



**cortina  
2021**

# S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

## Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

Miglioramento della viabilità di accesso  
all'abitato di cortina

### PROGETTO DEFINITIVO

### PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

*Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI*

IL GEOLOGO:

*Geol. Emanuela AMICI*

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

*Dott. Marco FORMENTELLO*

*Arch. Lisa ZANNONER*

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni  
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713  
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

*Ing. Gabriella MANGINELLI*

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Geotecnica

Relazione Geotecnica

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

**M S V E 1 4    D    1 7 2 8**

NOME FILE

TOOGEOOGETRE01\_D

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. **T O O G E O O G E T R E 0 1**

**D**

-

**D**      REVISIONE

Novembre 2018

**C**      REVISIONE

Febbraio 2018

**B**      REVISIONE

Settembre 2017

**A**      EMISSIONE

Luglio 2017

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

**Piano straordinario “Cortina 2021”  
SS 51 “di Alemagna”  
Miglioramento della viabilità di accesso all’abitato di Cortina**

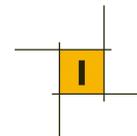
**PROGETTO DEFINITIVO**

**Relazione Geotecnica**

A seguito della delibera del Consiglio Comunale n. 59 del 07/08/2018 il Comune di Cortina ha condiviso la proposta ANAS di ridurre la lunghezza della viabilità di accesso all'abitato di Cortina precedentemente proposta sospendendo la realizzazione dello scavalco del torrente Boite e della rotonda Crignes (destra Boite).

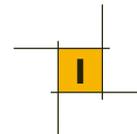
Gli studi specialistici (Geologia, Geotecnica e Idraulica) allegati al progetto si riferiscono al tracciato originario e quindi comprendono anche il tracciato proposto nella delibera che può rappresentare uno stralcio dell'intervento generale.

Per completezza di documentazione si è deciso quindi di allegare tutti gli elaborati specialistici che comprendono il tracciato originario nella sua interezza.



## INDICE

1.	PREMESSA .....	1
2.	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO .....	2
4.	DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO .....	3
5.	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....	4
6.	INDAGINI GEOTECNICHE .....	5
6.1.	Indagini eseguite .....	5
6.2.	Risultati delle indagini .....	5
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....	7
7.1.	Sub-unità 1A.....	7
7.2.	Sub-unità 1B.....	16
7.3.	Sub-unità 2.....	20
8.	INTERFERENZA CON LA FALDA IDRICA .....	25
9.	SCHEMI GEOTECNICI DI CALCOLO.....	26
9.1.	Asse TR2. Zona rotatoria Via Guardie Alpine e Ponte sul rio .....	26
9.2.	Asse TR2. Tratto a mezza costa tra le progr. 0+080 e 0+630 .....	26
9.3.	Asse TR2.Ponte sul Torrente Bigontina.....	27
9.4.	Asse TR1. Rotatoria e tratto a mezza costa tra le progr. 0+070 e 0+200.....	28
9.5.	Asse TR1.Ponte sul Torrente Boite.....	29
9.6.	Asse 1. Tratto a mezza costa in adiacenza al condominio Crignes .....	30



## **1. PREMESSA**

Nella presente Relazione viene esposta e commentata la caratterizzazione geotecnica dei terreni e il modello geotecnico di interesse per il dimensionamento delle opere inserite nel progetto definitivo del “miglioramento della viabilità di accesso a Cortina”, compreso tra gli interventi per il Piano straordinario per l’accessibilità a Cortina 2021.

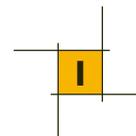
Per la definizione del modello geotecnico si è fatto riferimento ai risultati di una specifica campagna di indagini in sito e in laboratorio.

La documentazione sulle indagini è contenuta nello specifico elaborato facente parte del progetto.

Per la descrizione litologica delle formazioni si rimanda alla Relazione Geologica.

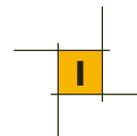
Il dimensionamento e le verifiche geotecniche delle singole parti di opera sono riportati nelle relazioni di calcolo.

L’area in esame ricade in zona sismica 3 secondo la vigente classificazione (ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e s.m.i.). Le indagini e la modellazione geotecnica sono state condotte facendo riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008 e alla Circolare Ministeriale del 02/02/2009 n. 617.



## 2.       **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO**

- D.M. 11 marzo 1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circ. LL.PP. 24 settembre n. 30483. "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica. 2004.
- Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e relativi allegati e s.m.i.
- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 14 gennaio 2008.
- Istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche. Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617
- Nuova Classificazione Sismica della Regione Lazio - Delibera Di Giunta Regionale n. 387 del 22.05.2009
- Raccomandazioni AGI sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche (1977)
- Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).
- Raccomandazioni AGI sulle Prove Geotecniche di Laboratorio (1994).
- Raccomandazioni AGI Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (1995)
- DECRETO LEGISLATIVO 18 aprile 2016, n. 50. Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture.
- D.P.R. 5/10/2010 n. 207. Regolamento di esecuzione ed attuazione del D.L. 12/4/2006 n. 163 recante "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE".



#### 4. DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO

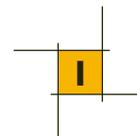
Provenendo da Belluno, il tracciato si stacca dalla SS51 a sud dell'ingresso di Cortina all'altezza dello svincolo attuale di Via Guardie Alpine (dove verrà realizzata una rotatoria) e si sposta verso la valle del Boite percorrendone il piede della sponda sinistra, in una fascia di versante compresa tra il limite della zona urbanizzata e il corso d'acqua. Il tracciato attraversa poi il torrente Bigontina (affluente di sinistra del Boite), poco a monte della confluenza, e quindi taglia lo sperone collinare che separa i due corsi d'acqua (zona del parcheggio del Cimitero dove verrà realizzata una seconda rotatoria). Attraversa quindi il Torrente Boite e termina con una rotatoria ai piedi della sponda destra del Boite stesso, in località Crignes.



*Fig. 1- Area interessata dal tracciato di progetto*

Il progetto prevede, partendo dalla zona sud, le seguenti parti di opera e manufatti significativi:

- una rotatoria sulla SS51 e lo svincolo di Via Guide Alpine;
- un ponte per l'attraversamento di una piccola incisione torrentizia;
- opere di sostegno e sottoscarpa a mezza costa (tra il primo rio e il Bigontina) intervallate da una galleria artificiale della lunghezza di 225m;
- un ponte di luce 60m per lo scavalco del Torrente Bigontina, affluente di sinistra del Boite;
- una rotatoria nella zona del cimitero;
- un tratto tra paratie in sinistra e in destra;
- un ponte di luce 60m per lo scavalco del Torrente Boite;
- una rotatoria di collegamento alla viabilità;
- opere di sostegno e sottoscarpa per il collegamento tra la rotatoria e la viabilità esistente.



## 5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

In questo capitolo introduttivo si riportano in maniera sintetica gli aspetti geomorfologici e idrogeologici, esposti in maniera più approfondita nella Relazione geologica, alla quale si rimanda per i dettagli.

La struttura geologica di una ampia area circostante quella in esame è caratterizzata dalla presenza di un substrato formato da rocce ascrivibili ad un intervallo compreso tra il Carnico (*Triassico medio superiore*) ed il Lias (*Giurassico inferiore*), di varia litologia, dalle formazioni vulcaniche alle rocce dolomitiche, arenacee e pelitiche.

Queste formazioni sono state dislocate dalle fasi deformative Alpine di età terziaria, che hanno prodotto importanti sovrascorrimenti delle formazioni con una conseguente intensa fratturazione dei corpi rocciosi.

Su questo substrato variamente disarticolato hanno infine agito gli agenti esogeni e l'evoluzione gravitativa dei versanti, con la produzione di estesi e potenti corpi detritici, conoidi torrentizie e accumuli di frana che si sono depositati ai piedi dei rilievi litoidi sin dalla fine dell'ultima glaciazione.

L'intera area di Cortina è occupata da una estesa fascia detritica e di materiali di frana antichi e recenti che hanno coperto il substrato roccioso antico. Si tratta di accumuli disomogenei e caotici di pezzame litoide delle dimensioni della ghiaia e dei ciottoli (ma anche con blocchi superiori al metro cubo) immersi in maniera caotica in una matrice prevalentemente sabbioso-limosa (aggregato sedimentario definito "diamicton"). In particolare nella zona di Cortina questi accumuli contengono una notevole componente limo-argillosa, che può risultare prevalente per spessori di varie decine di metri. La natura argillosa del materiale detritico e di frana trae origine dalle formazioni pelitiche del substrato (F. San Cassiano).

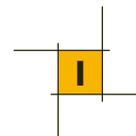
La genesi di questi terreni è da attribuire alle fasi di fusione glaciale e a imponenti movimenti di massa avvenuti nelle ultime fasi glaciali che hanno profondamente modificato la morfologia del territorio, provocando anche deviazioni di corsi d'acqua e formazione di laghi.

Nella documentazione geologica allegata al progetto sono cartografati i vari corpi di frana, distinti in base alla tipologia e allo stato di attività. Una trattazione di dettaglio delle condizioni di stabilità dei versanti e più in generale delle caratteristiche di franosità del territorio sono riportati nella Relazione Geologica.

Dal punto di vista litologico è stata accertata una grande variabilità dei depositi presenti nel sottosuolo.

Per necessità di sintesi sono state distinte, dal punto di vista tecnico, tre principali sub-unità litostratigrafiche che possono considerarsi assimilabili, al loro interno, per grado di addensamento, consistenza e stato di sovraconsolidazione.

Queste sub-unità sono descritte nel capitolo successivo.



## 6. INDAGINI GEOTECNICHE

### 6.1. *Indagini eseguite*

Per la progettazione degli interventi è stata programmata la seguente campagna di indagine:

- ✓ 10 sondaggi a carotaggio continuo della profondità compresa tra 25 e 45m;
- ✓ prove SPT in foro;
- ✓ prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati con relative prove di laboratorio;
- ✓ installazione di 5 piezometri a tubo aperto;
- ✓ installazione di 3 inclinometri;
- ✓ 2 prove down-hole;
- ✓ 3 prove penetrometriche dinamiche continue del tipo superpesante DPSH.

Alla data della stesura della presente relazione, solo una parte di queste indagini è stata eseguita e i rimanenti dati sono in corso di acquisizione. Le considerazioni che seguono si basano quindi sui dati preliminari finora acquisiti.

Alla data della stesura della presente relazione, è stata eseguita quasi interamente questa campagna di indagini, ad eccezione del sondaggio inclinometrico SC10, ubicato nella zona di Crignes, che non è risultato eseguibile per problemi di accessibilità e permessi.

I risultati delle indagini sono contenuti nello specifico elaborato allegato al progetto.

### 6.2. *Risultati delle indagini*

#### 6.2.1. *Suddivisione in Unità Geotecniche*

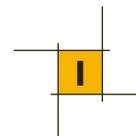
Con i criteri descritti nella relazione geologica sono state distinte le seguenti unità geotecniche (non distinguibili in termini geologico-stratigrafici):

##### **Sub-unità 1A**

Materiali a struttura complessa a grana prevalentemente fine, moderatamente consistenti. Si tratta di un deposito caotico eterogeneo, di origine prevalentemente post-glaciale da colata detritica e/o gravitativa, generato dalla rimobilizzazione di depositi di versante e glaciali; è formato prevalentemente da materiali coesivi e plastici poco/moderatamente consistenti, rappresentati da argille limose plastiche da grigio-scuro a grigio-nocciola con ghiaie spigolose e presenza di livelli maggiormente compressibili e di livelli e lenti di ghiaia con sabbia. Ha uno spessore mediamente dell'ordine della decina di metri.

##### **Sub-unità 1B**

Materiali a struttura complessa a grana prevalentemente fine, molto consistenti, sottostante la precedente sub-unità. Si tratta di un deposito eterogeneo, di colore grigio-scuro, costituito per lo più da argille



sovracconsolidate con limo e ghiaie spigolose sparse nella matrice. Nei livelli poco alterati si presentano simili a marne, riducibili in scaglie.

### ***Sub-unità 2***

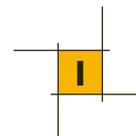
Materiali a grana prevalentemente grossolana. Si tratta di un deposito caotico eterogeneo, di origine prevalentemente tardi-glaciale e gravitativa, generato dalla rimobilizzazione di corpi di frana e di depositi glaciali stadiali. In genere è formato prevalentemente da ghiaie, ciottoli e blocchi, con matrice fine sabbioso-limosa e anche argillosa, di colore marrone chiaro, avana e rossastro, tendenzialmente a comportamento incoerente, di medie-buone caratteristiche geotecniche. Localmente si riscontra la presenza di questi terreni interdigitati alla sub-unità 1B, specialmente nella sua porzione superiore.

Tale successione a volte si riscontra anche nei sondaggi eseguiti, a volte invece una delle suddette sub-unità può mancare oppure esse si confondono tra di loro per le continue intercalazioni e interdigitazioni.

Nei paragrafi seguenti vengono commentati i risultati delle indagini geotecniche separatamente per le tre suddette sub-unità (per quanto sia possibile una precisa distinzione), arrivando ad una loro caratterizzazione geotecnica.

Tuttavia, vista la variabilità e l'eterogeneità riscontrata, è necessario procedere ad una modellazione geotecnica specifica per ognuno dei siti interessati dalle principali opere d'arte.

La caratterizzazione di tipo "formazionale", relativa cioè alle singole sub-unità, può essere utilizzata per le verifiche del corpo stradale (stabilità di tagli e rilevati) qualora in questi tratti non siano disponibili indagini che possano delineare un modello geotecnico specifico.



## 7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

### 7.1. Sub-unità 1A

Si tratta di materiali a struttura complessa dal comportamento coesivo, plastici e poco/moderatamente consistenti, con ghiaie spigolose sparse nella matrice o concentrata in livelli e lenti con sabbia.

In questa unità sono compresi anche i corpi di frana attivi e le porzioni “corticali” su pendio dove sono presenti movimenti di coltre e di creep. Questa porzione rimaneggiata verrà caratterizzata in maniera specifica.

Per necessità di schematizzazione, si è ipotizzato che la presenza di ghiaia e di elementi lapidei (così come le intercalazioni a grana grossa) non influisca sul comportamento geotecnico d’insieme, il quale è condizionato essenzialmente dalla frazione a grana fine. I campioni prelevati possono essere considerati rappresentativi dell’unità, con le opportune considerazioni sull’effetto scala e sul grado di disturbo (inevitabile) dei campioni rispetto allo stato “in situ” indisturbato. Le indagini utilizzabili sono quindi in ordine di importanza:

- le prove di laboratorio;
- le prove SPT.
- le prove penetrometriche continue DPSH;

Per quanto riguarda i risultati delle prove di laboratorio, si evidenzia che queste sono state eseguite da due diversi Laboratori, entrambi certificati dal Ministero. Le diverse procedure utilizzate per alcune analisi, soprattutto quelle granulometriche, portano a non poter confrontare in maniera univoca alcune determinazioni. Ciò è legato alle classificazioni granulometriche utilizzate che, in particolare per il passaggio sabbia-limo, individuano diverse dimensioni (ad es. 75 $\mu$  per ASTM, AASHTO, USCS; 63 $\mu$  per BS e MIT)<sup>1</sup>.

Dai grafici seguenti si nota una percentuale ghiaioso-sabbiosa sempre rilevante (e in qualche caso preponderante). Non si notano evidenti correlazioni con la profondità.

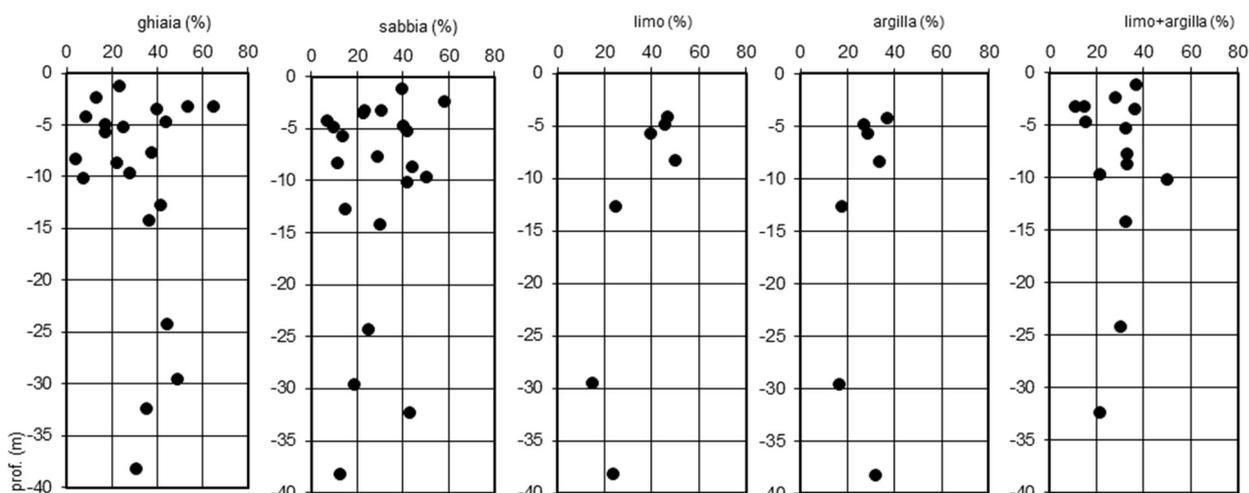


Fig. 2- Granulometria dei campioni dell’unità 1A in funzione della profondità

<sup>1</sup> Il laboratorio RbK utilizza l’ultimo setaccio da 63  $\mu$  e le analisi per aerometria sul passante mostrano alcuni dubbi interpretativi per cui si è preferito, per questi campioni, considerare solo la percentuale cumulata di limo+argilla, che risulta comunque leggermente sottostimata rispetto agli altri campioni che considerano un passaggio a 75 $\mu$ .

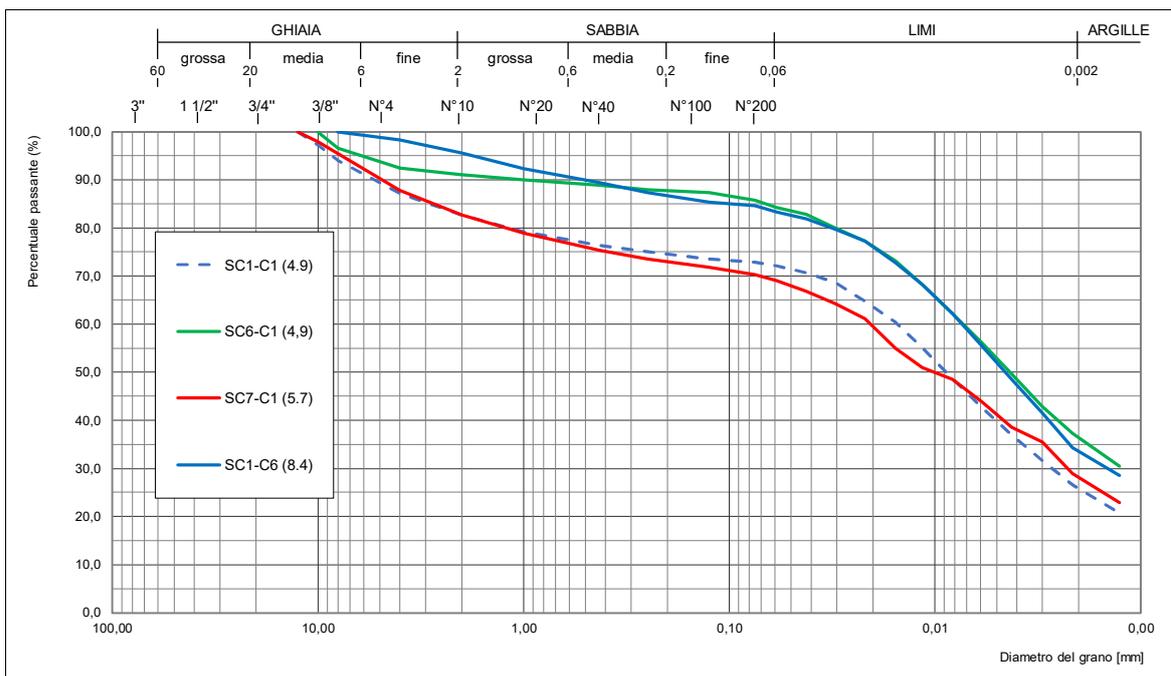
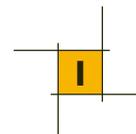


Fig. 3- Curve granulometriche per alcuni campioni dell'unità 1A

Il peso di volume (laddove misurato) è compreso in un intervallo molto ampio tra 19-21,5 kN/m<sup>3</sup> con i valori più elevati misurati nei campioni più profondi.

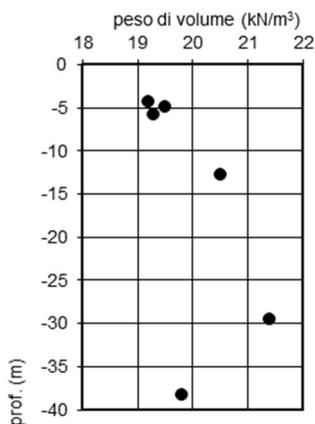


Fig. 4- Peso di volume dei campioni dell'unità 1A in funzione della profondità

I terreni risultano di media-elevata plasticità, con limite liquido quasi sempre superiore al 40% e limite plastico tra il 20 e 30% (IP compreso tra il 20 e 30% circa). Non si evidenziano particolari variazioni con la profondità. Nella carta di Casagrande i campioni ricadono nel campo dei limi e argille di media ed elevata plasticità CL e CH (le sigle non corrispondono alla classificazione dell'intera unità o dell'intero campione, ma solo alla porzione fine del campione).

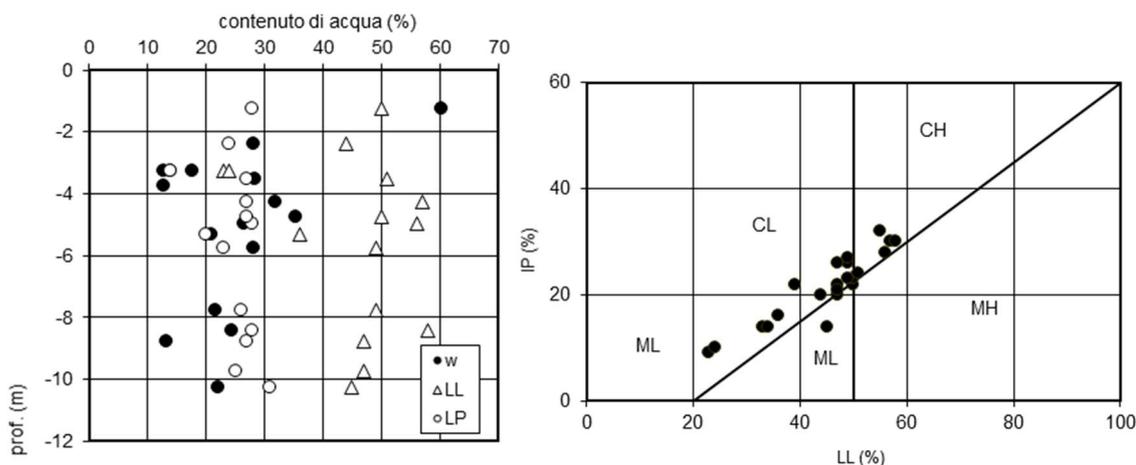
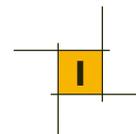


Fig. 5 - Umidità e plasticità e classificazione di Casagrande dei campioni dell'unità 1A

Su alcuni campioni indisturbati sono state eseguite prove di taglio diretto consolidate drenate (CD).

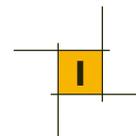
Dall'elaborazione riportata nei certificati del laboratorio risultano le seguenti coppie di valori:

- C1 – SC1       $c' = 5 \text{ kPa}$        $\varphi' = 23^\circ$
- C2 – SC6       $c' = 0$        $\varphi' = 20^\circ$
- C3 – SC7       $c' = 0$        $\varphi' = 23^\circ$
- C1 – SC8       $c' = 0$        $\varphi' = 28^\circ$  ( $c' = 2 \text{ kPa}$ ,  $\varphi' = 26^\circ$  con elaborazione ai minimi quadrati)

I seguenti valori sono invece ricavati dall'elaborazione ai minimi quadrati dalle prove per le quali i certificati non indicano i valori di resistenza.

- C1 – SC3       $c' = 13 \text{ kPa}$        $\varphi' = 24.5^\circ$
- C2 – SC4       $c' = 67 \text{ kPa}$        $\varphi' = 12^\circ$  (\*\*)
- C1 – SC2       $c' = 0$        $\varphi' = 26^\circ$
- C1 – SC8       $c' = 34 \text{ kPa}$        $\varphi' = 10^\circ$  (\*\*)

I valori della seconda serie di prove meritano alcuni chiarimenti. I valori indicati dipendono ovviamente dal valore di resistenza a taglio prescelto; questo può non essere univoco perché nei materiali argillosi plastici la rottura non è mai fragile, ma si raggiunge con forti deformazioni del provino, che alcune volte non sembra raggiungere una vera e propria rottura ma una forte deformazione. Considerazioni aggiuntive su questi aspetti saranno riportate di seguito. Indipendentemente da tali considerazioni, i risultati delle prove individuate con asterisco (seconda e quarta prova della seconda serie) sono sicuramente non attendibili e sono affetti probabilmente da una non completa dissipazione delle pressioni neutre; la retta infatti è molto poco inclinata, quasi sub-orizzontale, simile alle rette che si avrebbero nelle prove non drenate. Questi valori vanno quindi scartati.



Considerando i risultati della prima serie di prove, che risultano più affidabili, si deve evidenziare che i valori prima indicati sono stati ricavati prendendo come riferimento il massimo valore di resistenza a taglio raggiunto per ognuno dei carichi di consolidazione.

L'elaborazione ai minimi quadrati dell'insieme delle prove (con questi valori di resistenza) fornisce una coesione nulla e angolo di attrito di circa 23°

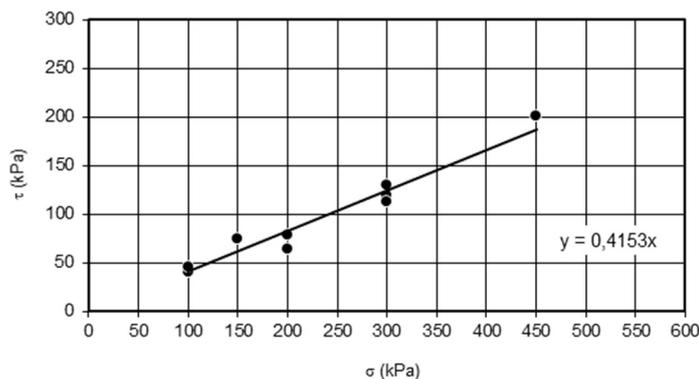


Fig. 6 Elaborazione dei dati per i campioni dell'unità 1A con valori di resistenza a taglio massimi

Dall'esame delle curve di taglio si ricava che spesso i valori massimi di resistenza si raggiungono con deformazioni accentuate (come è tipico in terreni argillosi plastici). Può essere interessante elaborare le prove considerando i valori di resistenza al taglio corrispondenti al cambio della pendenza della curva sforzi/deformazioni (non sempre individuabile con precisione) o per valori di deformazioni inferiori al 2%. Con questi valori si ricava la retta di interpolazione rappresentata nella figura seguente, rappresentata da valori di coesione di circa 5kPa e angolo di attrito di circa 16°.

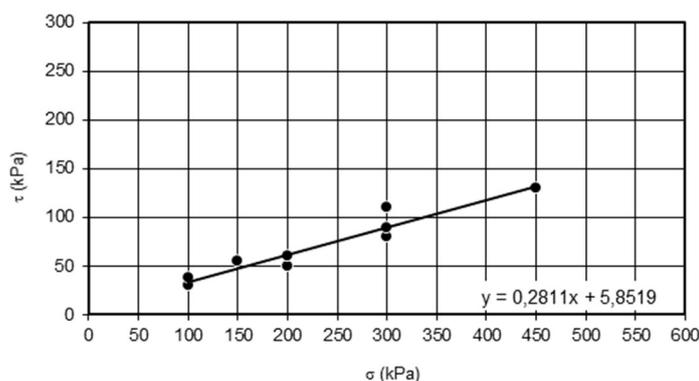
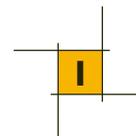


Fig. 7 Elaborazione dei dati per i campioni dell'unità 1A con valori di resistenza per piccole deformazioni

Si ritiene che un campo di valori rappresentativo dell'angolo di attrito possa essere indicato in 20-25°, con i valori superiori associabili ai litotipi più integri e il valore inferiore ai terreni superficiali e rimaneggiati.

La coesione è da stimare nulla se ci si riferisce alle condizioni drenate (lungo termine) e può essere considerata non superiore a 5kPa per le condizioni in cui sia rappresentativa la resistenza per piccoli valori di spostamento.



Nel contesto delineato in precedenza è da ritenere che i materiali mobilizzati da fenomeni franosi possano avere valori di angolo di attrito anche inferiori a quelli minimi indicati, trattandosi di terreni che hanno subito rimaneggiamenti e che quindi si trovano nelle condizioni di resistenza “residua”.

In effetti, gli studi di letteratura disponibili per queste zone indicano bassi valori di angolo di attrito per i materiali di frana, nell’ambito del campo di valori indicati in precedenza, ma anche inferiori a questi. In particolare, nel lavoro di Panizza et al. (1996) citato nella Relazione Geologica si riportano i dati delle indagini realizzate nelle frane di Staulin, Alverà e Lacedel. I terreni di questi siti sono caratterizzati da valori medi della frazione argillosa 47%, limite liquido 55%, indice plastico 24% e peso di volume  $19.1 \text{ kN/m}^3$  (valori quindi del tutto assimilabili a quelli ottenuti con le indagini di progetto). Per i terreni di frana i valori di angolo di attrito residui variano tra  $16.7^\circ$  e  $25.5^\circ$ .

Solo i campioni prelevati dalla superficie di scorrimento presentano valori particolari, con frazione argillosa del 71%, limite liquido 99%, indice plastico 51% e angolo di attrito residuo di  $15.9^\circ$ .

Le prove triassiali UU possono fornire informazione sulla resistenza in tensioni totali (coesione non drenata). Per queste prove vengono riportate nel grafico seguente direttamente i valori della tensione deviatorica che potrebbero corrispondere ai valori di coesione non drenata<sup>2</sup>. Maggiori sono le differenze tra i valori dei tre provini, maggiore dovrebbe essere considerato il grado di eterogeneità (o di disturbo) del campione)

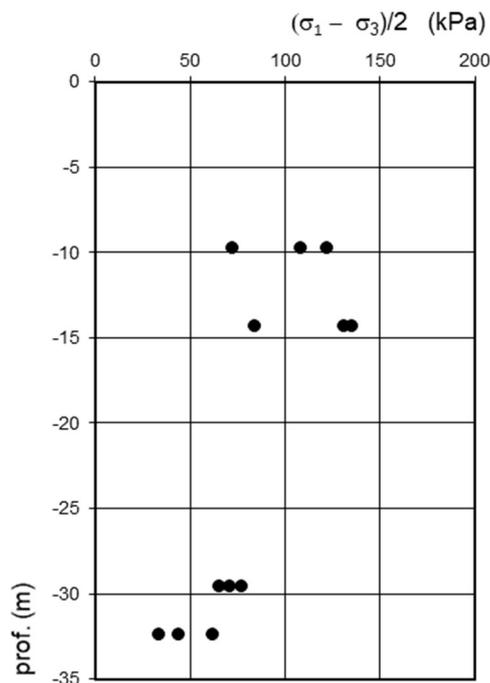
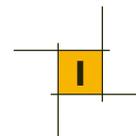


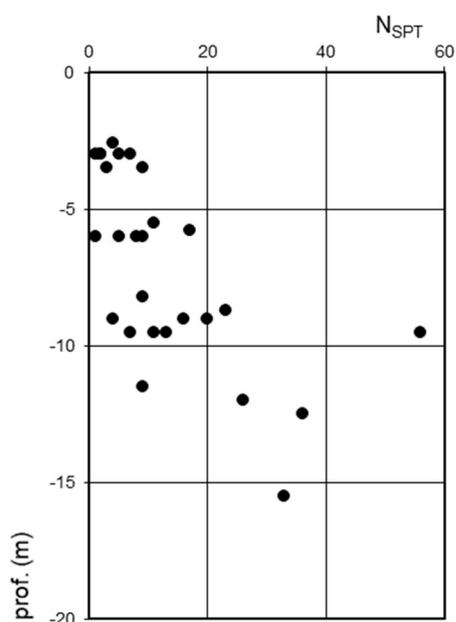
Fig. 8 Risultati delle prove triassiali UU in funzione della profondità nei campioni dell’unità 1A

<sup>2</sup> Nella classica rappresentazione delle prove triassiali UU sul piano di Mohr  $\sigma-\tau$ , i tre cerchi dovrebbero risultare alquanto simili tra loro e la retta di interpolazione (orizzontale) dovrebbe intersecare sulla retta della tensione tangenziale il valore corrispondente appunto alla coesione non drenata



I suddetti valori risultano molto dispersi, tra 70 e 130 kPa nei primi 15 metri e inferiori a 100 kPa a maggiori profondità. I valori inferiori a profondità maggiori potrebbero essere affetti da un certo grado di disturbo legato alla presenza di frazione grossolana nella matrice argillosa (la quale peraltro fa perdere al campione il comportamento tipicamente coesivo).

Per una stima della coesione non drenata si può fare riferimento anche ai risultati delle prove SPT (con le limitazioni legate al fatto che le correlazioni disponibili in letteratura sono state sperimentate in gran parte su terreni granulari, mentre per i materiali coesivi vanno utilizzate con molta cautela). Ulteriori difficoltà sono legate alla presenza di clasti che possono alterare i valori di resistenza penetrometrica della matrice argillosa. Le prove SPT eseguite nell'ambito dei primi 15m di profondità hanno fornito valori di  $N_{SPT}$  relativamente bassi (in alcuni casi molto bassi), generalmente inferiori a 20 fino a 10 m (con una tendenza all'aumento con la profondità) e qualche valore maggiore di 20 al di sotto dei 10 m di profondità. I valori più bassi sono stati riscontrati nella zona di frana in sponda sinistra del Boite).



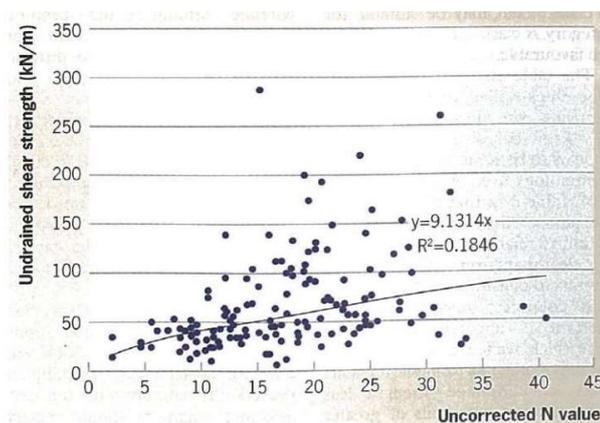
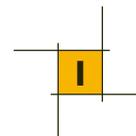


Figura 10: Correlazione tra il valore di  $N_{SPT}$  e la resistenza al taglio non drenato (da Red e Taylor, 2009)

Nella correlazione tra il valore di  $N_{SPT}$  non corretto e la resistenza al taglio non drenata indicata in figura il valore di  $R^2$  minore di 0,2 e indica quindi che non c'è una correlazione significativa tra il valore di  $N_{SPT}$  non corretto e la resistenza al taglio non drenato.

Solo come orientamento, dalla figura si può ricavare che per valori di  $N_{SPT}$  tra 5 e 20 (riscontrati nei primi 15m) i valori di coesione non drenata risultano prossimi e inferiori a 50 kPa.

Facendo riferimento ai valori di letteratura del coefficiente  $\alpha$  più frequenti (tra 5 e 7), l'interpretazione delle prove SPT porterebbe a collocare la resistenza al taglio non drenata nel campo  $c_u \approx 25 \div 100$  kPa, nei primi 15m di profondità.

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità, si può ricavare il modulo in condizioni non drenate ( $E_u$ ) dalla correlazione che lega tale parametro con il valore di resistenza a taglio non drenata ( $c_u$ ).

Le correlazioni fornite in letteratura (v. Duncan, 1976; Ladd et al., 1977) sono del tipo:  $E_u \approx \alpha c_u$  con  $\alpha$  molto variabile in funzione del grado di sovraconsolidazione e del grado di plasticità. Nel caso in esame, per argille con medio indice di plasticità ( $30 < IP < 50$ ), può essere considerato nel campo  $\alpha = 400 \div 600$ .

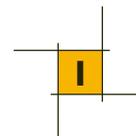
Per valori di  $c_u = 25 \div 50$  kPa, possono essere indicati quindi, con criterio cautelativo, valori di  $E_u \approx 10 \div 30$  MPa.

Più complessa appare la stima del modulo di elasticità  $E'$ .

Un approccio è quello di stimare i moduli di deformazione iniziali, associabili a piccole deformazioni, con la relazione proposta da Simpson (1979):  $E_o \approx 800 \div 1000 c_u$

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo non lineari i dati di ingresso sono i moduli elastici iniziali utilizzando poi le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto.

Utilizzando metodi di calcolo lineari il modulo di elasticità può essere stimato in relazione alle tipologie delle opere adottando un valore pari ad una certa percentuale di quello iniziale.



Nel calcolo dei cedimenti il modulo di deformazione “operativo” può essere assunto dell’ordine di 1/3 di quello iniziale. In quest’ultimo caso il modulo di deformazione può essere stimato, mediamente per lo strato di circa 10m superficiale, pari a  $E' = 20$  MPa.

Infine si hanno a disposizione tre prove penetrometriche continue, eseguite nel tratto di versante in sinistra del Boite (a valle della confluenza del Bigontina). Queste prove hanno evidenziato la presenza di una coltre dello spessore di 5-6m di materiale con resistenze basse o molto basse.

In questo settore gli studi geologici hanno individuato indizi di movimenti di coltre e anche segni evidenti di dissesti più o meno superficiali. I valori molto bassi delle resistenze penetrometriche (soprattutto nei primi 3-4m), unitamente alla natura argillosa dei materiali, possono confermare la criticità di questo settore.

Queste prove possono essere utilizzate anche solo in maniera qualitativa per l’individuazione dello spessore di materiali meno resistenti, da prendere in considerazione per le verifiche di stabilità dei pendii.

Alcune indicazioni quantitative possono tuttavia essere considerate, sia pur con una certa cautela, per i primi metri di prova, dove si può ritenere che l’attrito sulle aste sia poco influente (questa è una delle maggiori limitazioni di questa prova).

I valori di resistenza alla penetrazione risultano molto bassi nei primi 5-6 metri ( $N_{20}$  inferiori a 10 con valori frequenti di 1-2 nei primi 3-4m). In termini di resistenza equivalente Rpd i valori ricadono generalmente nel campo 1-2 MPa nei primi 5 metri (spesso senza aumento con la profondità) per aumentare poi (spesso bruscamente) a partire dai 5-6m e poi gradualmente in profondità fino a raggiungere valori di 10-15 MPa alle profondità massime raggiunte di 15m.

In letteratura sono riportate alcune relazioni tra  $N_{20}$  e  $N_{SPT}$  tramite un coefficiente generalmente indicato tra 2 e 2.5 per limi e argille ( $N_{SPT} = 2-2.5 N_{20}$ ), quindi i valori molto bassi ottenuti nei primi 3-4 metri corrispondono a valori di  $N_{SPT} = 2-5$  (assimilabili ai più bassi valori ottenuti con le prove SPT commentate in precedenza).

Un diverso approccio è quello di rapportare la resistenza Rpd (ricavata sulla base di energia trasmessa) con la resistenza alla penetrazione di punta del penetrometro statico (Qc); per limi e argille (da CH-MH a CL-ML) il coefficiente varia tra 0.4 e 0.6 ( $Qc = 0.4 \div 0.6 Rpd$ ). Il valore equivalente di Qc può quindi essere indicato in  $0.5 \div 1.5$  MPa nei primi 5-6m.

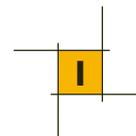
La relazione proposta da Lunne e Eide per la stima della coesione non drenata è la seguente:

$$c_u = \frac{Qc - \sigma}{N_k}$$

Dove  $\sigma$  è la tensione litostatica e  $N_k$  un coefficiente empirico che varia tra 8 e 20.

Con i valori ottenuti dalle prove nell’ambito di tensioni di interesse e con valori di IP medi di 25-30, si ottengono valori di  $c_u$  nel campo  $25 \div 50$  kPa, analoghi a quelli ricavati con le altre correlazioni.

La relazione di Mitchel e Gardner per la stima del modulo edometrico è:  $M = \alpha Qc$



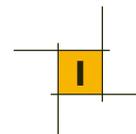
Con un valore di  $\alpha = 4$  per terreni tipo MH-CH, si ottengono valori del modulo edometrico  $M = 2 \div 6$  MPa negli strati superficiali e di 20-40 MPa per gli strati più profondi. Questi ultimi valori risultano compatibili con i risultati delle prove edometriche eseguite in laboratorio.

\*\*\*\*

Dall'insieme dei dati disponibili, questa sub-unità può essere caratterizzata dal seguente campo di valori (da assumere come "valori caratteristici" ai sensi del DM 14/1/2008):

peso di volume	$\gamma = 19.0-19.5 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	$c' = 0-5 \text{ kPa}$
angolo d'attrito	$\varphi' = 20^\circ-25^\circ$
coesione non drenata	$c_u = 25 \div 50 \text{ kPa}$ (strati più superficiali) $50 \div 100 \text{ kPa}$ in profondità
modulo di deformazione non drenato	$E_u = 20-50 \text{ MPa}$ (incremento con la profondità)
modulo di Young	$E' = 20-30 \text{ MPa}$
Modulo edometrico	$M = 2 \div 6$ (in superficie); 20-40 (in profondità) MPa

Per i materiali interessati da frane si può fare riferimento a valori di angolo di attrito residuo nel campo 18-20° con valori di coesione nulli.



### 7.2. Sub-unità 1B

Si tratta di materiali a struttura complessa a grana prevalentemente fine, molto consistenti, che si trova in genere al di sotto della precedente sub-unità (a volte separati da porzioni ghiaiose attribuibili all'unità 2).

Si tratta di un deposito eterogeneo, di colore grigio-scuro, costituito per lo più da argille sovraconsolidate con limo e ghiaie spigolose. Nei livelli poco alterati si presentano simili a marne, riducibili in scaglie.

Per le analisi granulometriche valgono le stesse considerazioni riportate in precedenza. Rispetto ai campioni dell'unità 1A si nota una minore componente ghiaiosa, anche se la scala del campione non può sempre permettere di rappresentare le caratteristiche a grande scala del deposito.

Non si evidenziano relazioni tra classi granulometriche e profondità.

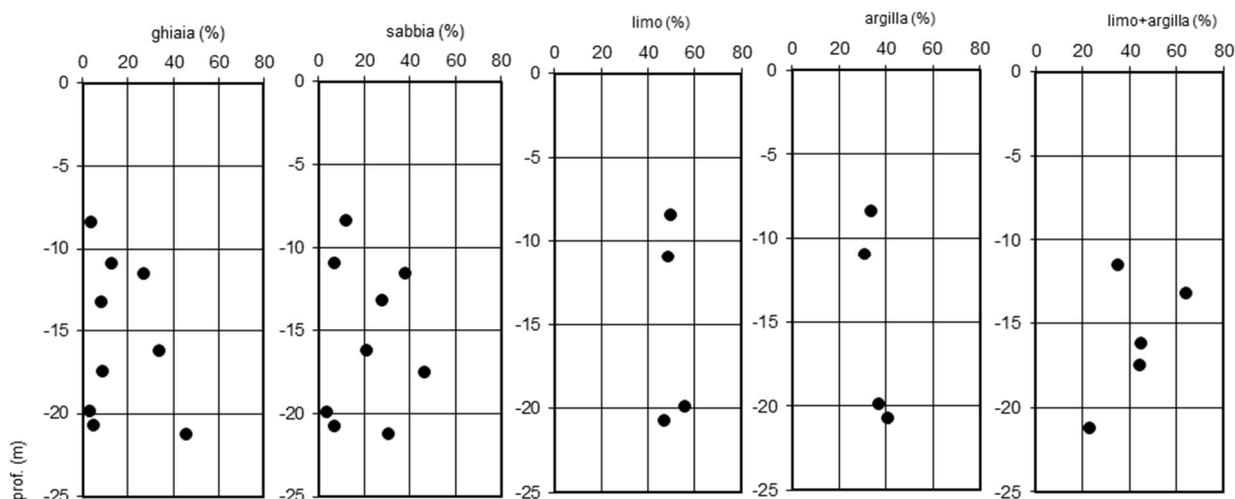


Fig. 11 - Granulometria dei campioni dell'unità 1B in funzione della profondità

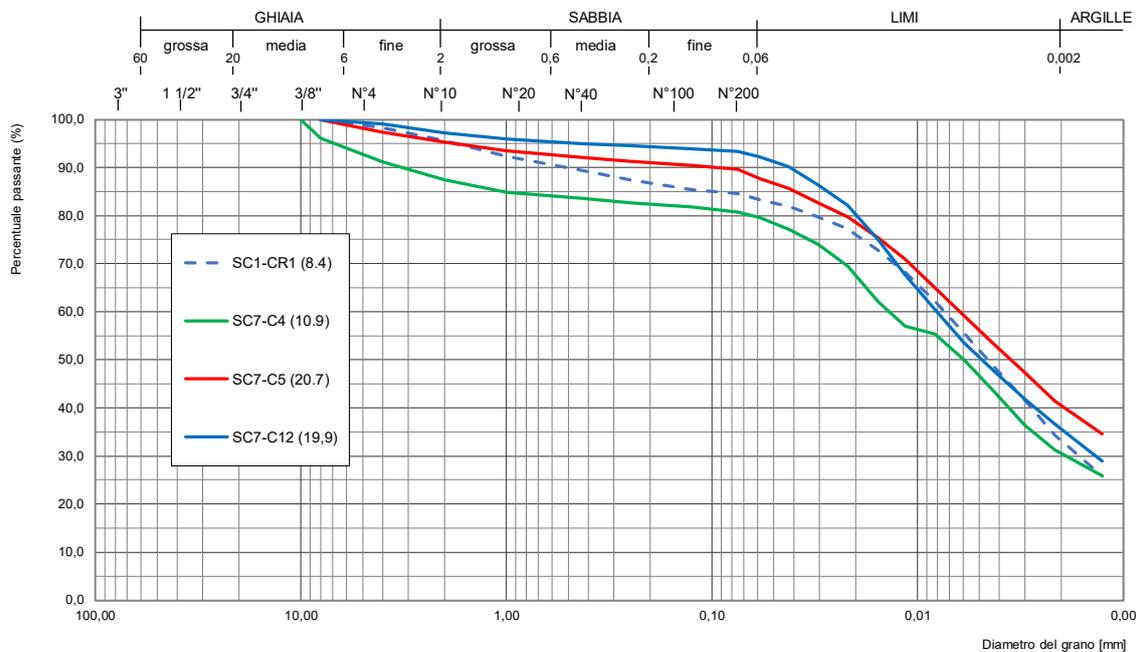
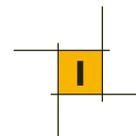


Figura 12: Curve granulometriche su alcuni campioni dell'unità 1B



Il peso di volume sui due campioni analizzati risulta alquanto diverso e l'aumento dei valori con la profondità non può essere considerato come una tendenza avendo analizzato due soli campioni.

I terreni risultano in genere di media-elevata plasticità, con limite liquido quasi sempre superiore al 50% e limite plastico tra il 20 e 30% (IP compreso tra il 20 e 30% circa).

Nella carta di Casagrande i campioni ricadono nel campo delle argille di elevata plasticità CH e qualche campione con plasticità più bassa.

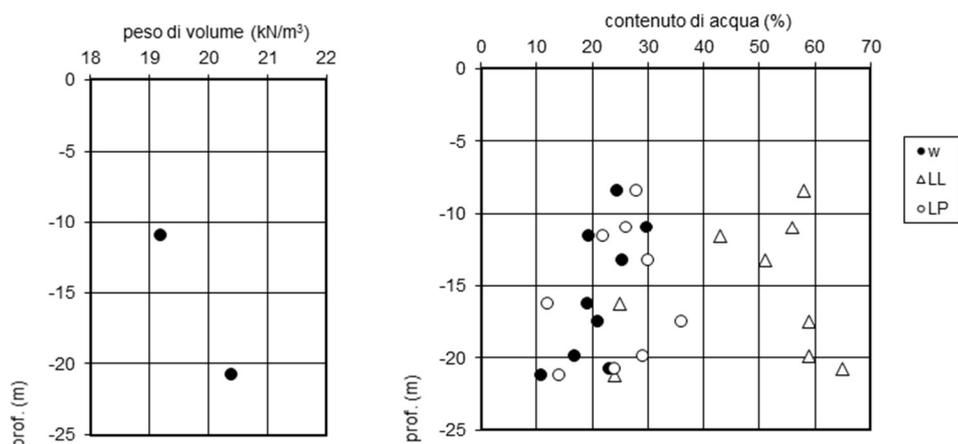


Fig. 13- Peso di volume, umidità e plasticità dei campioni dell'unità 1B in funzione della profondità

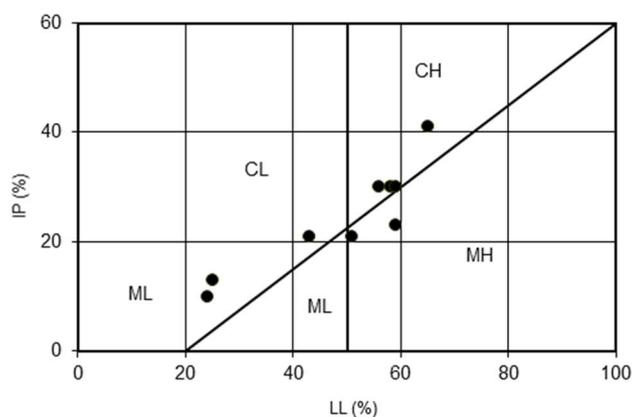


Fig. 14 Classificazione di Casagrande per i campioni dell'unità 1B

Su 5 campioni indisturbati sono state effettuate prove triassiali non consolidate non drenate UU per la stima delle caratteristiche di resistenza in tensioni totali.

Anche in questo caso i risultati sono rappresentati con l'indicazione del valore della tensione deviatorica per ogni singolo provino in funzione della profondità. Anche per questa unità i valori all'interno di ogni singola prova risultano alquanto dispersi, ma risulta apprezzabile un tendenziale aumento dei valori della coesione non drenata con la profondità, da 50 a 150 kPa circa nell'intervallo di profondità tra 8 e 20m circa.

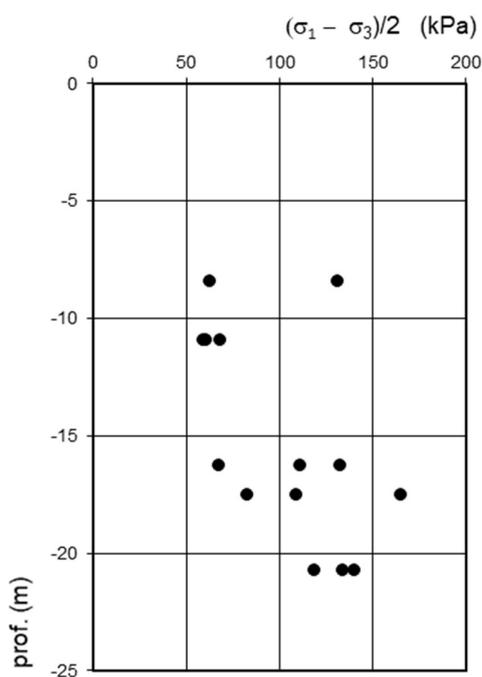
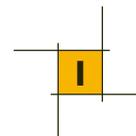


Fig. 15 Risultati delle prove triassiali UU in funzione della profondità nei campioni dell'unità 1B

Su questi terreni sono state eseguite numerose prove SPT che hanno fornito valori molto variabili ma in ogni caso sempre superiori a 20, in genere compresi tra 40 e 60 (senza apprezzabili tendenze con la profondità): molti valori sono elevati e a rifiuto per la presenza di elementi lapidei e/o per un elevato stato di consistenza locale; in ogni caso risultano superiori a quelli riscontrati nell'unità 1A.

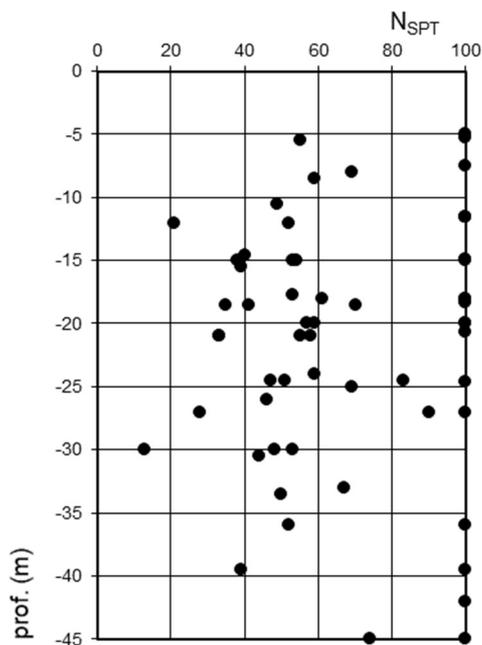
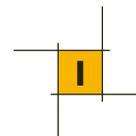


Fig. 16 Risultati delle prove SPT in funzione della profondità nei campioni dell'unità 1B



I valori di coesione non drenata che possono essere ricavati dalle correlazioni prima enunciate risulterebbero molto elevati e forse, nella gran parte dei casi, non rappresentativi delle effettive caratteristiche di resistenza (in tensioni totali) dei materiali argillosi di questa unità.

Con le indagini eseguite non sono stati acquisiti dati per una stima delle caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci. Tuttavia, poiché questi terreni sono presenti al di sotto dei primi 10m di profondità (al di sotto della unità 1A), i parametri di maggiore interesse sono quelli specifici per il dimensionamento dei pali di fondazione, generalmente effettuato considerando la coesione non drenata.

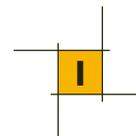
Per il modulo di deformabilità si possono applicare le relazioni già citate in precedenza che portano a stimare il modulo in condizioni non drenate (v. Duncan, 1976; Ladd et al., 1977) nel campo  $E_u \approx 30\div 60$  MPa.

Mentre per la stima del modulo di elasticità (considerando un modulo di deformazione “operativo” pari a 1/3 di quello iniziale) si può indicare  $E' \approx 20\text{-}50$  MPa.

\*\*\*\*

Sulla base delle considerazioni svolte e dei dati finora disponibili, questa sub-unità può essere caratterizzata dal seguente campo di valori (da assumere come “valori caratteristici” ai sensi del DM 14/1/2008):

peso di volume	$\gamma = 19\text{-}20$ kN/m <sup>3</sup>
coesione non drenata	$c_u = 50\div 150$ kPa (aumento con la profondità.)
modulo di deformazione non drenato:	$E_u = 30\div 60$ MPa
modulo di Young	$E' = 20\div 40$ MPa



### 7.3. Sub-unità 2

È formata da materiali a grana prevalentemente grossolana. Si tratta di un deposito caotico eterogeneo, di origine prevalentemente tardi-glaciale e gravitativa, generato dalla rimobilizzazione di corpi di frana e antichi debris-flow. Sono presenti tuttavia anche lenti di materiale alluvionale antico.

In genere si tratta prevalentemente di ghiaie, ciottoli e blocchi, con matrice fine sabbioso-limosa, ma anche argillosa di colore da beige a rossastro, tendenzialmente a comportamento incoerente. Localmente si riscontra la presenza di questi terreni interdigitati alla sub-unità 1B.

La caratterizzazione di questi terreni appare obiettivamente difficile poiché non sono prelevabili campioni indisturbati e la presenza di elementi lapidei di grosse dimensioni nell'ammasso porta spesso a valori di SPT molto elevati e a rifiuto.

Per questa unità si hanno a disposizione finora i risultati delle prove di identificazione e classifica su alcuni campioni rimaneggiati.

I terreni sono classificabili come ghiaie limose e sabbiose con contenuto di argilla inferiore al 20%.

Le classi granulometriche dei campioni in funzione della profondità sono riportate nei grafici seguenti, dai quali non si ricava una relazione con la profondità di prelievo.

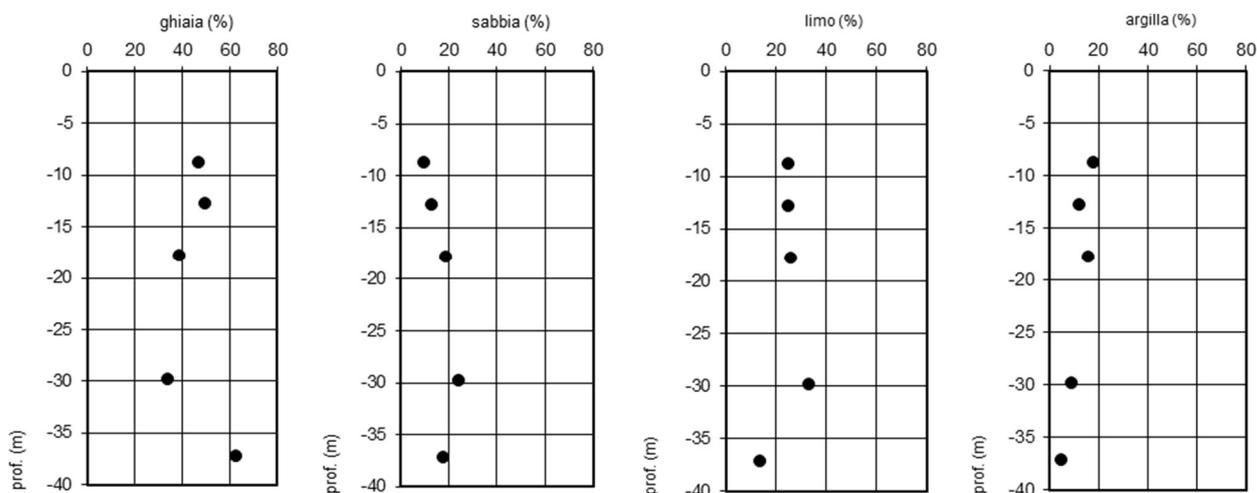


Fig. 17- Granulometria dei campioni dell'unità 2 in funzione della profondità

Le curve granulometriche dei campioni analizzati, riportate nel grafico seguente, indicano una buona classatura del materiale.

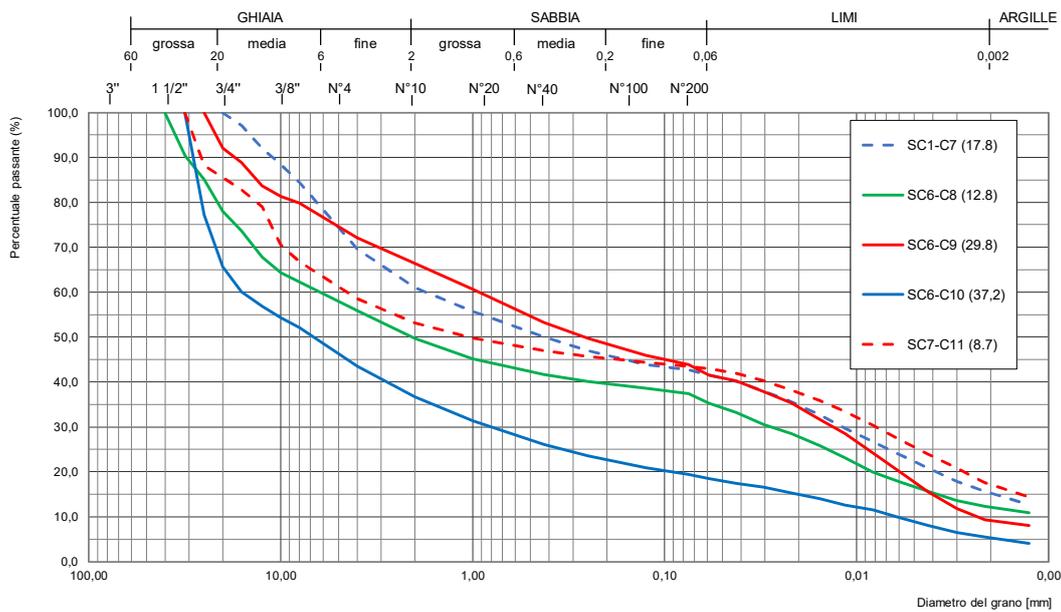
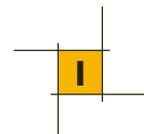


Fig. 18- Curve granulometriche dei campioni dell'unità 2 in funzione della profondità

La frazione interstiziale a grana fine ha valori di plasticità medio-alti.

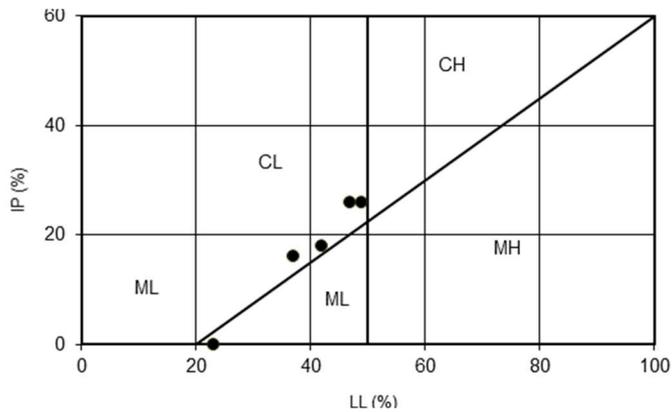


Fig. 19- Classificazione di Casagrande per la frazione fine dei campioni dell'unità 2

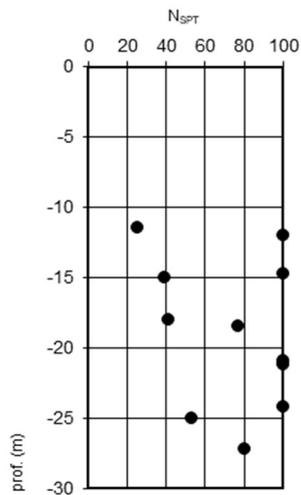
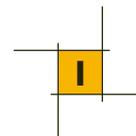


Fig. 20- Prove SPT nei terreni dell'unità 2



Le prove SPT forniscono valori di resistenza alla penetrazione sempre elevati, con frequenti valori a rifiuto (per la presenza di elementi lapidei, ma anche per l'elevato stato di addensamento). Si evidenzia una tendenza all'aumento dei valori con la profondità.

Si può fare riferimento ai valori delle prove SPT (non a rifiuto) che possono essere considerati rappresentativi delle porzioni detritiche prive di blocchi e frammenti di grosse dimensioni, utilizzando le più usuali correlazioni che portano a stimare i valori di alcuni parametri geotecnici (essenzialmente angolo di attrito e modulo di deformabilità) sulla base dei risultati delle prove SPT. Si ricorda tuttavia che le principali correlazioni che sono alla base dello sviluppo dell'uso di questa prova, si riferivano essenzialmente a materiali essenzialmente sabbiosi. L'estensione di queste correlazioni a materiali di diversa granulometria, dalle argille alle ghiaie, è stata sviluppata negli anni con sperimentazioni e metodi empirici che devono essere approcciati con molta cautela.

La procedura standard per l'interpretazione delle prove SPT prevede una serie di correzioni (normalizzazioni) che tengono conto delle modalità esecutive, delle tensioni litostatiche e presenza di falda.

Solo per completezza si riportano nel seguito le correzioni che vengono applicate.

$N_{60} = C_{ER} C_B C_S C_R N_{SPT}$  (formula di Skempton per la normalizzazione per le procedure esecutive)  
in cui

$N_{60}$  = valore corretto per le procedure esecutive  
 $C_{ER}$  = fattore di correzione per il rapporto di energia  
 $C_B$  = fattore di correzione per il diametro del foro  
 $C_S$  = fattore di correzione per il tipo di campionatore  
 $C_R$  = fattore di correzione per la lunghezza della fune  
 $N_{SPT}$  = valore misurato

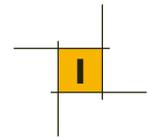
Tabella 1 Fattori di correzione per le procedure esecutive (da Skempton)

Fattore	Procedure e strumentazione utilizzate	Termine	Valore
Rapporto di energia	Safety hammer	$C_{ER}$	0.9
	Donut hammer	$C_{ER}$	0.75
Diametro del foro	65÷115 mm	$C_B$	1.0
	115÷150 mm	$C_B$	1.05
	150÷200 mm	$C_B$	1.15
Tipo di campionatore	Standard sampler	$C_S$	1.0
	Sampler without liner	$C_S$	1.2
Lunghezza della fune	> 10 m	$C_R$	1.0
	6÷10 m	$C_R$	0.95
	4÷6 m	$C_R$	0.85
	3÷4 m	$C_R$	0.75

$(N_i)_{60} = C_N N_{60}$  (correzione diverse tensioni litostatiche)

in cui:

$(N_i)_{60}$  = valore corretto per le tensioni litostatiche e per le procedure esecutive  
 $N_{60}$  = valore corretto per le procedure esecutive  
 $C_N$  = fattore di correzione per la tensione litostatica



$$C_N = \frac{1}{\sqrt{\sigma_{vo}}} \quad \text{[Liao-Withman]}$$

$\sigma_{vo}$  = tensione verticale efficace in kg/cm<sup>2</sup>

Una volta corretti i valori di  $N_{SPT}$  si possono stimare le varie grandezze.

Per la stima della **densità relativa** ( $D_r$ ) si può utilizzare la correlazione derivata dai metodi di Skempton e di Liao & Whitman ("Manual on estimating soil properties" - Cornell University, 1990) valida per sabbie normal consolidate (OCR = 1 estendibile anche a OCR = 3).

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_l)_{60}}{60 + 25 \log D_{50}}} \quad [1]$$

$D_{50}$  = diametro dei granuli passanti al 50% in mm.

Oppure la correlazione proposta da Meyerhof

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma_{vo} + 0.7}} \quad [2]$$

Per la stima dell'angolo di attrito esistono varie correlazioni, ma si preferisce utilizzare quella di Shioi-Fukui del Road Bridge Specification che risulta tra le più conservative

$$\varphi = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15 \quad [3]$$

Anche per la stima del **modulo di deformabilità** esistono varie correlazioni proposte in letteratura per varie granulometrie dei terreni. Tra queste si citano le seguenti.

*Correlazioni proposte da D'Appolonia et al. (1970)*

$$E = 0.756 N_{SPT} + 18.75 \quad [4] \quad \text{(MPa) valida per sabbia e ghiaia NC}$$

*Correlazione proposta in Pasqualini: Standard Penetration Test (Politecnico di Torino 1983)*

La seguente correlazione interpola i risultati di correlazioni tra prove SPT e prove pressiometriche eseguite da Tornaghi, Franke, Ghionna-Lancellotta-Maniscalco, Albert-Hegg-Manassero.

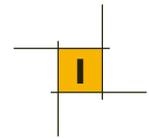
$$E = B \sqrt{N_{SPT}} \quad [5]$$

con  $B = 7 \text{ MPa}$

La scelta del valore di  $N_{SPT}$  rappresentativo deve essere fatta con una certa cautela perché anche i valori più elevati possono essere condizionati dalla presenza di grossi frammenti: Si ritiene che un valore medio di 40 possa essere ragionevolmente rappresentativo dello stato di addensamento dell'unità.

Con questi dati si ricavano valori di densità relativa compresi tra 60 e 85%.

Per la stima dell'angolo di attrito si ottiene un valore di  $\varphi \cong 39^\circ$ . Applicando le correzioni prima ricavate si dovrebbero utilizzare valori leggermente inferiori (fino a  $N=35$ ) con il quale risulta  $\varphi \cong 37^\circ$ , valore che può



risultare realistico e rappresentativo di materiali sciolti a grana grossa. Valori inferiori, fino a 32-35° si ottengono prendendo valori di  $N_{SPT} = 20-25$  pari a quelli minimi misurati.

Il valore di coesione andrebbe considerato nullo coerentemente con la natura incoerente del materiale.

Tuttavia, la presenza di una frazione limo-argillosa sempre significativa potrebbe fornire un sia pur basso grado di coesione o facilitare lo sviluppo di un comportamento “pseudocoesivo”, soprattutto in condizioni di sottosaturazione (coesione per capillarità, incastro tra i granuli, ecc...). È comunque non affidabile e non cautelativo assumere valori di coesione a lungo termine, soprattutto se in condizioni di saturazione, mentre potrebbe essere lecito assumere valori (assai bassi) di coesione apparente in particolari condizioni e comunque a breve termine.

Il modulo di deformabilità (modulo di Young  $E'$ ), ricavato dalle correlazioni prima citate, risulta nel campo tra 50 e 70 MPa circa.

Per gli stati di addensamento prima indicati si può stimare (v. norme DIN 1055 per terreni ghiaiosi) un peso di volume di 19-20kN/m<sup>3</sup>. Nelle porzioni detritiche a grossi blocchi, il peso di volume medio può risentire della presenza di grossi blocchi di roccia (con peso di volume tipico della roccia) e assumendo valori più elevati, fino al 20-21kN/m<sup>3</sup>.

\*\*\*\*

Dall'insieme di questi dati, l'ammasso detritico può essere caratterizzato dal seguente campo di valori (da assumere come “valori caratteristici” ai sensi del DM 14/1/2008):

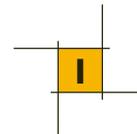
peso di volume  $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$

coesione efficace  $c' = 0$

angolo d'attrito  $\varphi' = 32^\circ-35^\circ$

modulo di deformabilità  $E' = 50 \text{ MPa}$  (per le porzioni più superficiali, in genere nei primi 10-15m)

$E' = 50-100 \text{ MPa}$  (per le porzioni profonde)



## **8. INTERFERENZA CON LA FALDA IDRICA**

Gli scavi previsti nei tratti a mezza costa e in galleria artificiale potranno intercettare livelli di falde sospese circolanti nei livelli ghiaiosi intercalati ai materiali a grana fine.

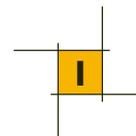
Livelli piezometrici elevati dovrebbero essere sempre considerati nei pendii argillosi (anche se non si tratta di acqua “libera” o “gravifica”); la presenza di livelli piezometrici elevati, almeno in particolari periodi dell’anno e/o in determinate condizioni meteorologiche, ha una diretta influenza soprattutto con riferimento all’influenza delle condizioni piezometriche sulla stabilità dei pendii.

Per i motivi esposti nella relazione geologica è sempre consigliabile prevedere interventi di drenaggio dei terreni superficiali nei tratti a mezza costa.

La permeabilità bassa dei materiali argillosi da sottoporre a interventi di drenaggio richiederà una elevata frequenza degli elementi drenati (fori o trincee drenanti).

Per le strutture con fondazioni su pali andranno considerati, in termini di dimensionamento geotecnico dei pali stessi, livelli idrici cautelativi, anche superiori a quelli evidenziati con le misure piezometriche (che come indicato nella Relazione Geologica, non sempre sono congruenti con le osservazioni e con le condizioni geologiche). Si dovrà peraltro considerare che è possibile l’intercettazione di livelli ghiaiosi in profondità con falda in pressione, il cui livello statico può essere anche prossimo (o superiore) al piano di campagna.

Di tali aspetti si dovrà tenere conto anche nella scelta del metodo di perforazione dei pali.



## 9. SCHEMI GEOTECNICI DI CALCOLO

Con riferimento alla caratterizzazione geotecnica dei terreni illustrata in precedenza e del modello geotecnico ricostruito nel profilo geotecnico allegato al progetto, si riassumono nel seguito gli schemi geotecnici da prendere a base per il dimensionamento delle opere e per le verifiche geotecniche delle varie parti del tracciato. I tatti di strada sono considerati a partire dalla rotatoria di Via Guardie Alpine verso nord.

### 9.1. Asse TR2. Zona rotatoria Via Guardie Alpine e Ponte sul rio

Il tracciato si sviluppa in rotatoria e poi attraversa un rio con un ponte di luce 20m denominato Boite 2. Lo schema geotecnico seguente, ricavato dal sondaggio SC1, vale quindi per il dimensionamento delle fondazioni del ponte e del tracciato limitrofo. Lo schema è considerato dal piano di campagna attuale.

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-3.0	Depositi colluviali	18.0	0	20		10
3.0-15.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	5	25	50	20
15.0-30.0	Depositi argillosi. Unità 1b	20.0	10	25	100-150 (*)	40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..

(\*) Si consiglia di adottare il valore inferiore per la resistenza alla punta, per tenere conto di locali anomalie e disomogeneità del materiale.

### 9.2. Asse TR2. Tratto a mezza costa tra le progr. 0+080 e 0+630

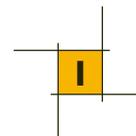
Per questo tratto sono stati considerati i risultati dei sondaggi SC3 e SC4 e delle prove penetrometriche PC1, PC2 e PC3 per l'intero tratto a mezza costa (compresa la galleria artificiale), mentre per il tratto relativo alla frana attiva tra le progr. 0+522 e 0+628, si fa riferimento ai risultati del sondaggio SC2.

Gli schemi geotecnici seguenti sono considerati dal piano di campagna attuale.

Per il generico tratto a mezza costa, vale il seguente schema geotecnico.

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-5.0	Depositi colluviali	18.0	0	20		10
5.0-10.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	5	25	50	20
10.0-30.0	Depositi argillosi. Unità 1b	20.0	10	25	100	40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..



Per il tratto in frana (considerato in un settore più ampio di quello strettamente circoscritto dalla effettiva frana rilevata e quindi tra le progressive indicate 0+522 e 0+628), vale il seguente schema geotecnico.

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-11.0	Depositi di frana	18.0	0	18	-	10
11.0-30.0	Depositi argillosi. Unità 1b	20.0	10	25	100	40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..

Poiché si tratta di un attraversamento di una zona di frana attiva, con presenza di fabbricati a monte, nel dimensionamento delle opere di sostegno va considerata una spinta di frana (che può essere simulata con un regime di “spinta passiva”).

Per l'intero tratto a mezza costa tra le progr. 0+080 e 0+630, le opere di drenaggio del versante vanno considerate come necessarie indipendentemente dall'esito dei risultati delle verifiche di stabilità e dei calcoli di dimensionamento delle opere di sostegno (e indipendentemente dalle misure piezometriche). Tale approccio è da considerare imprescindibile alla luce degli esiti degli studi geologici che hanno individuato questo versante come al limite delle condizioni di stabilità e particolarmente esposto a movimenti di pendio in relazione alle variazioni del contenuto d'acqua nei terreni.

### 9.3. Asse TR2. Ponte sul Torrente Bigontina

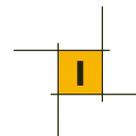
Lo schema geotecnico seguente è ricavato dal sondaggio SC5 per la spalla sinistra del ponte e SC6 per la spalla destra. Lo schema è considerato dal piano di campagna attuale in corrispondenza di ognuna delle spalle (per il calcolo della lunghezza dei pali la stratigrafia va quindi depurata dello scavo per il plinto).

#### SPALLA SPONDA SINISTRA

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-22.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	5	25	50	20
22.0-36.0	Depositi ghiaiosi. Unità 2	19.0	0	35		50
36.0-55.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	20.0	10	25	150 (*)	40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..

(\*) Si consiglia di adottare il valore inferiore per la resistenza alla punta, per tenere conto di locali anomalie e disomogeneità del materiale.



Negli scavi di fondazione per la realizzazione della spalla bisogna tenere in conto che la zona è stata interessata da movimenti franosi recenti, pertanto è necessario prevedere opportune opere di sostegno per evitare che si formino dissesti sul versante che potrebbero propagarsi a monte.

#### SPALLA SPONDA DESTRA

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-18.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	5	25	50	20
18.0-28.0	Depositi ghiaiosi. Unità 2	19.0	0	35		50
28.0-40.0	Depositi argillosi. Unità 1b	20.0	10	25	150	40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..

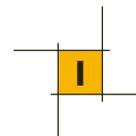
(\*) Si consiglia di adottare il valore inferiore per la resistenza alla punta, per tenere conto di locali anomalie e disomogeneità del materiale.

#### 9.4. Asse TR1. Rotatoria e tratto a mezza costa tra le progr. 0+070 e 0+200

Lo schema geotecnico seguente è ricavato dal sondaggio SC7 ed è considerato dal piano di campagna attuale.

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-30.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	5	25	50 (fino a 15m da p.c) 100 a profondità maggiori	20 40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..



### 9.5. Asse TR1. Ponte sul Torrente Boite

Lo schema geotecnico seguente è ricavato dal sondaggio SC8 per la spalla sinistra del ponte e SC9 per la spalla destra. Lo schema è considerato dal piano di campagna attuale in corrispondenza di ognuna delle spalle (per il calcolo della lunghezza dei pali la stratigrafia va quindi depurata dello scavo per il plinto).

#### SPALLA SPONDA SINISTRA

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-15.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	5	25	50	20
15.0-24.0	Depositi ghiaiosi. Unità 2	19.0	0	35		50
24.0-44.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1b	20.0	10	25	150 (*)	40
44.0-50.0	Depositi ghiaiosi. Unità 2	19.0	0	35 (**)		50

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..

(\*) Qualora la punta dei pali ricada in questa unità, si consiglia di adottare il valore inferiore per la resistenza alla punta, per tenere conto di locali anomalie e disomogeneità del materiale.

(\*\*) Qualora la punta dei pali ricada in questa unità, si consiglia di adottare un valore di angolo di attrito ridotto (32°) per la resistenza alla punta, per tenere conto di locali anomalie e disomogeneità del materiale.

#### SPALLA SPONDA DESTRA

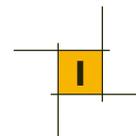
Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-30.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	5	25	50	20
30.0-43.0	Depositi ghiaiosi. Unità 2	19.0	0	35 (**)		50
43.0-50.0	Depositi argillosi. Unità 1b	20.0	10	25	150 (*)	40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..

(\*) Qualora la punta dei pali ricada in questa unità, si consiglia di adottare il valore inferiore per la resistenza alla punta, per tenere conto di locali anomalie e disomogeneità del materiale.

(\*\*) Qualora la punta dei pali ricada in questa unità, si consiglia di adottare un valore di angolo di attrito ridotto (32°) per la resistenza alla punta, per tenere conto di locali anomalie e disomogeneità del materiale.

Negli scavi di fondazione per la realizzazione della spalla bisogna tenere in conto che la zona ricade in area classificata P2 dal PAI e che gli studi indicano la presenza di una frana in stato di quiescenza. È quindi necessario prevedere opportune opere di sostegno per evitare che si formino dissesti sul versante che potrebbero propagarsi a monte.



### 9.6. Asse 1. Tratto a mezza costa in adiacenza al condominio Crignes

In attesa dei risultati del sondaggio SC10 programmato per questo tratto, si può fare riferimento allo schema geotecnico ricavato dal sondaggio SC9, considerato dal piano di campagna attuale.

Prof	Unità	Peso di volume ( $\gamma$ )	Coesione ( $c'$ )	Angolo di attrito ( $\varphi$ )	Coesione non drenata ( $c_u$ )	Modulo di deformabilità ( $E'$ )
(m da p.c.)		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	(°)	kN/m <sup>2</sup>	MPa
0.0-30.0	Depositi argillosi con ghiaia. Unità 1a	19.0	0 (0-10m) 5 (10-30m)	22 (0-10m) 25 (10-30m)	30 (0-10m) 70 (10-30m)	20 (0-10m) 40 (10-30m)
30.0-43.0	Depositi ghiaiosi. Unità 2	19.0	0	35		50
43.0-50.0	Depositi argillosi. Unità 1b	20.0	10	25	150	40

La falda va considerata alla profondità di 3m dal p.c..

Nel dimensionamento delle opere si deve tenere in conto che la zona ricade in area classificata P2 dal PAI e che gli studi indicano la presenza di una frana in stato di quiescenza. È quindi necessario prevedere opportune opere di sostegno per evitare che si formino dissesti sul versante che potrebbero propagarsi a monte.

Gli interventi di drenaggio vanno considerati indispensabili per garantire il miglioramento delle condizioni di stabilità.