

Comune di Bariano
Provincia di Bergamo



Progetto Esecutivo

**FORMAZIONE NUOVO SOTTOPASSO DI COLLEGAMENTO
CICLABILE TRA MORENGO – ROMANO DI LOMBARDIA E
BARIANO**

MISURA DI MITIGAZIONE/COMPENSAZIONE N° 5 – ALLEGATO 1 CONVENZIONE

Committente

**Parco regionale del fiume Serio (Bg)
Piazza Rocca n. 1, 24058 Romano di Lombardia (Bg)**

Relazione geognostica e geotecnica

Bergamo, Febbraio 2014

FABIO BAIO * *geologo*

Via Roma, 6

24030 CAPRINO BERGAMASCO (BG)

Tel.: 035.784850

Fax.: 035.784852

Cell.: 348.4077470

e-mail: f.baio@sogetec.191.it

dr. ing. Ugo NEGRINI - BERGAMO

**INDAGINE GEOGNOSTICA e GEOTECNICA CON
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE E UN
SONDAGGIO STRATIGRAFICO A CAROTAGGIO
CONTINUO PER IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO
DEL SOTTOPASSO DELLA LINEA FERROVIARIA
FFS/RFI MILANO-VENEZIA PER LA PISTA
CICLOPEDONALE IN COMUNE DI BARIANO (BG).**

| | | |
|---------------------|----------------------------------|--|
| DATA | Novembre-dicembre 2013 | |
| OGGETTO | Relazione geologica e geotecnica | |
| REDAZIONE | Dott. Geol. <i>Fabio BAIO</i> | |
| APPROVAZIONE | Dott. Geol. <i>Fabio BAIO</i> | |

SOMMARIO

- PREMESSA
- INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO
- INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO
- SISMICITA' DELL'AREA
- INDAGINI DIRETTE: CONSIDERAZIONI GENERALI
- PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH-SCPT
- SONDAGGI MECCANICI A CAROTAGGIO CONTINUO
 - Generalità
 - Modalità operative
- CONSIDERAZIONI STRATIGRAFICHE
- CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI
 - Definizione dei parametri e dei coefficienti sismici
 - Determinazione dell'azione di progetto
- CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE
- SCARPATE DI SCAVO
- CALCOLO DELLA PERMEABILITA' E DISPERSIONE DELLE ACQUE
 - Metodologia di esecuzione prova
 - Interpretazione ed elaborazione dei dati
- CONCLUSIONE

Allegati (nel testo):

- 1. : corografia (2)
- 2. : stralcio carta geologica e legenda (2)
- 3. : ubicazione dei punti d'indagine
- 4. : diagrammi penetrometrici (3)
- 5. : log stratigrafico sondaggi (1) e fotografie delle cassette (1)
- 6. : schede interpretazione delle prove di permeabilità (1)
- 7. : documentazione fotografica delle attività (2)

File – BarianoSottopassociclopedonaleNegrini

PREMESSA

Su incarico del dr. ing. Ugo NEGRINI progettista della nuova PISTA CICLOPEDONALE, è stata eseguita la presente indagine geognostica per evidenziare le caratteristiche geologiche, geotecniche e idrogeologiche dell'intorno del sottopasso esistente sotto la linea FFS/RFI MI-VE esistente lungo la S.P. n° 130 (S.P. n° 101) in comune di BARIANO (BG).

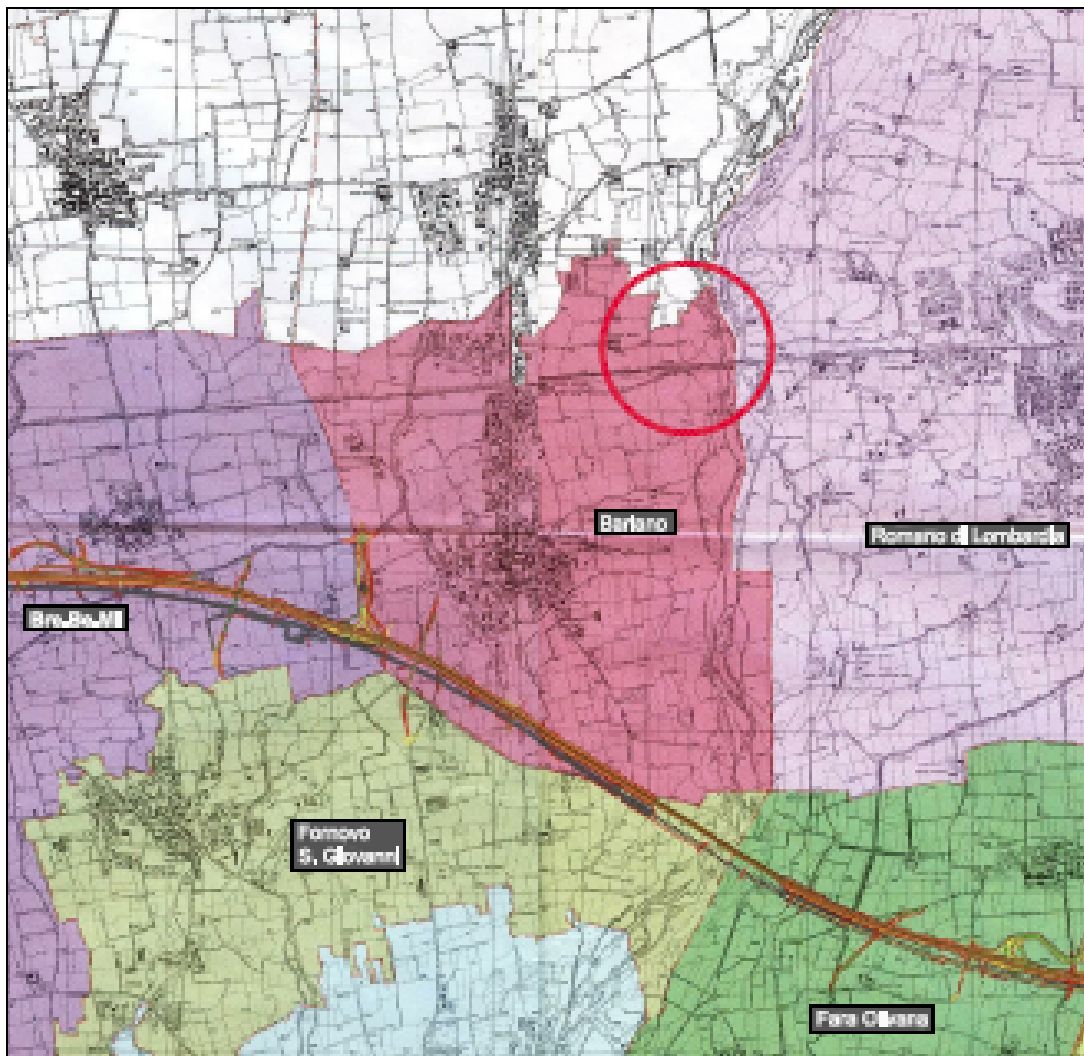
Al fine di definire le caratteristiche geotecniche del sottosuolo dell'area di interesse e del sottosuolo nell'immediata vicinanza del sottopasso, sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH-SCPT spinte fino alla profondità di 9.5 m circa, e n° 1 sondaggio meccanico a carotaggio continuo fino alla profondità di 10 metri.

I punti d'indagine sono stati localizzati, compatibilmente con gli "ingombri" esistenti, in corrispondenza della realizzazione in progetto, così come illustrato nello schema planimetrico allegato.

Questo studio è stato redatto anche con il supporto di altre indagini geognostiche e relazioni geologico tecniche eseguite dal sottoscritto e dalla società SOGETEC Srl, in passato, nello stesso "ambito" geologico-geomorfologico.

La presente relazione viene redatta seguendo le indicazioni tecniche esposte:

- nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003 relativa alla normativa sismica
- nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) e che prevedono un approccio agli stati limite

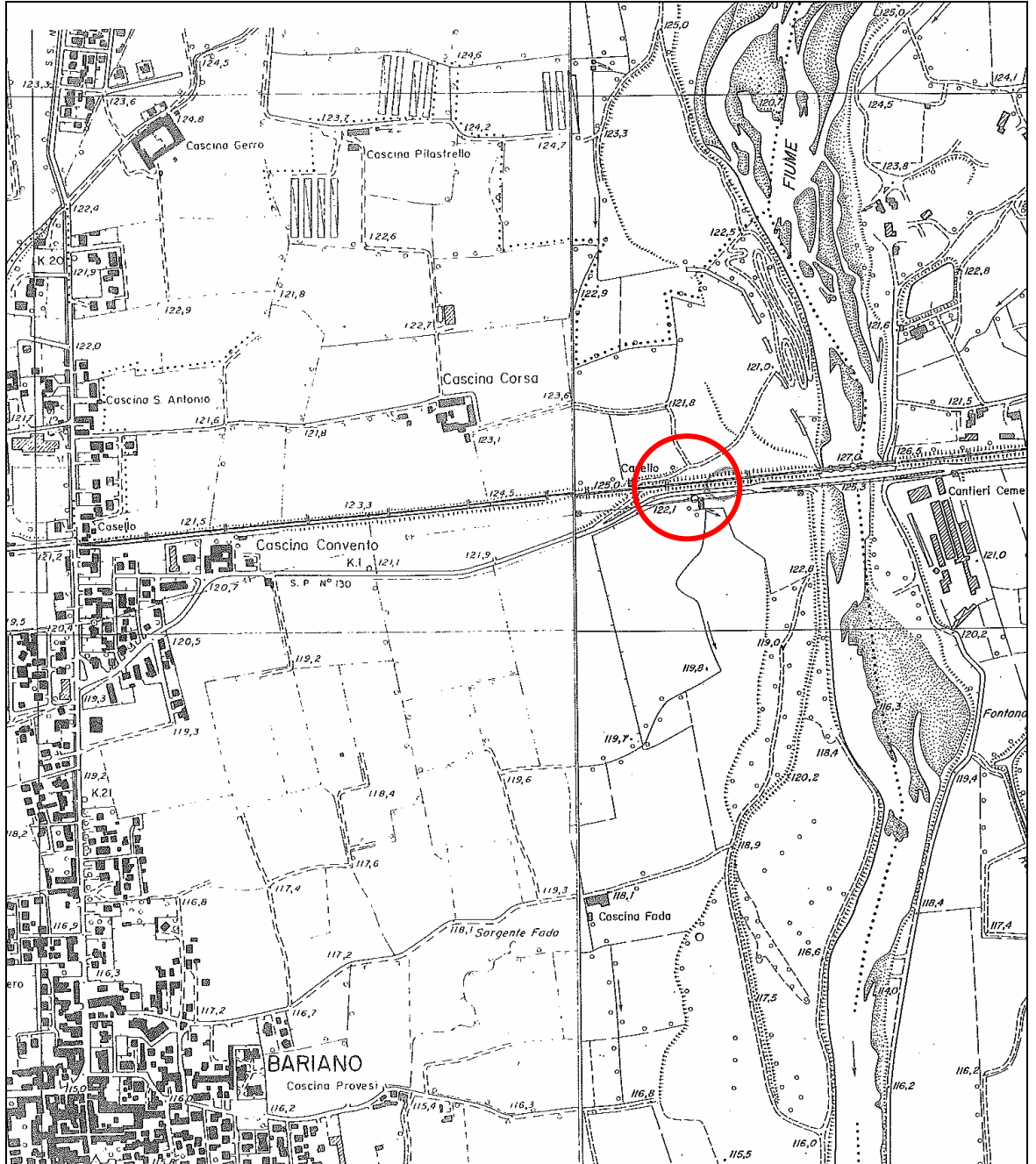


Corografia

STUDIO PROGETTAZIONE dr. ing. Ugo BARIANO

S.P. n° 160 - linea FFS/RFI MI-VE - BARIANO (BG)

Relazione geologica tecnica per progetto di adeguamento del sottopasso FFS/RFI esistente per PISTA CICLOPEDONALE.



INQUADRAMENTO GEOLOGICO e GEOMORFOLOGICO

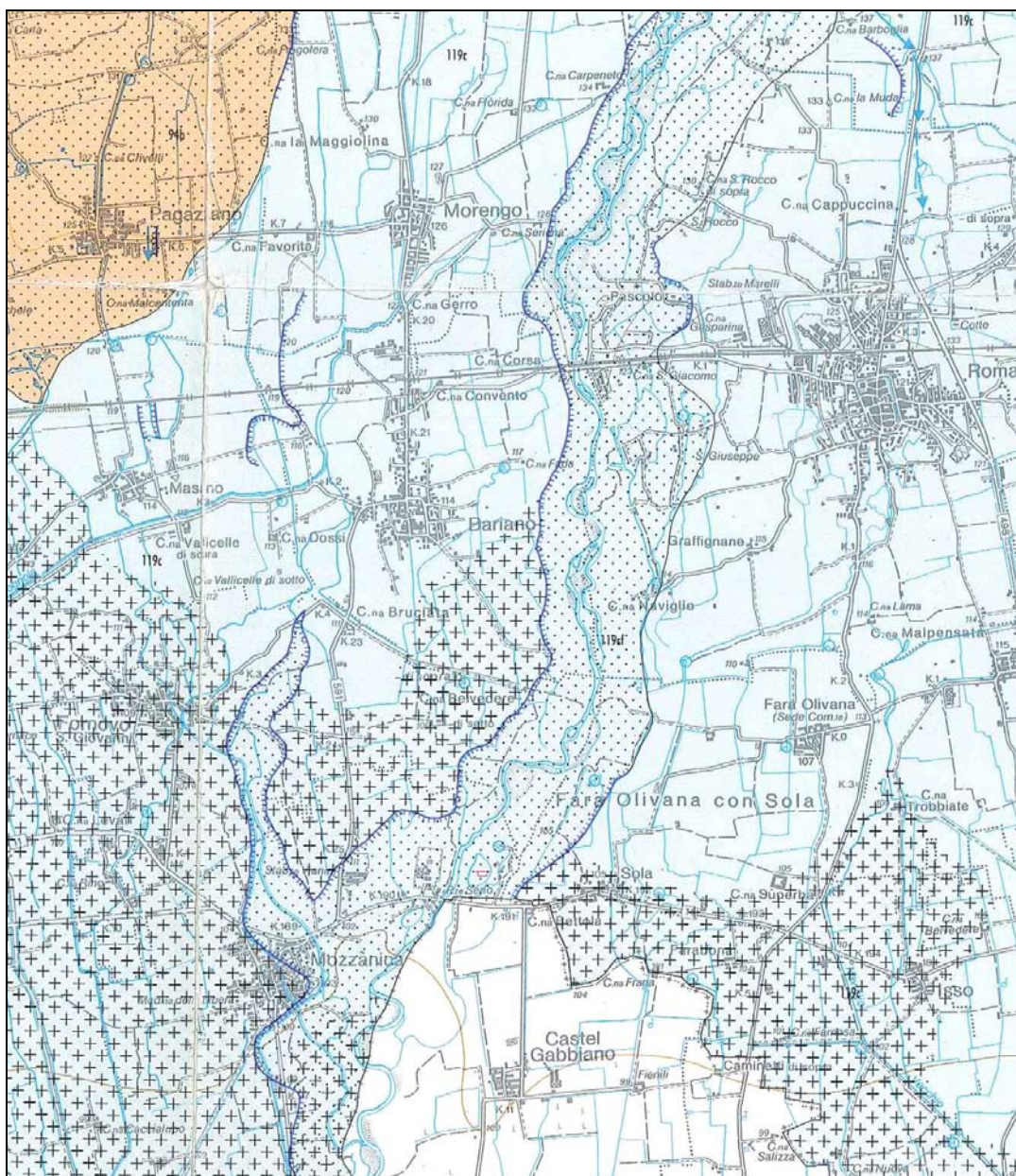
L'area interessata dal progetto è posta sulla sponda idrografica destra del F. Serio, in "piena" pianura : l'area è pianeggiante ed è posta a circa 122 m s.l.m..

L'area è generalmente e tendenzialmente agricola, con ampi campi coltivati e a margine la "periferia" del paese di Bariano: il progetto coinvolge l'imponente rilevato della linea ferroviaria Milano-Venezia.

L'area è posta al margine tra le alluvioni recenti e attuali del F. Serio e la piana flivioglaciale generalizzata del livello fondamentale della pianura: anche se non c'è un'evidenza morfologica significativa in quanto il fiume scorre in un alveo poco inciso, ritengo si sia nel contesto alluvionale recente.

Il materiale è ghiaioso sabbioso grossolano (caratteristiche di un corso d'acqua a regime abbastanza torrentizio, caratterizzato da piene molto impetuose) di materiali qualitativamente e litologicamente molto sani e inalterati.

Altrove (a breve distanza) spesso tali materiali sono anche cementati.



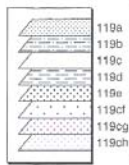
Estratto dalla CARTA GEOLOGICA della PROVINCIA di BERGAMO (edita a cura dell'AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI BERGAMO) in scala originale 1:50.000.

LEGENDA:

LEGENDA DEI DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI E NEOGENICI

UNITÀ UBIQUITARIE

UNITÀ POSTGLACIALE (119)



- 119a) depositi di versante.
- 119b) depositi di conoide.
- 119c) depositi alluvionali.
- 119d) depositi lacustri, palustri e di torbiera.
- 119e) depositi glaciali.
- 119cf) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Entisuoli.
- 119cg) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Inceptisuoli.
- 119ch) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Alfisuoli poco espressi. Morfologie ancora in evoluzione. *PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE*



- UNITÀ DI FOPPOLO (118)**
118) Depositi glaciali, alluvionali, di conoide e di versante. Superficie limite superiore: alterazione assente, morfologie ben conservate. *PLEISTOCENE SUPERIORE*



- COMPLESSO DI PALAZZAGO (117)**
117) Depositi di versante, di frana, alluvionali, lacustri, di conoide e colluviali. Clasti carbonatici e terrigeni delle formazioni locali, matrice derivante anche dal rimaneggiamento di suoli preesistenti. I clasti presentano alterazione estremamente variabile. Pedogenesi variabile, colore tra 7.5YR e 2.5Y. Morfologie in erosione. *PLEISTOCENE MEDIO - SUPERIORE*



- COMPLESSO ALTERITICO (116)**
116) Paleosuoli su substrato terrigeno, depositi colluviali ?. Pedogenesi fortemente sviluppata con colori da 2.5YR a 7.5YR. Morfologie terrazzate. *NEOGENE ? - PLEISTOCENE INFERIORE*

INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrologico, si segnala, a breve distanza (circa 200 m) l'importante asta del fiume serio che scorre poco incassato nel suo alveo.

Esula dagli obbiettivi del presente studio, la valutazione delle possibili interferenze tra le piene del fiume e l'opera in progetto: trattandosi di un'opera moderatamente in sotterraneo, sarà opportuno valutare attentamente le possibili interferenza dell'espansione della piena con la struttura del sottopasso.

Dal punto di vista idrogeologico, essendo il sottosuolo caratterizzato da materiale granulare ghiaioso sabbioso molto permeabile, l'area è caratterizzata dalla presenza di una falda freatica molto superficiale, con soggiacente di poco più di 5 metri.

Siamo, come latitudine, molto vicini alla "linea dei fontanili" che caratterizzano l'emergenza della falda stessa.

SISMICITA' DELL'AREA

Ai fini per l'applicazione della nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003 e Norme Tecniche per le Costruzioni) l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche con grado di pericolosità crescente da 4 a 1; in considerazione che l'area in esame ricade nel comune di BARIANO (BG), questo è stato inserito nella zona "4".

Ciascuna zona è caratterizzata da un parametro di pericolosità (accelerazione orizzontale massima al suolo $a_{g,475}$) espressa come frazione dell'accelerazione di gravità g) che per la zona 4 è pari a $a_{g475} < 0.05g$.

| TR (anni) | Ag (g) | F0(-) | TC*(s) |
|-----------|--------|-------|--------|
| 30 | 0,019 | 2,555 | 0,160 |
| 50 | 0,024 | 2,549 | 0,190 |
| 72 | 0,028 | 2,569 | 0,204 |
| 101 | 0,031 | 2,579 | 0,218 |
| 140 | 0,035 | 2,600 | 0,229 |
| 201 | 0,038 | 2,628 | 0,249 |
| 475 | 0,049 | 2,657 | 0,280 |
| 975 | 0,059 | 2,696 | 0,299 |
| 2475 | 0,075 | 2,783 | 0,316 |

Scelta della strategia di progettazione

Vita nominale della costruzione (anni): VN: 50 Classe d'uso della costruzione: 2: c_U : 1.0

Periodo di riferimento per la costruzione (anni): VR: 50

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (anni): TR

Stati limite di esercizio – SLE – SLO-PVR=81%: TR = 30

SLD-PVR=63%: TR = 50

Stati limite ultimi – SLU – SLV-PVR=10%: TR = 475

SLC-PVR=5%: TR = 975

| Stato Limite | TR (anni) | Ag (g) | F0(-) | TC*(s) |
|--------------|-----------|--------|-------|--------|
| SLO | 30 | 0,019 | 2,555 | 0,160 |
| SLD | 50 | 0,024 | 2,549 | 0,190 |
| SLV | 475 | 0,049 | 2,656 | 0,280 |
| SLC | 975 | 0,059 | 2,696 | 0,299 |

INDAGINI DIRETTE: CONSIDERAZIONI GENERALI

Le indagini geognostiche-geotecniche descritte, sono state eseguite al fine di caratterizzare il terreno in posto per le valutazioni necessarie all'ipotesi di allargamento e/o approfondimento del sottopasso per adeguarlo al transito dei pedoni, delle biciclette e dei frequentatori a cavallo.

Il sondaggio stratigrafico, per ovvie necessità logistiche, visto la dimensione super-contenuta del sottopasso, è stato eseguito a brevissima distanza, quasi in banchina stradale, sul lato sud (nel quadrante sud-est) accanto alla trincea di accesso al sottopasso stesso.

Nel sondaggio è stata eseguita una prova di permeabilità e installato un piezometro microfessurato "a tubo aperto" che ha consentito due misure freatiche. Il piezometro è tuttora operativo e se necessario ne consentirà ulteriori.

Le prove penetrometriche sono state seguite, (la n° 1 in realtà "tentata"), almeno sul lato sud, da dentro la trincea dell'attuale sottopasso quasi all'imbocco dello stesso. Si avvalorava l'informazione ricevuta dall'ing. U. Negrini che la piccola galleria del sottopasso (che già attraversa il rilevato ferroviario integralmente da nord a sud) abbia una sorta di pavimentazione (o forse di arco rovescio ?) infatti come si vede ben dal diagramma, la prova n° 1 ha rifiutato con rimbalzo netto e deciso (pavimentazione ?) a - 90 cm.

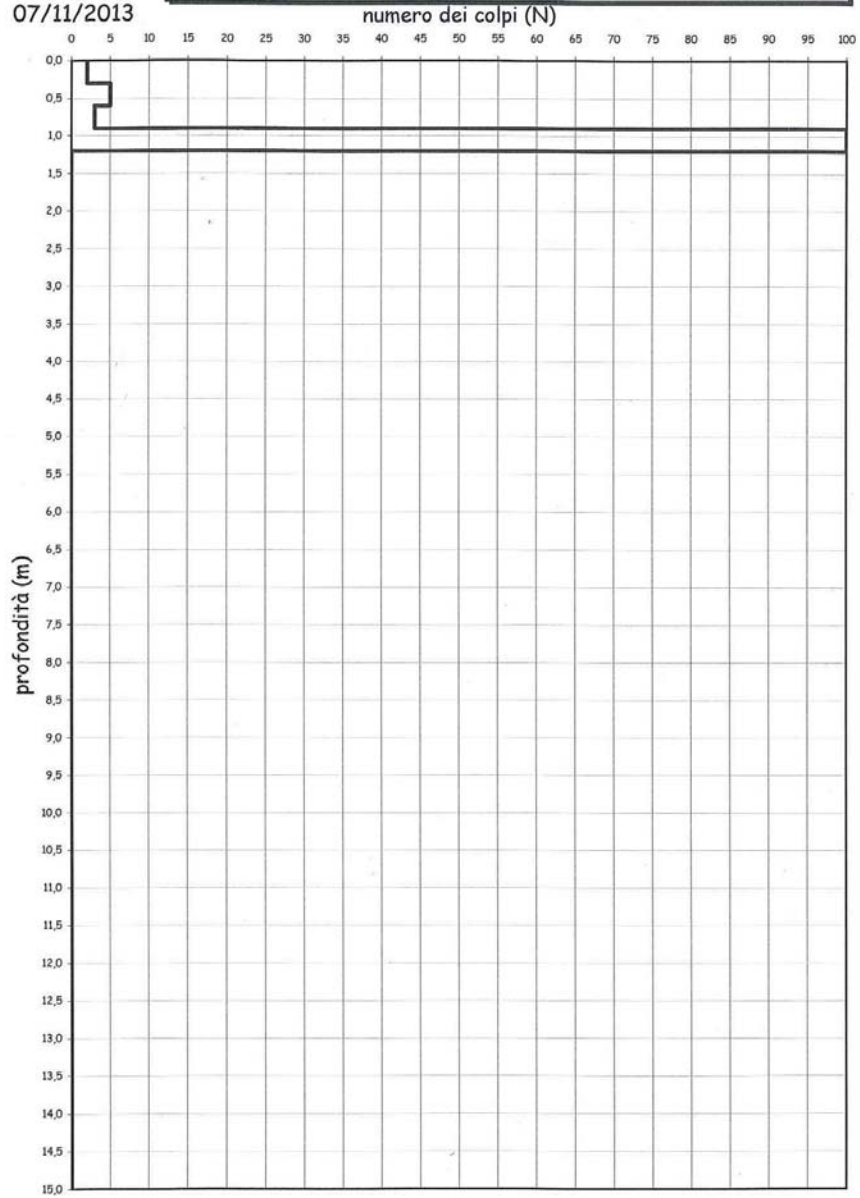
La prova n° 3 a monte è stata allontanata di 2 metri dallo sbocco del sottopasso e non ha rilevato alcuna pavimentazione. La numero 1 è stata ripetuta sul lato sud (prova n° 2) all'inizio della piccola trincea di accesso al sottopasso e questa volta la prova ha potuto esser condotta come previsto alla profondità ipotizzata.

BARIANO (BG)

S.P. n° 130

07/11/2013

PROVA PENETROMETRICA DPSH-SCPT n° 1



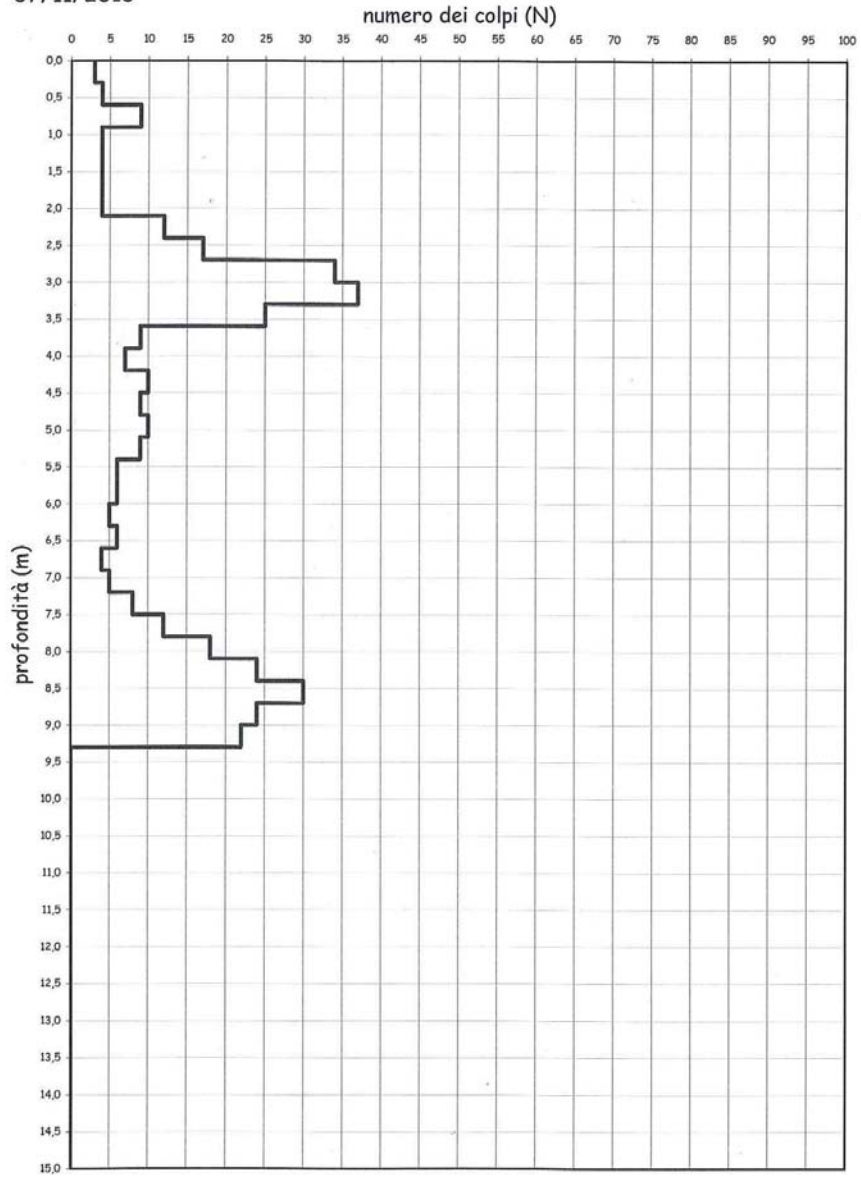
Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
..... Rivestimento

Fabio BAIIO
geologo

BARIANO (BG)
S.P. n° 130
07/11/2013

PROVA PENETROMETRICA DPSH-SCPT n° 2



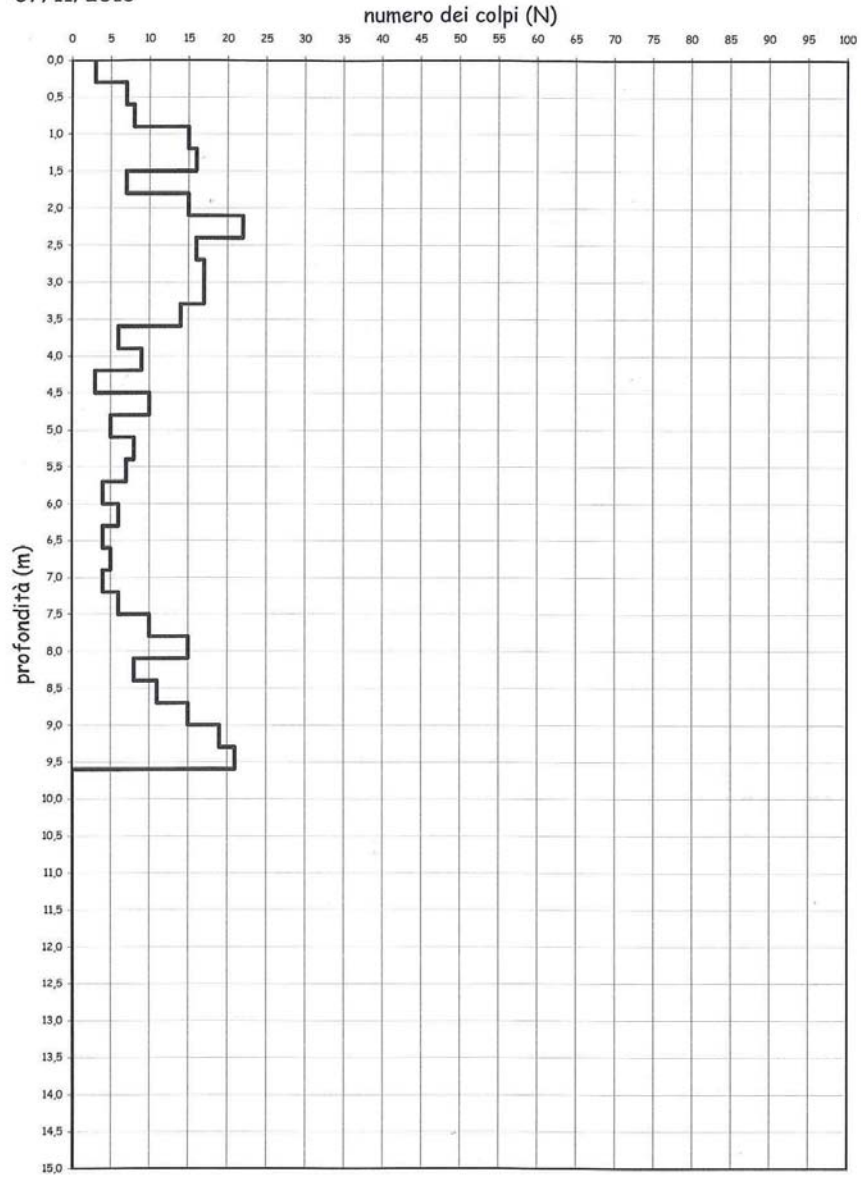
Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
- - - - - Rivestimento

Fabio BAIIO
geologo

BARIANO (BG)
S.P. n° 130
07/11/2013

PROVA PENETROMETRICA DPSH-SCPT n° 3



Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
..... Rivestimento

Fabio BAIIO
geologo

SONDAGGI MECCANICI A CAROTAGGIO CONTINUO

- Generalità

Per verificare le considerazioni di interpretazione stratigrafica fatte sulla scorta dei diagrammi delle prove penetrometriche, abbiamo eseguito un sondaggio meccanico a carotaggio continuo.

Per eseguire il carotaggio è stata utilizzata una sonda idraulica cingolata a rotazione avente le seguenti caratteristiche e con i sottoelencati attrezzi e accessori:

- sonda idraulica a rotazione BOART LONGYEAR DELTABASE cingolata "ex GELMINA"
- pompa a pistoni NENZI TRIPLEX TP 200
- batteria rivestimenti D. 127 mm
- batterie aste D. 76 mm
- carotieri D. 101 mm "S"

- Modalità operative

Si è proceduto all'avanzamento della perforazione a carotaggio continuo (con carotiere semplice D. 101 mm) per brevi tratti successivi con rotazione lenta e completamente "a secco": dopo aver campionato per complessivi 1500 mm si è fatto seguire il tubo di rivestimento (D. 127 mm) per sostenere le pareti del foro.

L'avanzamento del tubo di rivestimento è stato effettuato a secco nei primi brevi tratti e successivamente, in avanzamento, pompando acqua (secondo lo schema "a circolazione diretta").

Le descrizioni di dettaglio dei terreni attraversati sono contenute nella scheda stratigrafica allegata (log stratigrafico - stratigrafia) e le cassette riprodotte dalle fotografie allegate.

I campioni sono stati raccolti e ricoverati nel magazzino del mio studio in Villa d'Adda: su richiesta li consegneremo dove ci verrà indicato, in caso diverso a sei mesi dalla consegna della presente verranno eliminate e conferite a discarica.

RELAZIONE GEOLOGICA E ANALISI GEOTECNICA in BARIANO (BG)

| | | | | |
|--|-------------|------------------------------------|--------------------------|-----------|
| Studio geologico Fabio BAIO geologo | Committente | dr. ing. Ugo NEGRINI | SONDAGGIO | FOGLIO |
| | Cantiere | Sottopasso FFS pista ciclopedonale | 1 | |
| | Località | Bariano (Bg) | | |
| | Data Inizio | 7/11/2013 | Data Fine | 7/11/2013 |
| | | | Il geologo Fabio Baio | |

| Scala 1:50 | Profondità | Stratigrafia | Descrizione | Potenza | Campioni | Acqua | Piezometro |
|------------|------------|--------------|---|---------|----------|-------|------------|
| | 0.20 | | Suolo vegetale ricco di S.O. | 0.20 | | | |
| 0.5 | 1.00 | | Ghiaie e sabbie con tracce di laterizi (riporto) Matrice limosa nocciola. | 0.80 | | | |
| 1.0 | 1.50 | | Ghiaie e sabbie con abbondante matrice di limo e sabbia fine con ciottoli (D= 3/5 cm). | 1.20 | | | |
| 1.5 | 2.20 | | Ghiaie e sabbie con ciottoli ben arrotondati (D= 5/10 cm). Scarsa matrice color nocciola. | | | | |
| 2.0 | | | | | | | |
| 2.5 | | | | | | | |
| 3.0 | | | | | | | |
| 3.5 | | | | | | | |
| 4.0 | | | | | | | |
| 4.5 | | | | | | | |
| 5.0 | | | | | | | |
| 5.5 | | | | | | | |
| 6.0 | | | | | | | |
| 6.5 | | | | | | | |
| 7.0 | | | | | | | |
| 7.5 | | | | | | | |
| 8.0 | | | | | | | |
| 8.5 | | | | | | | |
| 9.0 | | | | | | | |
| 9.5 | | | | | | | |
| 10.0 | 10.00 | | | | | | |

SONDAGGIO VERTICALE S1 : cassette catalogatrici dei campioni



CONSIDERAZIONI STRATIGRAFICHE

Le prove penetrometriche eseguite, abbastanza generalmente ben correlabili tra loro, sono invece differenti proprio nello strato superficiale di maggior interesse.

Come già riferito, il rifiuto della prova 1 va ricercato in una pavimentazione sepolta che risulta essere 90 cm sotto la quota attuale del calpestio (pavimentazione o arco-rovescio) all'imbocco sud del piccolo tunnel.

LIVELLO [1]: dal piano di esecuzione (piano campagna) fino alla profondità investigata di 3.5 m circa.

Si tratta di materiale granulare (sabbioso-ghiaioso) poco sotto lo spessore del materiale coinvolto nei lavori della strada provinciale e della ferrovia, localmente discretamente compattato (SCPT n° 3) e invece scarsamente addensato nella prova n° 2 ; il numero di colpi N_{SCPT} (numero dei colpi necessari all'avanzamento di 30 centimetri della punta conica) ha fatto registrare valori variabili da 5 a 12.

Dato il tipo di terreno e la sua natura (materiale granulare selezionato, steso e compattato in sito), la caratterizzazione geotecnica che possiamo valutare e proporre è da ritenere “stimata”:

$$\begin{aligned} \gamma &: \text{Peso di Volume (t/m}^3\text{)} : 1.65-1.78 \\ \varphi &: \text{Angolo di Attrito (}^\circ\text{)} : 26-30^\circ \\ c &: \text{Coesione} : 0^\circ \end{aligned}$$

ricordando che:

| | |
|--------------------|---|
| Peso di volume: | stima valutata in relazione a N_{SCPT} |
| Angolo di attrito: | correlazione tra N_{SCPT} e ϕ di Meyerhoff per terreni con una percentuale di sabbia fine e limo superiore a 5 |

Relativamente ai “*valori caratteristici, V_k* ” della coesione non drenata e dell'angolo d'attrito interno, si è optato per considerarli pari a quelli medi ricavati dall'indagine, mentre i “*valori di progetto V_p* ” sono stati determinati utilizzando i coefficienti riduttivi parziali, indicati nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni*).

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|---|---|--|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | γ_φ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

*per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale q_u con un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1.6$.

LIVELLO [2]: dalla base dello strato precedente fino alla profondità di 7.5 corrispondente a un livello “mediocre” intermedio.

Si tratta di terreni ghiaioso sabbiosi con ciottoli, con scarsa matrice, incoerente, tale da far registrare N_{SCPT} generalmente e mediamente prossimo a 5. La correlazione tra i risultati penetrometrici e il log stratigrafico è molto modesta.

Da -5.15 (al momento dell'esecuzione delle prove il 7 novembre us) e a -5.40 il g. 12/12/13 è presente l'acqua di falda.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica possiamo valutare e proporre:

$$\begin{aligned} \gamma: \text{Peso di Volume (t/m}^3) &: 1.65 \\ \varphi: \text{Angolo di Attrito (}^\circ) &: 26^\circ \\ c: \text{Coesione} &: 0^\circ \end{aligned}$$

LIVELLO [3]: dalla base dello strato precedente fino alla massima profondità investigata di -9.60 m.

Si tratta di materiale granulare sabbioso-ghiaioso alluvionale, con ciottoli, pulito e incoerente; il numero di colpi N_{SCPT} (numero dei colpi necessari all'avanzamento di 30 centimetri della punta conica) è generalmente prossimo a una media di 12.

Si tratta di materiale alluvionale, quindi tipicamente variabile in piccoli strati e lenti: la frazione più sabbiosa giustifica qualche breve intervallo con un numero N_{SPT} un po' inferiore a quanto sopra.

Dato il tipo di terreno e la sua natura (materiale granulare alluvionale), la caratterizzazione geotecnica che possiamo valutare è da ritenere “stimata”:

γ : *Peso di Volume* (t/m^3) : 1.78

φ : *Angolo di Attrito* ($^\circ$) : 30°

c : *Coesione* : 0°

CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI

Ai fine della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale; in assenza di specifiche analisi si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina). |
| E | <i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s). |

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| S1 | Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche. |
| S2 | Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti. |

Sulla scorta dell'indagine effettuata e di quelle note in bibliografia si può ipotizzare che i terreni investigati hanno caratteristiche di addensamento tali da appartenere alla categoria “C”.

Per determinare i parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali si potrà fare riferimento alla tabella:

| Categoria suolo | S | T_B | T_C | T_D |
|-----------------|------|-------|-------|-------|
| A | 1.00 | 0.15 | 0.40 | 2.00 |
| B-C-E | 1.25 | 0.15 | 0.50 | 2.00 |
| D | 1.35 | 0.20 | 0.80 | 2.00 |

Mentre per quelli della componente verticale:

| Categoria suolo | S | T_B | T_C | T_D |
|------------------|------|-------|-------|-------|
| A-B-C-D-E | 1.00 | 0.05 | 0.15 | 1.00 |

Definizione dei parametri e dei coefficienti sismici

Parametri sismici

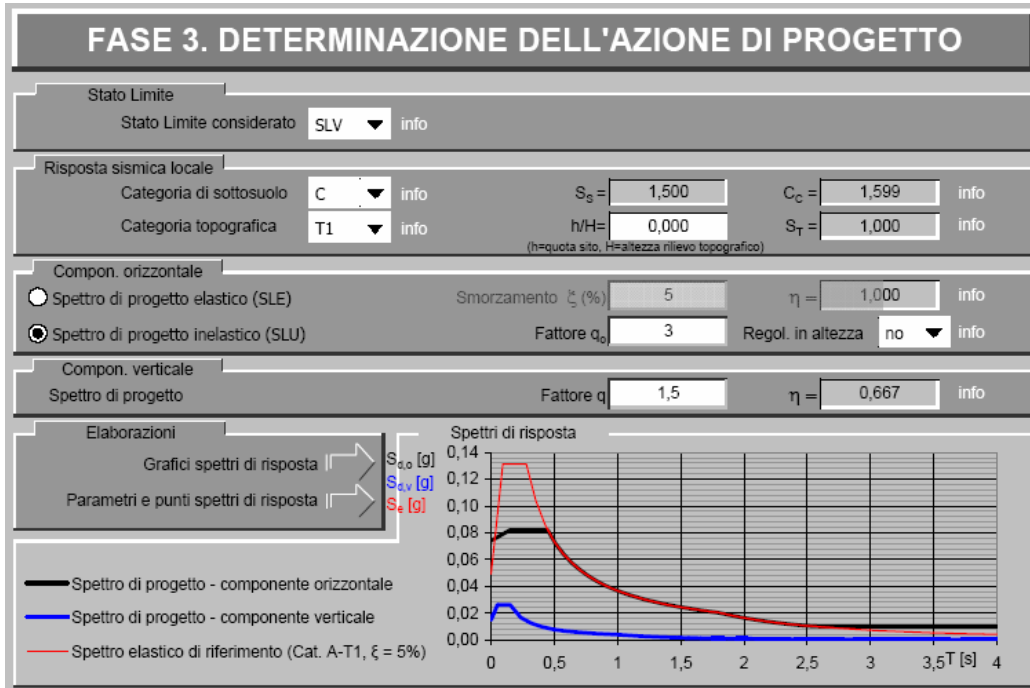
Categoria sottosuolo : C
 Categoria topografica : T1
 Periodo di riferimento: 50 anni
 Coefficiente c_u : 1

| | SLO | SLD | SLV | SLC |
|---|------|------|------|------|
| Ss* (ampl. stratigrafica) | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| Cc* (coeff.funz. categ.) | 1,92 | 1,82 | 1,60 | 1,56 |
| St* (amplificazione topografica) | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

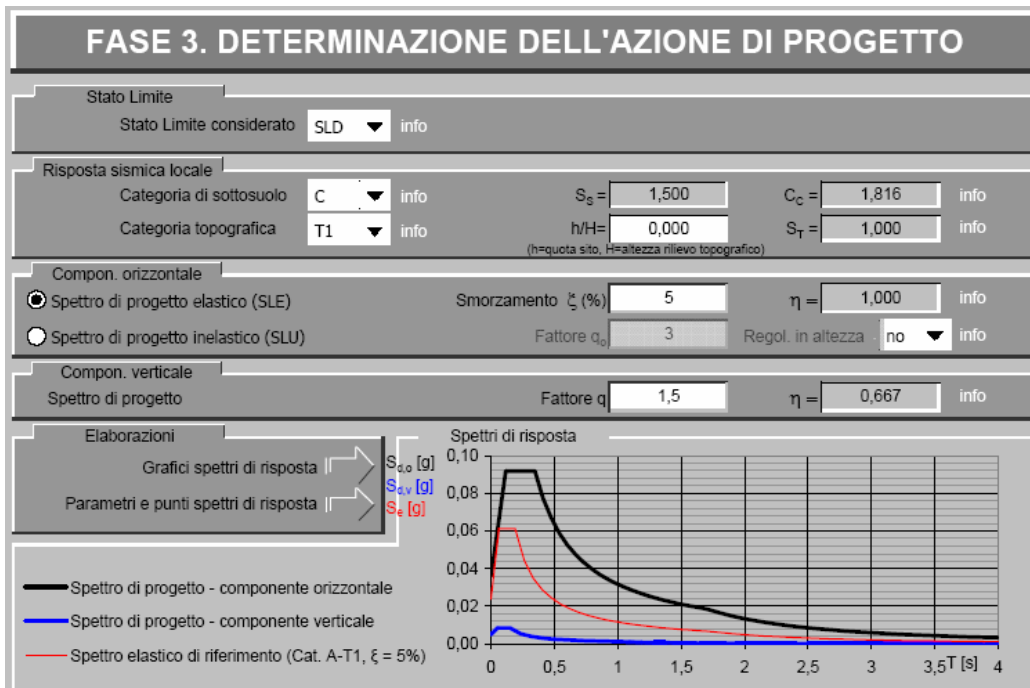
| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| kh | 0,005 | 0,007 | 0,014 | 0,016 |
| <b(kv< b=""></b(kv<> | 0,003 | 0,003 | 0,007 | 0,008 |
| Amax [m/s ²] | 0,284 | 0,361 | 0,746 | 0,896 |
| Beta | 0,180 | 0,180 | 0,180 | 0,180 |

Determinazione dell'azione di progetto

SLU



SLE



CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

I terreni investigati e posti alla base del rilevato di FFS/RFI a Bariano, dove c'è il sottopasso pedonale della pista ciclopedonale, si presentano di mediocri caratteristiche geotecniche (discreti i primi metri più prossimi alla superficie).

Purtroppo il primo strato (come riferito nella descrizione di caratterizzazione stratigrafica) mostra caratteri abbastanza variabili da nord a sud: considerato che la variabilità riguarda i primi due metri e che siamo localizzati tra due opere infrastrutturali importanti (strada provinciale e rilevato FFS/RFI con tanto di sottopasso) è probabile che si tratti dell'effetto di un rimaneggiamento locale del terreno (che se in sito mostra i primi 3.5 metri di discrete caratteristiche geotecniche).

Peraltro viste le dimensioni del rilevato e l'importanza della linea ferroviaria, qualsiasi attività che presupponga di modificare il sottopasso stesso andrà visto con grande attenzione.

Come primo intervento andrebbe fatto un saggio di scavo con miniescavatore per valutare o verificare l'effettiva presenza della pavimentazione a -0.90 cm che sotto il tratto orizzontale e rettilineo del sottopasso potrebbero ridursi a 50-70 cm : tale verifica dovrà essere fatta meglio se a mano o con mini escavatore in modo assolutamente "chirurgico", perché qualora l'ipotesi della pavimentazione (o arco rovescio) non fosse corretta e il rifiuto della prova 1 fosse dovuto a un sassotrovante (o resto di demolizione) prima di approfondire il piano del sottopasso, sarebbe opportuno operare un piccolo intervento di consolidamento per stabilizzare i piedritti del piccolo tunnel e garantire che le operazioni di scavo non destabilizzino il cunicolo.

Infatti qualsiasi deformazione si registrasse al cunicolo, per lavori avventati allo stesso, potrebbero determinarsi deformazioni e cedimenti al rilevato fino alla quota del ferro, con rischi per il soprastante armamento ferroviario.

In presenza della pavimentazione (o arco rovescio) che risultasse sufficiente a garantire l'altezza minima di luce del cunicolo necessaria alla sua riqualifica e nuova funzione, nessun intervento sarà da eseguire: l'asportazione dei detriti da sopra la pavimentazione sarà sufficiente.

Il progettista valuterà eventuali manutenzioni, restauri o ripristini alla struttura del cunicolo stesso senza intaccarne la struttura portante stessa.

Qualora la pavimentazione-arcorovescio non fosse invece presente o comunque l'altezza che ne deriva non fosse sufficiente, si dovrà prevedere un piccolo scavo, con sottomurazione dei piedritti di quanto necessario, per abbassare il piano di calpestio (e dare la luce libera di transito, come previsto).

Interpretando gli scarsi risultati dei primi 2 metri della prova n° 2 e ipotizzando che tutto il cunicolo, invece, si trovi nel complesso di terreni di caratteristiche simili a quelle dei primi metri della prova n° 3, eventuali approfondimenti che implicino la sottomurazione dei piedritti, sarà operazioni eseguibile con un modesto lavoro di pre-consolidamento.

Considerata la difficile accessibilità del cunicolo ad attrezzature di perforazione, per eseguire iniezioni di consolidamento dei primi decimetri (forse 1 metro) alla base dei piedritti, si potrebbe intervenire con il sistema descritto e progettato dall'ing. Pietro MEARDI (+) detto delle "*iniezioni armate*".

Si tratta di infiggere dei tubi di ferro di piccolo diametro (1" o 1" $\frac{1}{4}$), in spezzoni anche corti e giuntabili con manicotto filettato, con punta a perdere, già preventivamente forati e attraverso questi tubi iniettare una miscela binaria (boiaccia) di cemento per consolidare il terreno.

L'operazione è abbastanza semplice, ma andrà comunque eseguita da impresa specializzata sia per disponibilità di attrezzature (l'impianto di iniezione prevalentemente) e sia per la necessaria capacità di dosare e miscelare boiacche a differenti densità, magari con additivi.

Il metodo prevede la saturazioni delle porosità del terreno ghiaioso sabbioso trasformando la ghiaia sciolta in un terreno consolidato (calcestruzzo magro ??) anche se a cementazione inevitabilmente irregolare, che consentirà scavi o quant'altro senza pericoli di franamenti.

SCARPATE DI SCAVO

Il progetto di ampliamento del sottopasso, valuterà quanto sopra descritto, ricercando la reale situazione strutturale dell'attuale cunicolo, per poi prendere le misure del caso. Sotto la strada provinciale, invece, il sottopasso andrà eseguito ex novo.

Qualsiasi scarpata di scavo, sarà stabile nel breve periodo, e fino alla profondità di 3.5 metri dalla quota all'incirca della strada, con angoli al piede di 60°. Tale angolo, per eventuali scarpate in abbandono, sarà di 45° (nel definitivo).

Attenzione, se lo scavo dovesse eccedere la profondità di 3.5 metri, perché il terreno al di sotto è più sciolto e gli angoli sopra proposti andranno ridotti.

Ovviamente, nel caso di lavori all'attuale cunicolo e dell'esecuzione del lavoro di preconsolidamento con *iniezioni armate*, la necessità di sottomurare i piedritti potrà essere fatta con angoli di scarpata molto prossimi alla verticalità, su fronti orizzontali limitati (max 2 metri), accertandosi preventivamente in fase di scavo, del buon esito del pre-trattamento.

CALCOLO DELLA PERMEABILITA' e DISPERSIONE DELLE ACQUE

In considerazione della eventuale necessità di abbassare il piano viabile di circa, o poco meno, di 1 metro, il pavimento del sottopasso si troverà ad essere il punto topograficamente più depresso dell'intorno e quindi punto di raccolta delle acque meteoriche su una superficie ad oggi non facilmente valutabile: per questo motivo, dopo il progetto delle indagini geognostiche ci si è posti il problema della determinazione della permeabilità ed è stato eseguito nel sondaggio S1 una prova di permeabilità in foro (eseguita con il metodo LEFRANC, a carico costante - secondo le direttive e le raccomandazioni AGI 1977).

Per determinare il Coefficiente di Permeabilità (K) dei terreni sciolti è stata eseguita una prova di Permeabilità con il metodo LEFRANC, a livello costante (o "carico costante").

*** Metodologia di esecuzione prova**

A carico costante:

- predisposizione della "tasca" di prova con diametro 101 mm "fuori scarpa" oltre il filo inferiore dei tubi di rivestimento
- riempimento della tasca con eguale volume di ghiaia di cava (selezionata e lavata) dimensioni 10-15 mm
- immissioni di acqua (se sopra falda) in modo continuo e prolungato fino a saturare il terreno
- immissioni di acqua in modo controllato (tempi/portate) mantenendo il livello costante entro il foro e registrando per intervalli di tempo definiti, le portate di acqua immessa.

*** Interpretazione ed elaborazione dei dati**

I risultati delle prove di permeabilità vengono interpretati secondo le “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche” dettate dalla “ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA” (1977) e secondo le indicazioni di F. CESTARI “Prove geotecniche in sito” (1990).

Per le prove a **CARICO COSTANTE** il coefficiente di permeabilità K (m/s) è dato dalla:

$$\frac{q}{C_r h d}$$

Dove:

- q (mc/s): portata immessa
- h (m): livello dell’acqua nel foro
- d (m): diametro del foro
- CF: coefficiente di forma = 2.85

Nel sondaggio verticale S1 è stata eseguita una prova di permeabilità per valutare il coefficiente di permeabilità “K” e poter valutare e calcolare la capacità disperdente del terreno naturale in posto.

| Sondaggio | Profondità della “tasca” di prova | Valori del coefficiente di permeabilità | Definizione della permeabilità secondo “COLOMBO 1978” |
|-----------|-----------------------------------|---|---|
| S1 | da -3.50 a 4.00 m | 3.7*E-3 m/s | BUONA |

La profondità indagata risulta essere di poco inferiore a quella dell’ipotizzato abbassamento del sottopasso e quindi sarà il terreno coinvolto da un eventuale piccolo pozzo perdente.

Pertanto la dispersione andrà operata con un pozzo perdente di medio-piccole dimensioni (che facciano moderatamente anche da vasca volano); i pozzi potrebbero essere due, uno per ciascun accesso (dove è logisticamente comodo realizzarli impiegando un escavatore che “all’aperto” scavi senza vincoli di limitazione di spazio.

PROVA DI PERMEABILITA': METODO LEFRANC A LIVELLO COSTANTE

| | | | |
|--------------|----------------------------------|-----------|---------|
| Cantiere: | BARIANO sottopasso ciclopedonale | Prova n°: | K1 |
| Committente: | dr. ing. Ugo NEGRINI | | Foro S1 |
| Oggetto: | Misura permeabilità | Data: | nov-13 |

INSERIMENTO DATI

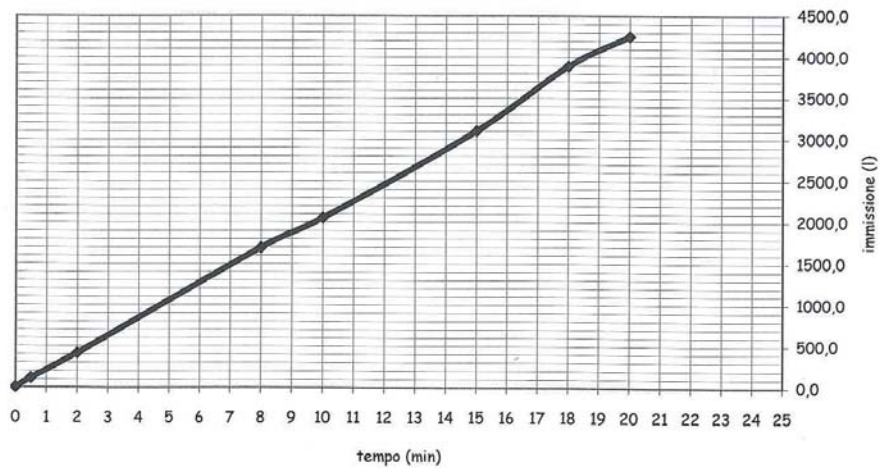
| | | |
|---|----|-------|
| Profondità del foro da p.c.: | m | 4,0 |
| Profondità del rivestimento da p.c.: | m | 3,5 |
| Sporgenza della testa del tubo da p.c.: | m | 0,5 |
| Livello statico della falda da p.c.: | m | 5,2 |
| Diametro esterno del tubo di rivestimento: | mm | 127,0 |
| Lunghezza del tratto di foro di prova: | m | 0,50 |
| Diametro del tratto di foro in prova: | mm | 101,0 |
| Livello stabilizzato dell'acqua all'inizio della prova: | m | 0,5 |

TABELLA DELLE IMMISSIONI

| Tempi min | Immissioni l |
|--------------|-----------------|
| 0,5 | 110 |
| 2 | 415 |
| 8 | 1690 |
| 10 | 2050 |
| 15 | 3100 |
| 18 | 3890 |
| 20 | 4250 |

| Permeabilità m/s |
|---------------------|
| 3,185E-03 |
| 2,943E-03 |
| 3,076E-03 |
| 2,606E-03 |
| 3,040E-03 |
| 3,812E-03 |
| 2,606E-03 |

Valore di Permeabilità $k > 3,712E-03$ m/s



CONCLUSIONI

Su incarico del dr. ing. Ugo NEGRINI progettista della nuova PISTA CICLOPEDONALE, è stata eseguita la presente indagine geognostica per evidenziare le caratteristiche geologiche, geotecniche e idrogeologiche dell'intorno del sottopasso esistente sotto la linea FFS/RFI MI-VE esistente lungo la S.P. n° 130 (S.P. n° 101) in comune di BARIANO (BG).

Al fine di definire le caratteristiche geotecniche del sottosuolo dell'area di interesse, sono state eseguite n° 3 prove penetrometriche dinamiche SCPT spinte fino alla profondità di 9.5 m circa, e n° 1 sondaggio meccanico a carotaggio continuo profondo 10 m).

E' stata definita la caratterizzazione geotecnica dei materiali che costituisce il terreno di fondazione del rilevato stesso interessato dal cunicolo dell'attuale sottopasso che andrà adeguato.

Con una prove di permeabilità in foro abbiamo rilevato il valore della permeabilità "K" che consentirà la progettazione di opere di dispersione delle acque raccolte.

Tutto quanto esposto è stato valutato e calcolato conformemente a quanto previsto:

- nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003 relativa alla normativa sismica
- nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2008) e che prevedono un approccio agli stati limite

Certo di aver fornito tutte le indicazioni necessarie, resto comunque a disposizione per qualsiasi chiarimento.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Esecuzione prove penetrometriche dinamiche SCPT (lato sud – P1)



Esecuzione prove penetrometriche dinamiche SCPT (lato sud P2)



Esecuzione prove penetrometriche dinamiche SCPT (lato nord P3)



Esecuzione del sondaggio a carotaggio continuo