza di conglomerato ben cementato (vedi paragrafi successivi).

Allontanandosi dall'attuale ciglio di scarpata, a circa $8,5 \div 10$ m di distanza, i terreni di riporto lasciano il posto ai depositi alluvionali naturali, seguiti immediatamente dal top dei depositi conglomeratici cementati.

Morfologicamente, le due scarpate di raccordo sul torrente Maira, pur risultando incise nei medesimi depositi alluvionali cementati, si differenziano per una diversa altezza di spiccat; entrambe sub verticali, quella in sinistra risulta avere un'altezza di circa 9,0 m contro i circa 14 m di quella in destra.

Questa differenza di quota implica un maggiore approfondimento del piano di posa della fondazione di destra rispetto a quella di sinistra orografica, considerando anche la presenza del terreno riportato riscontrato in fase di verifica e al fine di ridurre la pendenza media della passerella.

Dal punto di vista idrogeologico, non si segnala la presenza di circolazione freatica nei primi 90 m di profondità, dove l'elevato grado di cementazione del deposito rende pressoché assente ogni tipo di circolazione acquifera.

Superati circa i -90 m, viene segnalata la presenza di un circuito idrico profondo, avente il livello statico a circa -94 m, con un livello dinamico a circa - 100 m con portata di verifica di circa 5 L/sec. La profondità di ricerca massima del pozzo viene indicata a 136,88 m (vedi allegati).



Fig. 2: Estratto Carta geomorfologica di PRGC

3. ASSETTO STRATIGRAFICO

Come indicato in premessa, la verifica puntuale della successione stratigrafica nel comparto oggetto d'intervento è stata effettuata sulla scorta di quanto osservato in sito e dall'analisi di pozzetti esplorativi realizzati nel corso dell'indagine.

Vengono distinte due situazioni specifiche:

3.1. Sponda in sinistra orografica – Comune di Villar San Costanzo

- *da piano campagna a circa -0,5 m: terreno vegetale;*
- *da circa -0,5 m a circa -2,0 m; ghiaie ciottolose in matrice sabbiosa*
- *oltre circa -2,0 m: ghiaie con ciottoli e blocchi ben addensate passanti a conglomerati cementati.*

3.2. Sponda in destra orografica – Comune di Dronero

Nel settore dove è prevista la realizzazione della fondazione della passerella pedonale è stata individuata la presenza di terreno riportato di natura antropica. Trattasi in particolare di materiale lapideo frammisto a pietre e ciottoli, proveniente presumibilmente dal limitrofo cimitero comunale. Tale situazione ha imposto un approfondimento strumentale d'indagine, per verificare il rapporto stratigrafico tra terreno riportato e il deposito naturale sottostante.

Nello schema di fig. 3 si riporta uno stralcio della sezione di progetto con indicati gli elementi visionati ed interpretati nel corso delle prove.

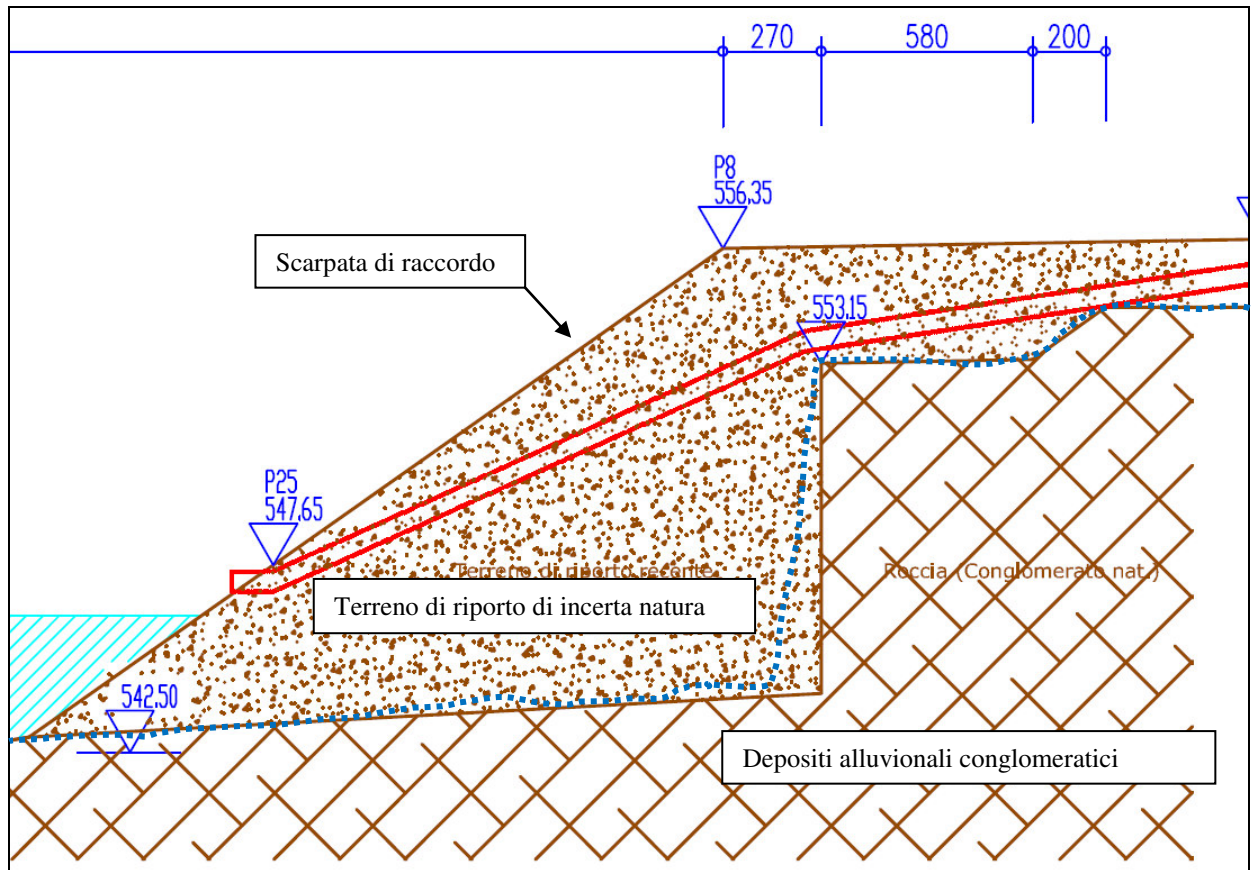


Fig. 3: Sezione geologica interpretativa sponda destra orografica (tratteggiato in blu l'andamento presunto del top del conglomerato)

Nel dettaglio è emerso (vedi fig. 4 seguente):

- dal ciglio attuale superiore, il limite del conglomerato autoctono è stato individuato a circa 2,7 m lineari ad una profondità pari a circa 3,2 m;
- oltre tale punto, la superficie del conglomerato avanza quasi orizzontalmente per circa 5,8 m (8,5 m lineari dal ciglio superiore di scarpata);
- a circa 8,5 dal ciglio di scarpata, il deposito cementato si avvicina alla superficie; in questo settore non vi è più traccia della presenza del terreno riportato e l'andamento stratigrafico assume connotati analoghi a quelli riscontrati in sponda sinistra, cioè alluvioni grossolane superficiali sfumanti in depositi alluvionali ben addensati e poi cementati (conglomerati).

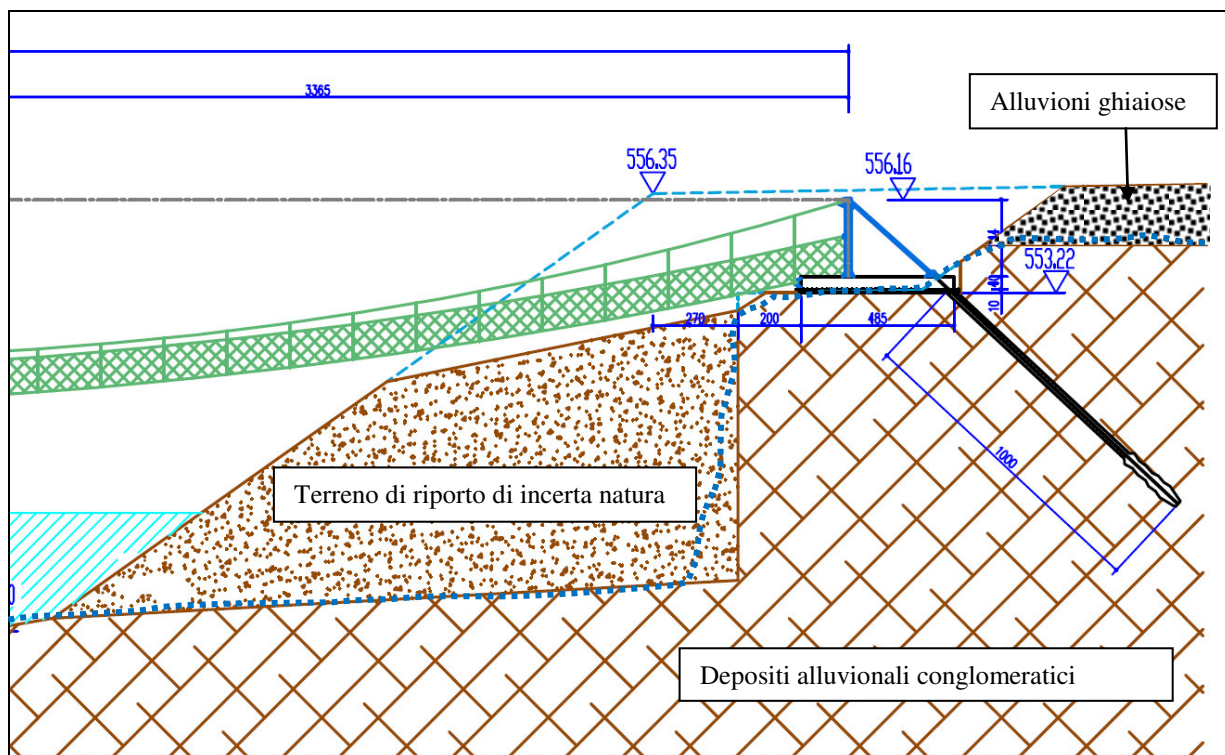


Fig. 4: Sezione di progetto con la posizione del sistema di fondazione e:
 --- profilo topografico attuale — profilo topografico di progetto
 limite (top) presunto deposito conglomeratico



Foto 5: zona di ancoraggio sponda destra (lato Dronero) – indagine geognostica



Foto 6: zona di ancoraggio sponda destra (lato Dronero)
indagine geognostica - trincea esplorativa

4. NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

L'O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i. include i Comuni di Dronero e Villar San Costanzo in Zona Sismica 3. Il D.M. 14 gennaio 2008 (ex D.M. 14.09.2005), art. 3.2.2., tab. 3.2.II, *categorie di sottosuolo*, definisce i criteri da seguire al fine di giungere alla definizione della categoria di sottosuolo di fondazione ai fini dell'azione sismica di progetto.

La conoscenza specifica dell'area d'intervento da parte dello scrivente ha permesso di indicare la categoria di sottosuolo di fondazione, così come richiesto dalla normativa sopra citata, per mezzo dei dati a disposizione relativi all'indagine geofisiche pregresse.

Confrontando i dati disponibili con la Cartografia Geofisica di PRGC del comune di Dronero (su Villar San Costanzo non ci sono dati analoghi), riportata in stralcio in fig. 5, facendo le debite comparazioni, viene definita la seguente categoria di sottosuolo:

Sottosuolo di tipo A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

Le condizioni topografiche (tabella n. 3.2.IV) sono riconducibili alla ***categoria T2*** "Rilievi con inclinazione media $i > 15^\circ$ ".

Alla data odierna il comune di Dronero ha effettuato e recepito nel vigente PRGC, gli studi di adeguamento alla Normativa Sismica (vecchi standard). Sono inoltre disponibili (validati dalla Regione Piemonte), le analisi di Microzonazione Sismica (MS) di primo livello con i nuovi standard.

Sulla base delle risultanze di tali studi, l'area in esame risulta classificata in: *Zone stabili suscettibili di amplificazione sismica*, Zona 8 (vedi Carta seguente e relativa legenda).

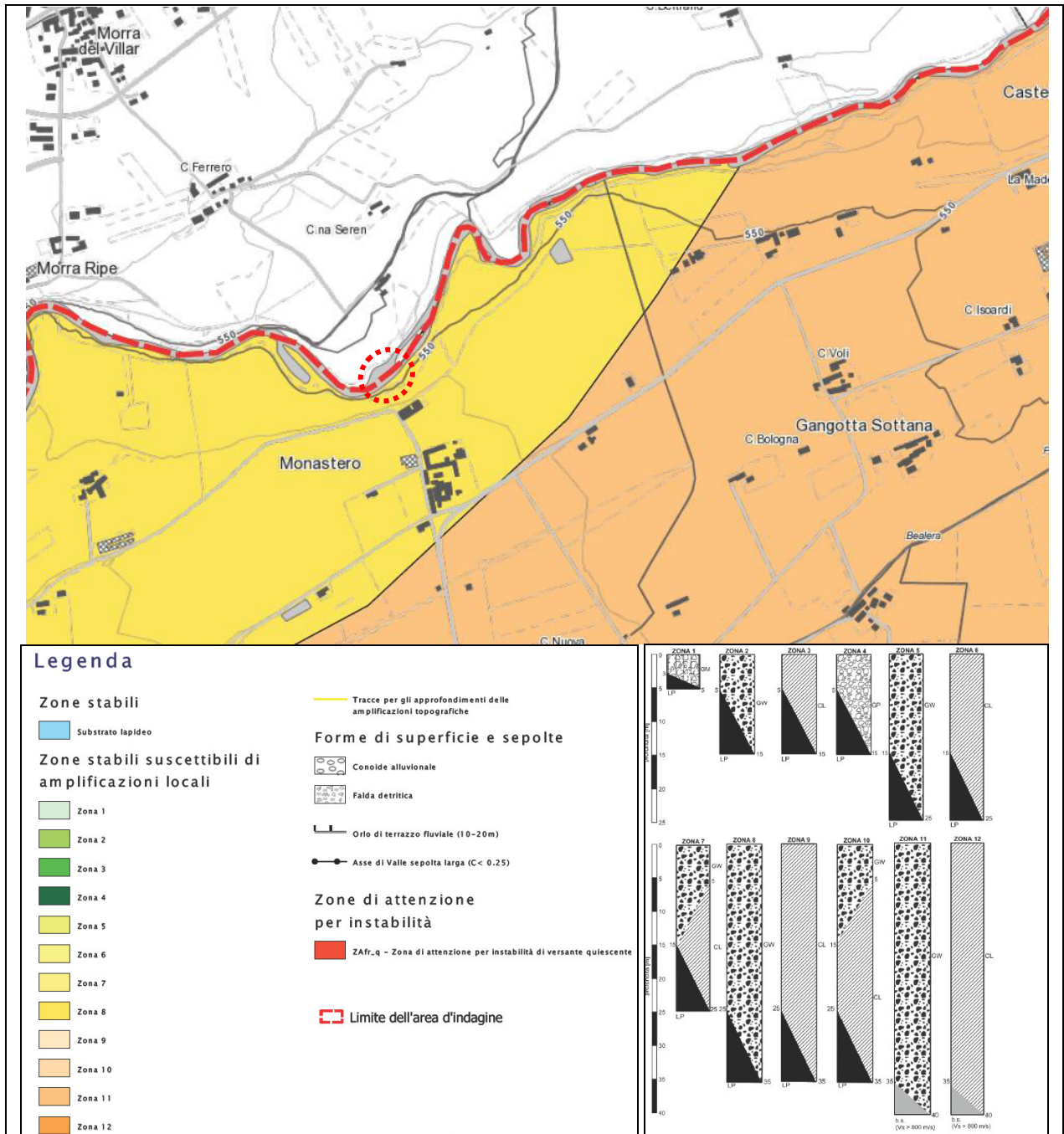


Fig. 5: Microzonazione sismica; estratto Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica, gennaio 2015 (*) – cerchiata di rosso la zona in esame
elaborato redatto a firma dello scrivente datato gennaio 2015, validato dalla Regione Piemonte nel mese di febbraio 2016

In riferimento ai vecchi standard, il PRGC di Dronero a recepito a adottato le analisi e gli studi di adeguato alla normativa sismica. In figura 6 seguente si riporta un estratto della Tav. 5 "*Carta del suolo di fondazione ai fini dell'azione sismica di progetto*", dalla quale si evince che per l'area in oggetto il sottosuolo di fondazione risulta di tipo A o B (indicato in A considerando gli elementi aggiuntivi emersi nel corso dell'indagine, con particolare riferimento all'assetto stratigrafico relativo al pozzo ad uso agricolo della Soc. Rivoira).

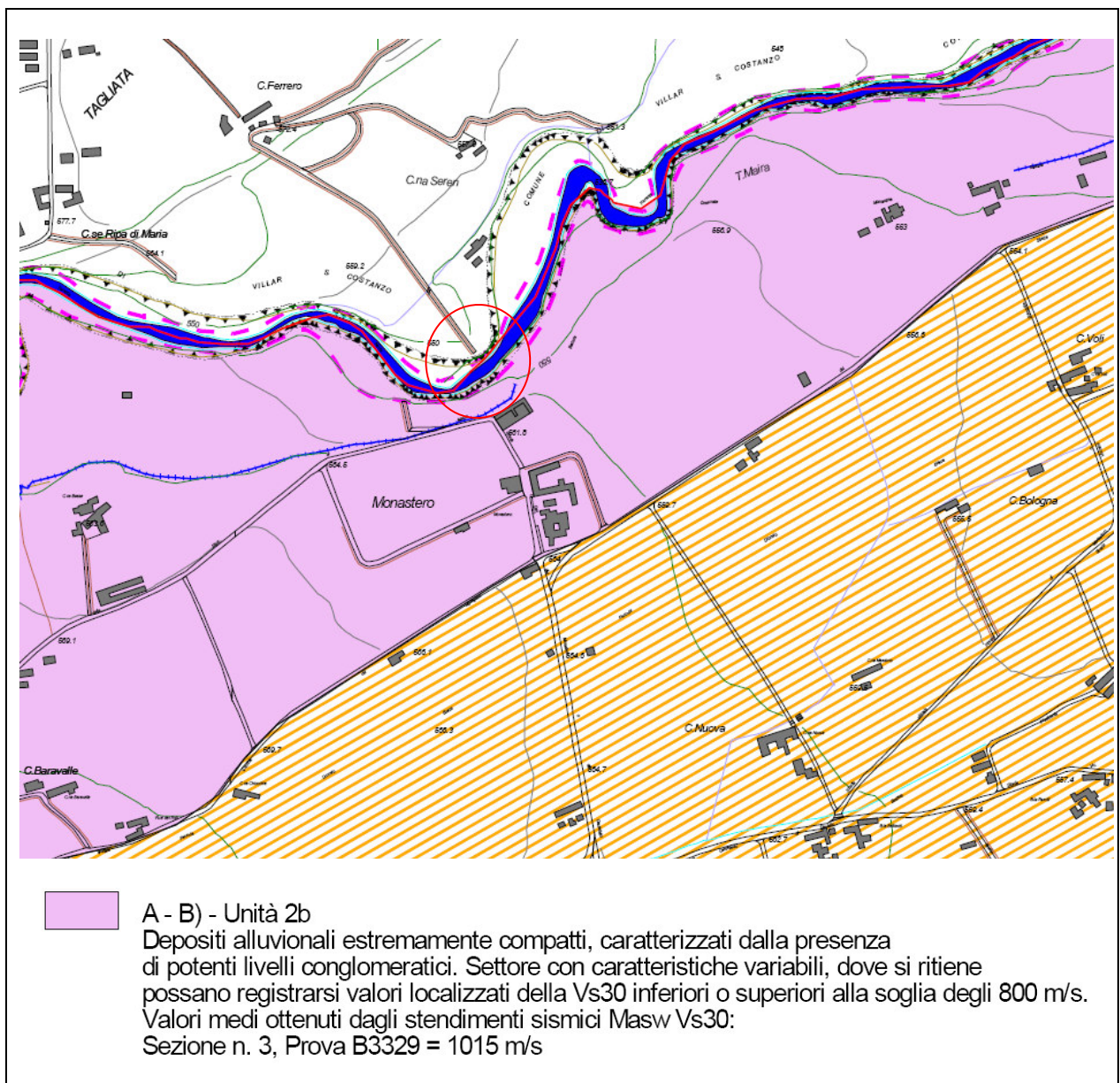


Figura 6: : estratto Tav 5 di PRGC, *Carta del suolo di fondazione ai fini dell'azione sismica di progetto*, geol. Fabrizio Cambursano, ottobre 2010

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

L'indagine effettuata permette di definire la caratterizzazione geotecnica dei terreni (D.M. 14.11.2008), distinguendo le due situazioni analizzate e corrispondenti alle due sponde del torrente Maira, in prossimità delle aree di posa del sistema di fondazione e di ancoraggio del ponte pedonale.

5.1. Sponda in sinistra orografica – Comune di Villar San Costanzo

Operativamente sono stati distinti tre livelli geologico tecnici, aventi le seguenti caratteristiche geotecniche:

da p.c. a circa – 0,5 m (terreno vegetale di copertura):

- Angolo d'attrito interno medio nominale	ϕ	= 25°
- Angolo d'attrito caratteristico	ϕ	= 20°
- Coesione caratteristica	c	= 0 KN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	= 17,6 KN/m ³
- Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 18,6 Kg/m ³

da -0,5 m circa a -2,0 m circa (ghiaie con ciottoli sabbiose):

- Angolo d'attrito interno medio nominale	ϕ	= 36°
- Angolo d'attrito caratteristico	ϕ	= 32°
- Coesione caratteristica	c	= 0 KN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	= 20 KN/m ³
- Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 21 Kg/m ³

oltre -2,0 m (ghiaie addensate - conglomerati):

- Angolo d'attrito interno medio nominale	ϕ	= 40°
- Angolo d'attrito caratteristico	ϕ	= 36°
- Coesione	c	= 30 KN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	= 22 KN/m ³

5.2. Sponda in destra orografica – Comune di Dronero

Operativamente sono stati distinti due livelli geologico tecnici, aventi le seguenti caratteristiche geotecniche:

da -0,5 m circa a -2,0 m circa (ghiaie con ciottoli sabbiose) (*)

- Angolo d'attrito interno medio nominale	ϕ	= 36°
- Angolo d'attrito caratteristico	ϕ	= 32°
- Coesione caratteristica	c	= 0 KN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	= 20 KN/m ³
- Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 21 Kg/m ³

oltre -2,0 m (ghiaie addensate - conglomerati):

- Angolo d'attrito interno medio nominale	ϕ	= 40°
- Angolo d'attrito caratteristico	ϕ	= 36°
- Coesione	c	= 30 KN/m ²
- Peso di volume naturale	γ_{nat}	= 22 KN/m ³

Per quanto riguarda il potente livello di terreno di riporto, riscontrato sino a circa -3,2 m di profondità e a circa 8,5 ÷ 10,0 m linearmente a partire dal ciglio attuale della scarpata di valle (vedi fig. 4), non è possibile definirne una caratterizzazione geotecnica attendibile. In esso non dovranno, in alcun modo, essere posate o ancorate le strutture di fondazione e di sostegno correlate alla messa in posto della tensostruttura del ponte pedonale.

()*: Il livello ghiaioso superficiale naturale, potente da poche decine di centimetri a circa 2,0 m è stato verificato a partire da una distanza lineare di circa 8,5 ÷ 10,0 m a partire dal ciglio attuale della scarpata.

6. INDICAZIONI SUL CARICO LIMITE

6.1. Aspetti teorici

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$t = c + s \cdot \sigma' \cdot \tan j \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $g=0$
- Comportamento rigido - plastico

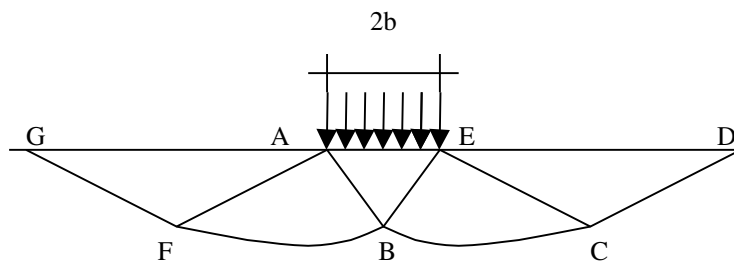
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $t = c + s' \operatorname{tg} j$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + j/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + j/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B' c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito j del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{tg (45^\circ + \varphi / 2)} - 1} \right]$$

Per $j = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, g^10) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: g^10 , $j=0$, $c=0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot g^1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione γ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di γ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $g_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot g \cdot h + B \cdot c + C \cdot g \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tgj_{rid} = 2/3 \cdot tgj \text{ e } c_{rid} = 2/3 \cdot c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + g \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot s_g$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K p_\gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = b' (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

b = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

6.2. Elaborazioni di calcolo

Nel paragrafi seguenti, vengono proposte, a puro titolo di esempio e di confronto, le valutazioni di carattere numerico relative alla valutazione del carico limite e alla resistenza di progetto, per i due casi in esame.

In mancanza di dati relativi ai carichi indotti dalla nuova struttura in progetto al terreno, sono stati unicamente calcolati, a puro titolo di esempio, i valori del carico limite del terreno sulla base dell'approccio 2, combinazione unica, sisma.

Il progettista dovrà inoltre verificare le ipotesi fatte e sotto riportate ed in particolare (per entrambe le sponde):

Parametri sismici:

- Zona sismica = 3
- Tipo di sottosuolo = A
- Condizioni Topografiche = T2
- SLV:
 - $A_g/g = 0,163$
 - $K_{hk} = 0,0439$

6.2.1. Sponda in sinistra orografica – Comune di Villar San Costanzo

- ⇒ platea avente $B = 4,85 \text{ m}$; $L = 3,0 \text{ m}$; $h = 0,6 \text{ m}$
- ⇒ magrone $1,0 \text{ m}$
- ⇒ profondità del piano di posa magrone = $-1,0 \text{ m}$
- ⇒ Distanza minima ciglio attuale scarpata = $2,0 \text{ m}$
- ⇒ Falda assente

I valori del carico limite calcolato (Q_{lim}) e della Resistenza di progetto (R_d) sono riportati in dettaglio nelle pagine seguenti. In estrema sintesi si è ottenuto (Metodo di Hansen maggiormente cautelativo, Approccio 2, combinazione sisma) quanto segue:

VALORI MAGGIORMENTE CAUTELATIVI		Hansen Carico limite $Q_l = 762 \text{ kN/m}^2$ Resistenza di progetto $R_d = 423 \text{ kN/m}^2$ Tensione $E_d = 254 \text{ kN/m}^2$
--	--	---

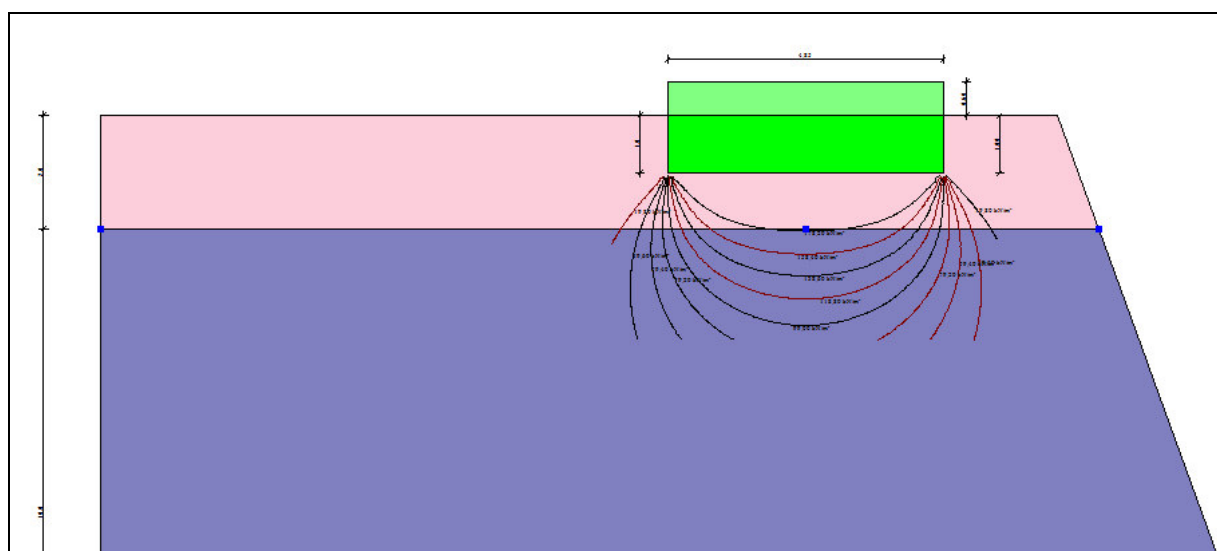


Figura 7: schema di calcolo impiegato

Con tale configurazione, la fondazione risulta verificata con condizione di verifica $[E_d \leq R_d]$, per un carico limite $[Q_{ult}]$ di 762 kN/m^2 , una tensione $[E_d]$ pari a 254 kN/m^2 [fattore di sicurezza 3, $F_s = Q_{lim} / E_d$], resistenza di progetto $[R_d]$ di 423 kN/m^2 , stato limite di riferimento SLV (per il dettaglio vedi le elaborazioni seguenti).

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	44,472057/7,420944
Larghezza fondazione	4,85 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	0,1 m
Inclinazione pendio	70,0 °
Distanza fondazione dal pendio	2,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,163
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0439

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,39	2,45	0,21
S.L.D.	50,0	0,52	2,41	0,23
S.L.V.	475,0	1,33	2,48	0,28
S.L.C.	975,0	1,68	2,51	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,468	0,2	0,0095	0,0048
S.L.D.	0,624	0,2	0,0127	0,0064
S.L.V.	1,596	0,27	0,0439	0,022
S.L.C.	2,016	0,27	0,0555	0,0278

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,0	20,0	21,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,45	0,0	0,0
10,0	22,0	22,0	36,0	36	30,0	30,0	0,0	24516,62	0,0	0,45	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	254,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	254,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	254,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	254,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	762,78 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	423,77 kN/m ²
Tensione [Ed]	254,26 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3,0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 30511,38 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,76
Fattore [Nc]	22,74
Fattore [Ng]	34,41
Fattore forma [Sc]	2,17
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	2,14

Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,35
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1822,99 kN/m²
Resistenza di progetto	792,61 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,76
Fattore [Nc]	22,74
Fattore [Ng]	43,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2803,96 kN/m²
Resistenza di progetto	1219,11 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,76
Fattore [Nc]	22,74
Fattore [Ng]	37,72
Fattore forma [Sc]	2,2
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,6
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,6
Fattore profondità [Dg]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	4466,28 kN/m²
Resistenza di progetto	1941,86 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	10,76
Fattore [Nc]	22,74
Fattore [Ng]	48,68
Fattore forma [Sc]	2,17
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	2,14
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,35
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2086,55 kN/m ²
Resistenza di progetto	907,19 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	10,76
Fattore [Nc]	22,74
Fattore [Ng]	45,87
Fattore forma [Sc]	1,96
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,93
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,52
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	2305,78 kN/m ²
Resistenza di progetto	1002,51 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,92
Fattore [Nc]	16,2
Fattore [Ng]	13,55
Fattore forma [Sc]	1,97
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,91
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,35
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	762,78 kN/m ²
Resistenza di progetto	423,77 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,92
Fattore [Nc]	16,2
Fattore [Ng]	18,11
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	869,96 kN/m ²
Resistenza di progetto	483,31 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,92
Fattore [Nc]	16,2
Fattore [Ng]	14,0
Fattore forma [Sc]	1,94
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,47
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,47
Fattore profondità [Dg]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1259,07 kN/m ²
Resistenza di progetto	699,48 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,92
Fattore [Nc]	16,2
Fattore [Ng]	20,31
Fattore forma [Sc]	1,97
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,91
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,35
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	836,19 kN/m ²
Resistenza di progetto	464,55 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,92
Fattore [Nc]	16,2
Fattore [Ng]	18,06
Fattore forma [Sc]	1,84
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,79
Fattore profondità [Dq]	1,0

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,52
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	862,76 kN/m ²
Resistenza di progetto	479,31 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

6.2.2. Sponda in destra orografica – Comune di Dronero

- ⇒ platea avente B = 4,85 m L = 3,0 m h = 0,4 m
- ⇒ magrone 0,1 m
- ⇒ profondità del piano di posa magrone = -2,0 m
- ⇒ Distanza minima ciglio attuale scarpata = 4,5 m
- ⇒ Falda assente

I valori del carico limite calcolato (Q_{lim}) e della Resistenza di progetto (R_d) sono riportati in dettaglio nelle pagine seguenti. In estrema sintesi si è ottenuto (Metodo di Terzaghi maggiormente cautelativo, Approccio 2, combinazione sisma) quanto segue:

VALORI MAGGIORMENTE CAUTELATIVI	Terzaghi Carico limite $Q_l = 1339 \text{ kN/m}^2$ Resistenza di progetto $R_d = 744 \text{ kN/m}^2$ Tensione $E_d = 446 \text{ kN/m}^2$
--	--

Con tale configurazione, la fondazione risulta verificata con condizione di verifica $[E_d \leq R_d]$, per un carico limite $[Q_{ult}]$ di 1339 kN/m^2 , una tensione $[E_d]$ pari a 446 kN/m^2 [fattore di sicurezza 3, $F_s = Q_{lim} / E_d$], resistenza di progetto $[R_d]$ di 744 kN/m^2 , stato limite di riferimento SLV (per il dettaglio vedi le elaborazioni seguenti).

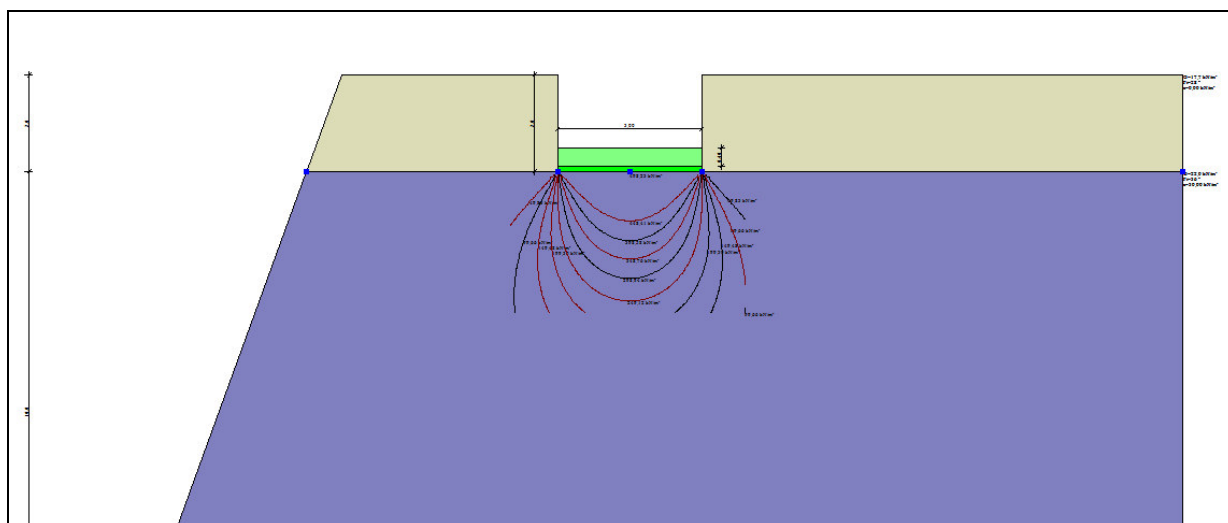


Figura 8: schema di calcolo impiegato

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	44,472057/7,420944
Larghezza fondazione	3,0 m
Lunghezza fondazione	4,85 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	0,1 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,163
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0439

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,39	2,45	0,21
S.L.D.	50,0	0,52	2,41	0,23
S.L.V.	475,0	1,33	2,48	0,28
S.L.C.	975,0	1,68	2,51	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,468	0,2	0,0095	0,0048
S.L.D.	0,624	0,2	0,0127	0,0064
S.L.V.	1,596	0,27	0,0439	0,022
S.L.C.	2,016	0,27	0,0555	0,0278

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito;
Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey:
Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione
secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2,0	17,65	18,63	28,0	28	0,0	0,0	0,0	9806,65	0,0	0,45	0,0	0,0
10,0	22,0	22,0	36,0	36	30,0	30,0	0,0	24516,62	0,0	0,45	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	446,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	446,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	446,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	446,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 1339,44 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 744,13 kN/m²
 Tensione [Ed] 446,48 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3,0
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 53577,61 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	40,05
Fattore forma [Sc]	1,46
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,75
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3916,83 kN/m ²
Resistenza di progetto	1702,97 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	47,16
Fattore [Nc]	63,53
Fattore [Ng]	51,7
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3695,13 kN/m ²
Resistenza di progetto	1606,58 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	44,43
Fattore forma [Sc]	1,48

Fattore profondità [Dc]	1,26
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,24
Fattore profondità [Dq]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,24
Fattore profondità [Dg]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4973,25 kN/m ²
Resistenza di progetto	2162,28 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	56,31
Fattore forma [Sc]	1,46
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,75
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4320,58 kN/m ²
Resistenza di progetto	1878,51 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	53,4
Fattore forma [Sc]	1,37
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,36

Fattore profondità [Dq]	1,16
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	4181,28 kN/m ²
Resistenza di progetto	1817,95 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	15,48
Fattore forma [Sc]	1,38
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,36
Fattore profondità [Dq]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,75
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1561,07 kN/m ²
Resistenza di progetto	867,26 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	22,9
Fattore [Nc]	37,68
Fattore [Ng]	20,32
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1339,44 kN/m ²
Resistenza di progetto	744,13 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	16,12
Fattore forma [Sc]	1,37
Fattore profondità [Dc]	1,23
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,19
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,19
Fattore profondità [Dg]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	1698,74 kN/m ²
Resistenza di progetto	943,74 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	22,96
Fattore forma [Sc]	1,38
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,36
Fattore profondità [Dq]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,75
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	

Carico limite	1670,5 kN/m ²
Resistenza di progetto	928,06 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	20,64
Fattore forma [Sc]	1,33
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,31
Fattore profondità [Dq]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,81
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,59
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1611,63 kN/m ²
Resistenza di progetto	895,35 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

7. SISTEMA DI ANCORAGGIO - TIRANTI

Il contrasto delle azioni orizzontali determinate dalla passerella-ponte parallelamente all'asse del ponte, oltre che dal peso proprio delle strutture e anche attuato da tiranti di ancoraggio.

Le regole progettuali ed operative che dovranno essere poste in essere possono essere così sintetizzate:

- I. i tiranti dovranno essere saldamente immorsati nel livello conglomeratico ben cementato e dimensionati in modo tale da contrastare l'azione esercitata dalla struttura;
- II. in fase di messa in posto dei tiranti, dovrà essere verificato il raggiungimento e la continuità del livello conglomeratico per una lunghezza minima non inferiore a ml 5,0, entro il quale immorsare i bulbi di ancoraggio;
- III. nel caso venissero verificati ed attraversanti, in fase di messa in posto del tirante, livelli ghiaioso-ciottolosi sciolti o poco cementati, occorrerà approfondire la lunghezza media degli stessi sino a soddisfare il requisito indicato nel punto precedente.

Si richiama, infine, la necessità di adottare, in fase di calcolo e di verifica dei tiranti (così come per le opere di fondazione diretta), la parametrizzazione ed il modello geologico tecnico e stratigrafico indicato nelle presente relazione geologica di progetto.

8. CONCLUSIONI

L'indagine ha permesso di caratterizzare dal punto di vista stratigrafico, geotecnico e sismico il terreno interessato dalle opere in progetto.

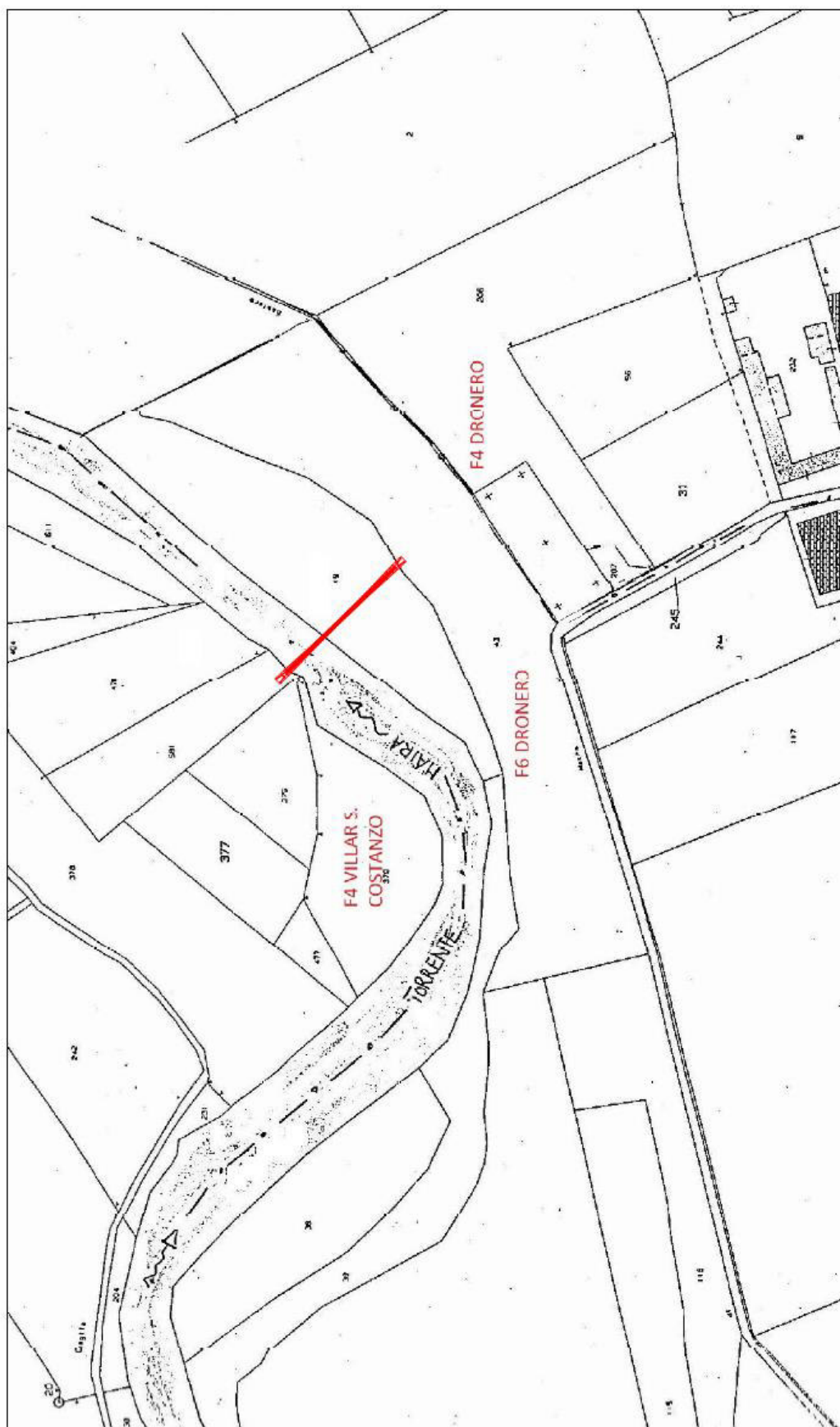
Nelle valutazioni di carattere sismico, si è tenuto conto dei dettami indicati nel D.M. 14.01.2008, che recepisce O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i., *"primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e norme tecniche per le costruzioni in zona sismica"*. La comparazione con le indagini in sito considerate, ha permesso di definire, per le opere in progetto e secondo la classificazione vigente, una **categoria di sottosuolo di tipo A**, con categoria topografica **T2**.

Massima cura ed attenzione dovrà essere posta nella verifica esecutiva delle previsioni geologico stratigrafiche indicate nella presente relazione, con particolare riferimento ai diversi piani di posa delle fondazioni della passerella – ponte (lato destro e lato sinistro) e dell'ancoraggio dei tiranti ad esse associati.

Fermo restando quanto sopra, si conclude con parere favorevole alla fattibilità geologica, idrogeologica e geotecnica dell'intervento in progetto.

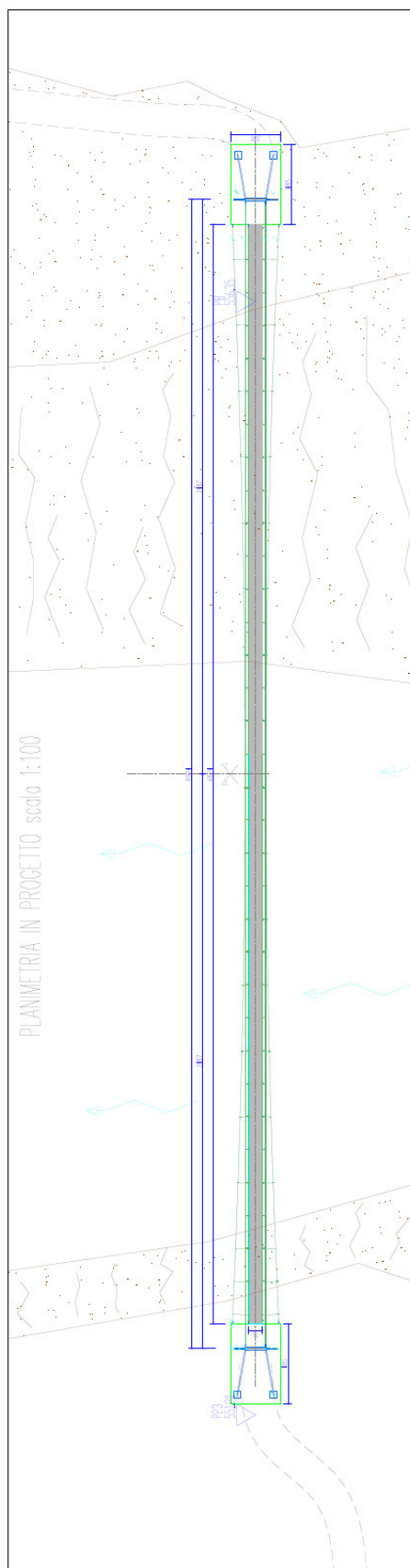


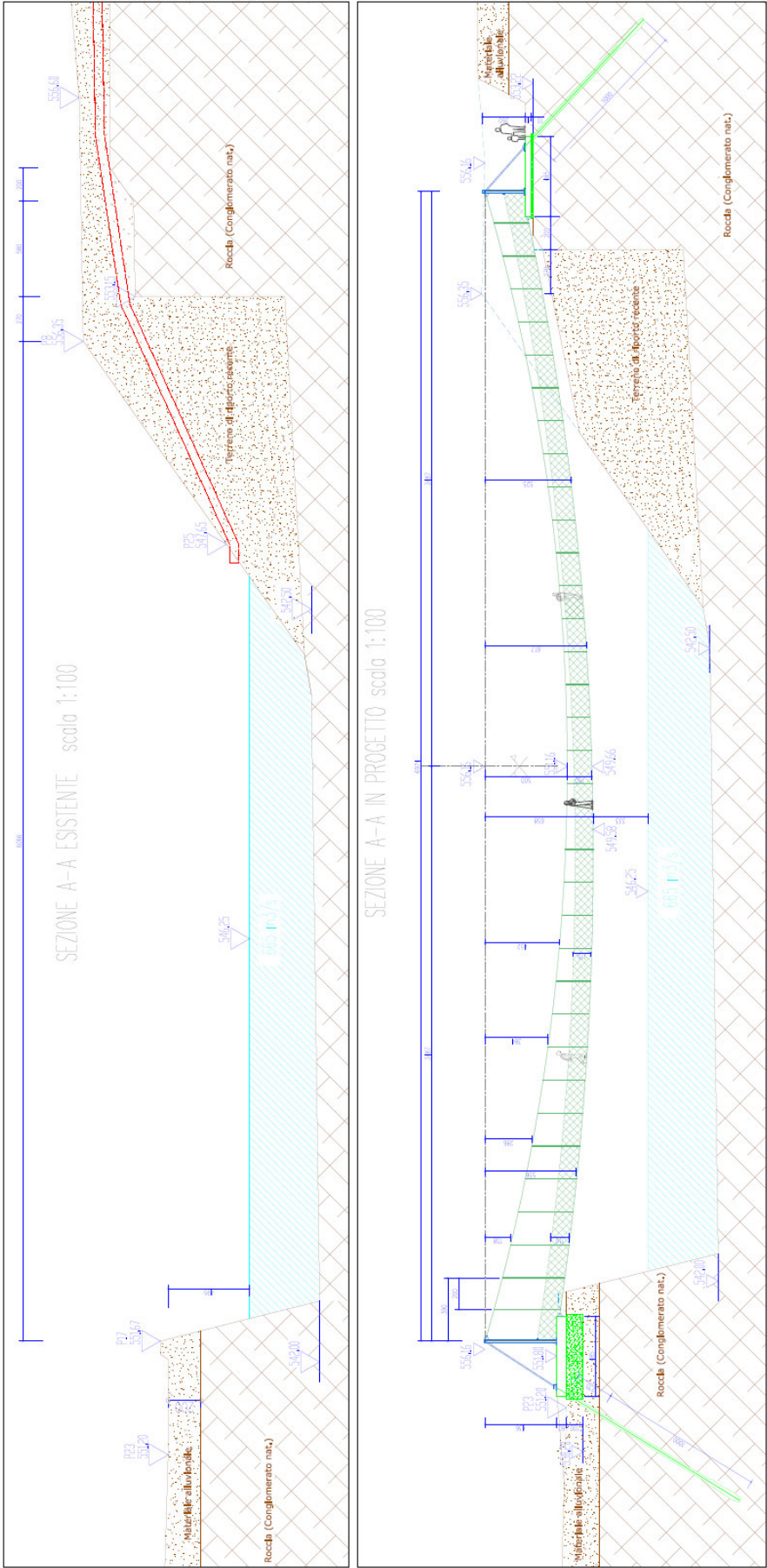
Il geologo
Fabrizio Cambursano
Novembre 2016



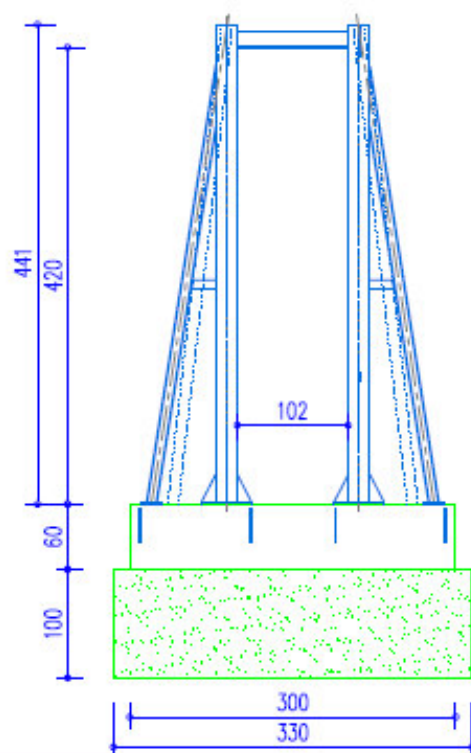
PLANIMETRIA CATASTALE in scala 1:2.000

ESTRATTI DI PROGETTO A SCALA RIDOTTA

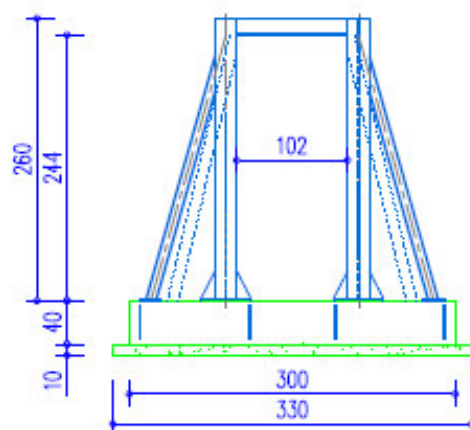




PROSPETTO-SEZIONE sponda sinistra
scala 1:50



PROSPETTO-SEZIONE sponda destra
scala 1:50



STRATIGRAFIA POZZO RIVOIRA

STRATIGRAFIA POZZO RIVOIRA P. GIORGIO-FALCETO - SITO IN FINE ROMANIERO - ANTERO	
1	Terreno vegetale
	Ciottoli grandi $\varnothing$ 400/500 più duro in profondità in parte cementati.
20	
21,50	Puddinga durissima.
29	Ghiaia.
	$\varnothing$ est. 425
	Puddinga durissima.
44	44
49,50	Ghiaia e puddinga alternata.
	$\varnothing$ est. 325
	Puddinga a strati più o meno cementati.
80	
84	Puddinga fortemente fessurata.
	85
	$\varnothing$ 300c ponti
	Ghiaia marrone e puddinga.
	Livello statico mt. 94.
	100
	$\varnothing$ est. 270 Ponte
110	Puddinga fortemente fessurata.
	Puddinga a strati alternati con ghiaia e acqua.
125	
	$\varnothing$ est. 220.
	136,88
PORTATA DI 300 liv. sta. m. 100 liv. statico m. 94	

POZZO
CNA
MONASTERO

