



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



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

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

cortina
2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

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.

MSVE14 D 1718

NOME FILE

T00GEOGETRE01_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00GEO00GETRE01

B

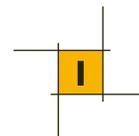
-

D					
C					
B	REVISIONE		SETTEMBRE 2017		
A	EMISSIONE		LUGLIO 2017		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**Piano straordinario “Cortina 2021”
SS 51 “di Alemagna” – Variante all’abitato di San Vito di Cadore**

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione Geotecnica



INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO	2
3.	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	3
4.	DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO	5
5.	INDAGINI GEOTECNICHE	6
5.1.	Indagini eseguite	6
5.2.	Risultati delle indagini.....	6
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	8
6.1.	Unità geotecnica DT. Detrito a grana grossa	8
6.2.	Unità geotecnica DT-a. Depositi alluvionali a grana limo-argillosa	14
6.3.	Unità geotecnica K. Formazione del substrato	16
7.	INTERFERENZA CON LA FALDA IDRICA.....	23

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 della “**Variante all’abitato di San Vito di Cadore sulla SS51 di Alemagna**”.

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. e DGR n. 387 del 22.05.2009). 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”.

3. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Si riportano in maniera sintetica in questo capitolo 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 durante le 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.

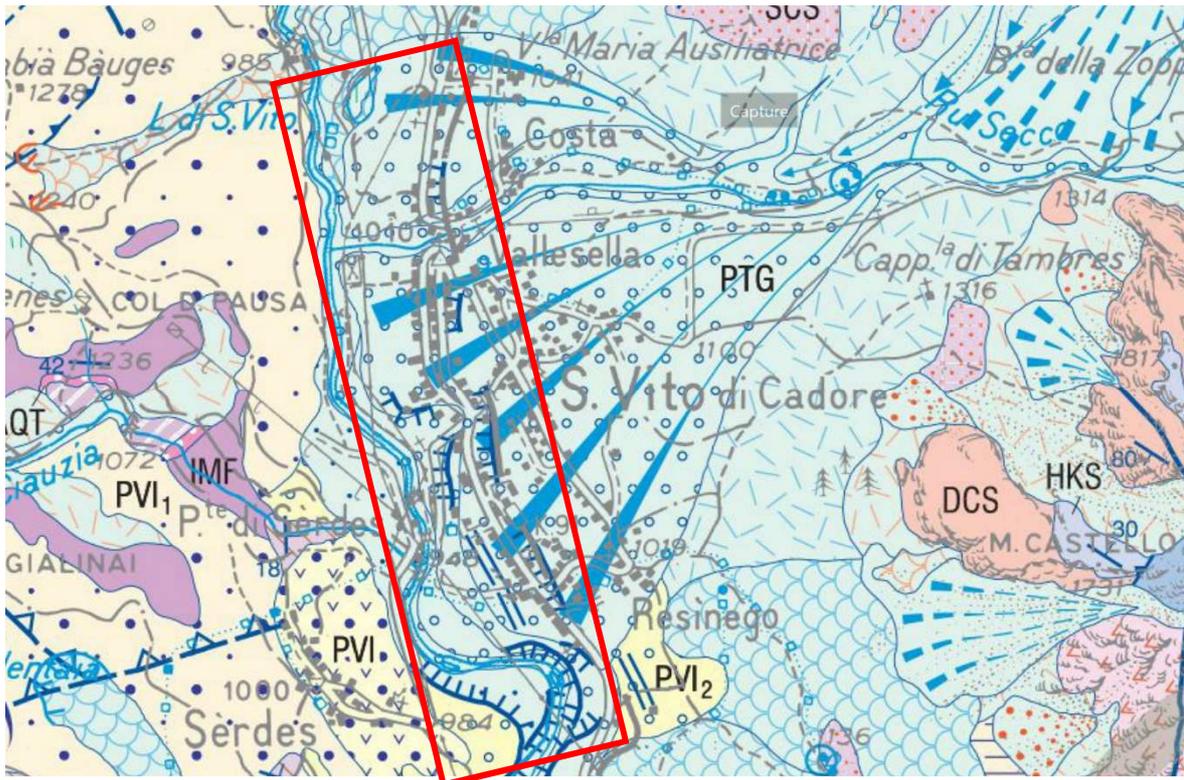
Nella figura seguente si riporta lo stralcio della carta geologica in scala 1:50.000 Foglio Cortina.

La Carta Geologica progettuale in scala 1:5.000 è allegata tra i documenti progettuali.

L'intera area di San Vito è occupata da una estesa fascia detritica (conoide) di recente messa in posto che ha 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").

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.

Su questi depositi si sono impostati poi i detriti di falda più recenti che costituiscono nel caso in esame l'ampia conoide di San Vito.



SUCCESSIONE PLIO-QUATERNARIA

SINTEMA POSTGLACIALE ALPINO (crf. Sintema del Po - P01)



PTG

Coltre eluvio colluviale e detritico colluviale (PTG_{b2}); detrito di versante e a grossi blocchi (PTG_a); depositi di frana attuali, subattuali ed antichi (PTG_{a1} e PTG_{a1a}); *diamicton* a matrice sabbiosa con intercalazioni sabbiose ghiaiose e blocchi anche plurimetri subangolosi-angolosi (depositi di origine mista PTG_i); depositi palustri, di torbiera e lacustri (PTG_{e4} e PTG_{e2}); concrezioni carbonatiche stratificate (travertini-PTG_{f1}); sedimenti ghiaioso-sabbiosi con ciottoli e blocchi subarrotondati-arrotondati e sporadiche intercalazioni di livelli sabbioso-limosi talvolta terrazzati discontinui (depositi fluviali-torrentizi terrazzati e non-PTG_b); deposito da *debris flow* (PTG_{b4}).

OLOCENE

SOTTOBACINO DEL T. BOITE

Subsintema di Val Cenera



PVI₂

Diamicton clastosostenuto-matricesostenuto, a matrice sabbioso-limoso e sabbia grossolana, mai argillosa; clasti eterometrici di litologie locali angolosi-subangolosi; formano argini morenici (*till* di ablazione-PVI_{2c1} e morenico scheletrico sparso PVI_{2c3}). Ghiaie sabbiose con ciottoli e blocchi subarrotondati, grossolanamente stratificate e moderatamente classate; localmente cementate e terrazzate. (Depositati fluvio-glaciali-PVI_{2b}). Accumuli caotici a clasti angolosi eterometrici (> 1 m³) calcareo-dolomiti. (Depositati di frana antica PVI_{2a1a}). *Diamicton* massivi a supporto di matrice limosa, organizzati in strati concavo-convessi, spesso cementati e ghiaie classate (Depositati di origine mista-PVI₂). (*Tardoglaciale sup.*)

PLEISTOCENE SUP. p.p.

SUCCESSIONI LADINICHE PRE- E SIN-VULCANISMO MEDIO TRIASSICO

FORMAZIONE DEL M. FERNAZZA



IMF

IMF_a

Arenarie prevalentemente vulcanoclastiche nerastre, talora con subordinate intercalazioni fini (calcsiltiti e calcilutiti con *Daonella* sp. e ammonoidi); corrispondono alle "la oclastiti" Auct. Nell'alta Valle del Cordevole presenti colate laviche basaltiche sottomarine e *pillow*-breccie. Megabreccie caotiche e breccie gradate a clasti poligenici derivanti dalle formazioni prevulcaniche e sin-vulcaniche (IMF_a). Fossili: bivalvi pelagici (*Daonella lommelii*, *Posidonia* spp.) e ammonoidi (*Protrachyceras longobardicum*, *P. neumayri*). Spessore 40-400 m.

LADINICO SUP. (LONGOBARDICO p.p.).

Figura 1 – Stralcio della carta geologica CARG Foglio 29 Cortina

4. DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO

Provenendo da Belluno il tracciato di progetto si stacca dalla sede attuale della SS51 all'ingresso meridionale dell'abitato, in località La Scura, e con un percorso in curva e in discesa si sposta a ovest, verso il fondovalle del Torrente Boite, per fiancheggiare il corso d'acqua in corrispondenza dell'incrocio tra la Via Senes e la Via per Serdes (quest'ultima attraversa il torrente con un ponte).

Quindi risale in quota con un percorso sub-parallelo a quello del Boite, attraversa il Ru Sec (affluente di sinistra del Boite) e con un'ampia curva si reinnesta alla sede attuale in corrispondenza dell'incrocio per il Cimitero e la Via del Lago. Il tracciato ha una lunghezza di circa 2.3km.

Su questo tracciato, oltre alle opere minori necessarie per l'attraversamento della viabilità interferita e per garantire il deflusso delle acque superficiali, si inseriscono due opere d'arte maggiori. L'opera di scavalco della Via Senes in corrispondenza dell'incrocio per Serdes e l'attraversamento del Ru Sec.

Nel primo caso, in considerazione della forte obliquità tra il tracciato della nuova strada e quello dell'esistente Via Senes, è stata prevista un'opera di scavalco formata da un primo tratto di scatolare sfinestrato proseguito da un viadotto in acciaio a tre campate.

Per lo scavalco del Ru Sec è stato previsto un ponte di luce unica 80 m.

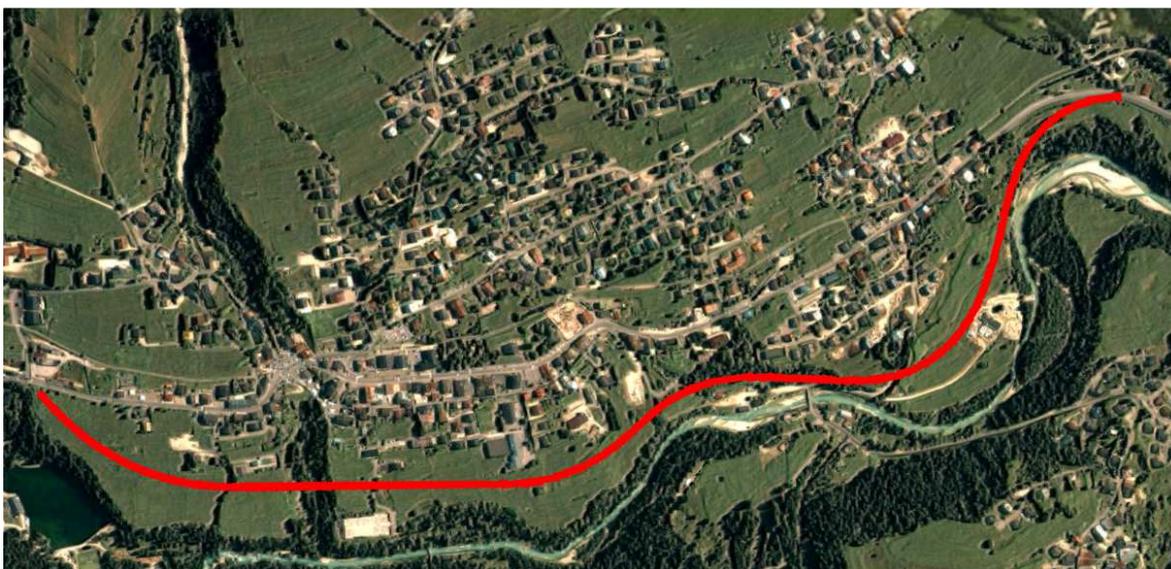


Fig. 2- Tracciato di progetto

5. INDAGINI GEOTECNICHE

5.1. Indagini eseguite

Per la progettazione definitiva degli interventi è stata programmata ed eseguita una specifica indagine che è consistita in:

- ✓ 6 sondaggi a carotaggio continuo della profondità compresa tra 20 e 40m per un totale di 150 ml di carotaggio;
- ✓ 45 prove SPT in foro, secondo le specifiche appresso riportate;
- ✓ installazione di 3 piezometri a tubo aperto
- ✓ 9 prove penetrometriche dinamiche continue del tipo superpesante DPSH, profonde da 11 a 15m.
- ✓ 6 stendimenti geosismici a rifrazione in onde P e onde S.
- ✓ Prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati.

5.2. Risultati delle indagini

5.2.1. Suddivisione in Unità Geotecniche

Sulla base della modellazione geologica riportata nella specifica relazione, si possono distinguere le seguenti unità di tipo geotecnico che interessano direttamente le opere in progetto:

- 1) Detrito di falda a grana grossa e blocchi (Unità Geotecnica DT)
- 2) Depositi detritici a grama limo-argillosa (Unità geotecnica DT-a)
- 3) Formazione del substrato (Unità Geotecnica Ar)

La distribuzione nel sottosuolo delle diverse unità geotecniche (modello geotecnico) è rappresentata nel profilo geologico e geotecnico contenuto nello specifico allegato progettuale.

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle prove in sito e in laboratorio, suddivise per unità geotecniche, mentre nel capitolo successivo viene illustrata la caratterizzazione geotecnica delle singole unità.

5.2.2. Prove Penetrometriche dinamiche in foro SPT

Tabella 1 – Risultati delle prove SPT

Sondaggio	Profondità (m)	Unità geotecnica	Numero colpi N	N _{SPT}
SS1	3.0	DT	3-7-7	14
SS1	6.2	DT	6-9-11	20
SS1	12.0	DT	19-37- Rifiuto	-
SS1	15.0	DT	18-27-42	69
SS1	21.0	DT	28-39- Rifiuto	-
SS1	24.0	DT	32-41-Rifiuto	-
SS1	27.0	DT	36-Rifiuto	-
SS1	30.0	DT	25- Rifiuto	-
SS2	3.0	DT	7-9-9	18-

SS2	6.3	DT	13-21- Rifiuto	-
SS2	9.2	DT	Rifiuto	-
SS2	12.1	DT	18-32- Rifiuto	-
SS2	14.6	DT	Rifiuto	-
SS2	18.3	DT	36-Rifiuto	-
SS2	21.3	DT	38- Rifiuto	-
SS2	23.7	DT	Rifiuto	-
SS2	27.0	DT	Rifiuto	-
SS3	3.0	DT	8-12-20	32
SS3	6.0	DT	10-17-24	41
SS3	9.1	DT	17-22-30	52
SS3	12.0	DT	19-Rifiuto	-
SS3	15.2	DT	16-21-30	51
SS3	18.0	DT	21-32-36	68
SS3	21.1	DT	27-32-Rifiuto	-
SS3	24.0	DT	24-38- Rifiuto	-
SS3	27.2	DT	32- Rifiuto	-
SS3	30.0	DT-a	10-13-9	22
SS3	33.3	DT-a	7-9-9	18
SS4	3.0	DT	10-12-16	28
SS4	6.1	DT	12-19-25	44
SS4	9.2	DT	Rifiuto	-
SS4	12.0	DT	16-35- Rifiuto	-
SS4	15.0	DT	16-22- Rifiuto	-
SS4	18.3	DT	19-27-42	69
SS5	3.0	DT	3-5-6	11
SS5	6.2	DT	8-11-17	28
SS5	9.1	DT	9-7-5	14
SS5	12.0	DT	11-13-17	30
SS5	15.1	DT	16-25-30	55
SS5	18.2	DT	20-29-40	69
SS6	2.5	DT	12-19- Rifiuto	-
SS6	6.1	DT	15-27-19	46
SS6	9.0	DT	Rifiuto	-
SS6	12.1	DT	Rifiuto	-
SS6	15.0	DT	19-35- Rifiuto	-
SS6	18.2	DT	25-42- Rifiuto	-

5.2.3. Prove di laboratorio

Tabella 2 – Risultati delle prove di laboratorio

Sond.	Prof. (m)	Unità geotecnica	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	C _u (kPa)	I _{ss0} (MPa)
SS1	16.25	DT	54	27	16	3					
SS2	15.25	DT	56	26	15	3					
SS2	36.2	Arenarie									1.54
SS2	39.7	Arenarie alt.									
SS3	31.65	DT-a	0	1	68	31	34	20	14	145	
SS4	10.15	DT	81	15	2	2					
SS5	9.85	DT	63	20	15	2					
SS6	16.25	DT	58	20	17	5	27	17	10		

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Per la caratterizzazione geotecnica delle diverse unità si fa riferimento alla descrizione litologica riportata nella Relazione Geologica, che va quindi considerata parte integrante della presente Relazione Geotecnica.

6.1. Unità geotecnica DT. Detrito a grana grossa

I risultati delle analisi granulometriche eseguite nei campioni prelevati in questa unità sono rappresentati nei grafici seguenti.

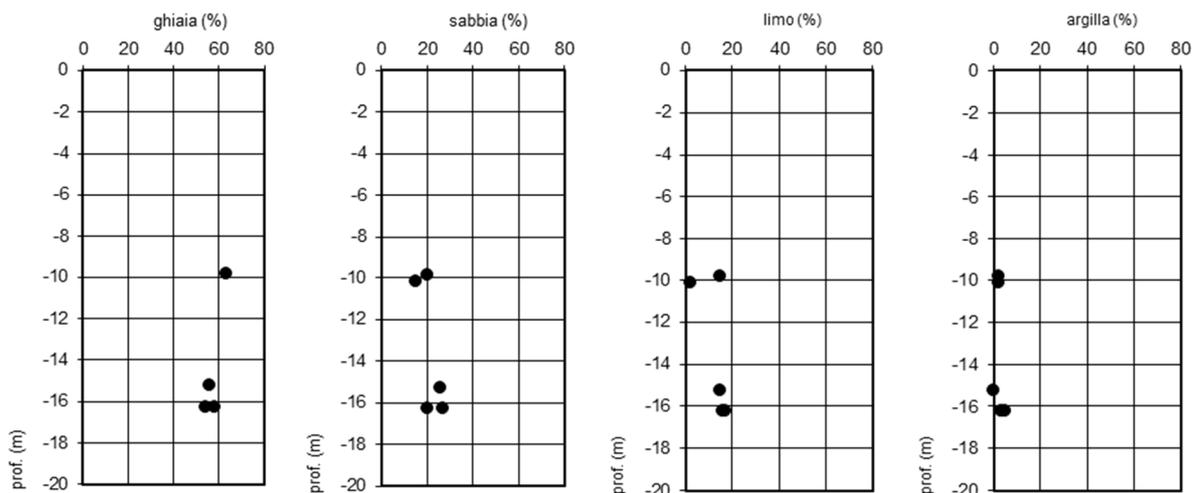


Fig. 3- Classi granulometriche vs. profondità

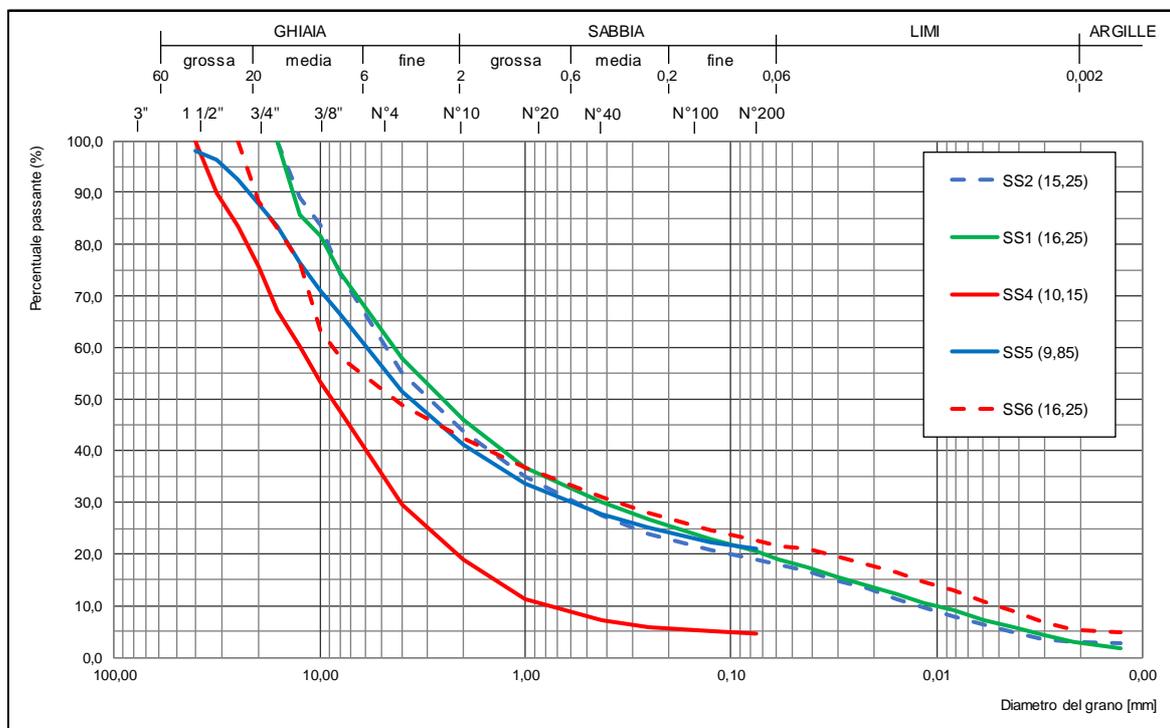


Fig. 4- Curve granulometriche dei singoli campioni

I terreni sono classificabili sempre nel campo delle ghiaie con sabbie e ghiaie sabbiose, con frazione fine (limo+argilla) sempre inferiore al 25% e frazione argillosa sempre inferiore al 5%.

La frazione ghiaiosa è sempre superiore al 50% è quella sabbiosa tra il 20 e 30% circa. Non si evidenziano correlazioni con la profondità.

La caratterizzazione di terreni come quelli in esame è molto complessa a causa della grana grossa del materiale (che non consente il prelievo di campioni di indisturbati) e della presenza di frammenti e blocchi che rende questa unità molto eterogenea. La presenza di questi grossi frammenti porta peraltro a falsare i valori delle prove SPT (che incontrano questi frammenti), come si ricava dai frequenti valori a rifiuto.

Dalla tabella del precedente paragrafo, risulta infatti che gran parte (oltre la metà) delle prove SPT eseguite nei terreni detritici sono andate a rifiuto. Dal grafico seguente si evidenzia tuttavia una maggiore frequenza di valori misurabili nei primi 18m dove si evidenzia peraltro una netta tendenza all'aumento dei valori con la profondità (con una tendenza all'incirca lineare da 3 a 18m dove i valori di N_{SPT} aumentano da circa 20 a circa 60). Escludendo le prove a rifiuto la media dei valori N_{SPT} è uguale a 40.

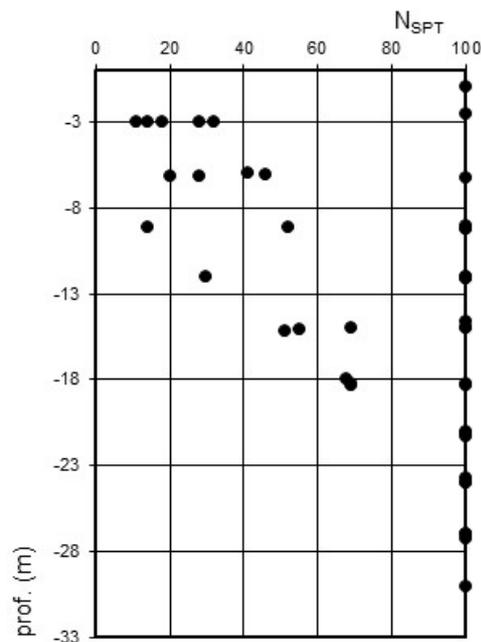


Fig. 5- Risultati delle prove SPT per i terreni detritici a grana grossa DT

Le prove a rifiuto sono distribuite sull'intero intervallo di profondità indagato (anche se con maggiore frequenza nelle porzioni più profonde) a indicazione che in gran parte questi valori sono affetti dalla presenza di grossi frammenti di roccia. La presenza di questi frammenti e anche di grossi blocchi è stata confermata dagli stendimenti geofisici.

Ulteriori dati possono essere ricavati dalle prove penetrometriche dinamiche continue eseguite con attrezzatura super pesante (DPSH).

I risultati di queste prove riportate nei certificati sono espressi in tre diversi modi: numeri di colpi/20 cm, resistenza penetrometrica dinamica equivalente e valori equivalenti N_{SPT} (trasformati sulla base dei rapporti di energia e/o di correlazioni).

Le diagrafie delle prove mostrano andamenti irregolari, ma tendenzialmente si evidenzia un aumento dei valori con la profondità, con valori di N_{SPT} equivalenti che dai valori molto bassi nei primissimi metri di profondità raggiungono i valori più elevati di 40-50 alle massime profondità investigate di 12-15m.

Nel grafico sottostante, che riassume i risultati di tutte le prove eseguite, si evidenzia la tendenza all'aumento dei valori con la profondità, anche se con una nuvola di punti alquanto dispersa (la retta di interpolazione lineare indicata nel grafico ha un coefficiente di correlazione molto basso).

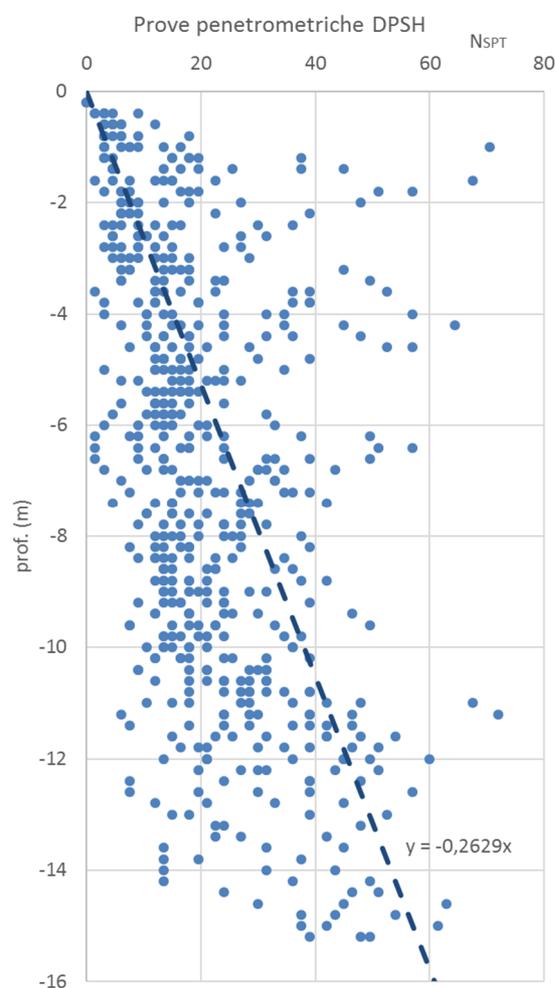


Fig. 6- Valori di N_{SPT} equivalenti ricavati dall'insieme delle prove DPSH

I valori equivalenti di N_{SPT} ricavati dalle prove penetrometriche DPSH sono generalmente più bassi di quelli ricavati dalle prove SPT in foro (il valore medio di N_{SPT} equivalente per tutte le prove è di circa 22 contro il valore di 40). Inoltre non è mai stato raggiunto il valore di rifiuto strumentale.

Si deve tuttavia ricordare che i valori di N_{SPT} equivalente ricavati con queste prove si riferiscono a correlazioni empiriche o rapporti di energia e non vanno quindi considerati come elementi certi. Sarebbe maggiormente corretto ricavare alcune specifiche correlazioni dirette tra valori da prove SPT e valori di N_{20} da DPSH per la stessa verticale di indagine e sulla base di questo rapporto riformulare il valore equivalente.

Confrontando ad esempio i risultati delle prove SPT e delle prove DPSH di coppie di indagini che ricadono in siti adiacenti o a poca distanza, si ricaverebbe un rapporto di correlazione N_{SPT}/N_{20} intorno a 2.5 invece del classico valore 1.5. Utilizzando questo diverso valore ovviamente i valori sarebbero diversi come rappresentato nel grafico seguente

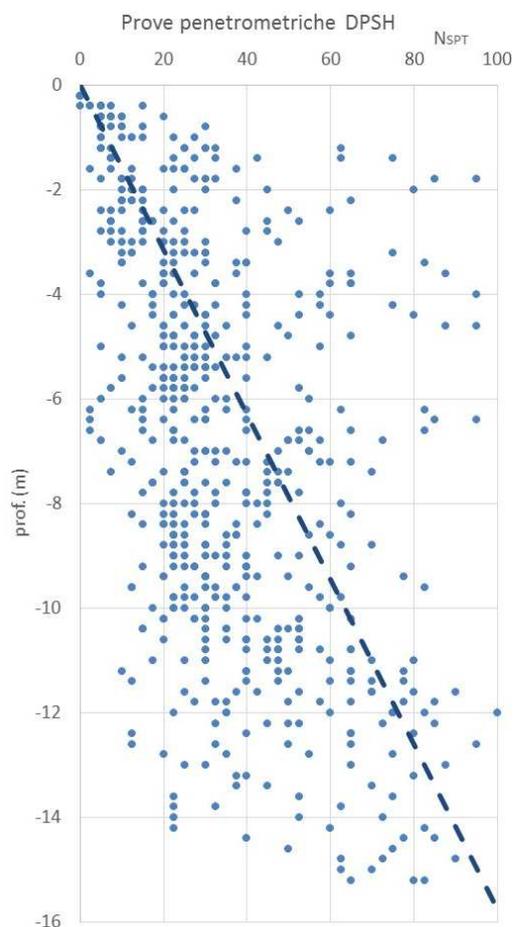


Fig. 7 Grafico dei valori N_{SPT} equivalenti ricavati con un diverso rapporto di correlazione

Per la caratterizzazione di questi terreni si ritiene corretto e adeguatamente conservativo non considerare, per la stima delle caratteristiche di resistenza e deformabilità, la presenza di grossi frammenti e blocchi e di fare riferimento alle porzioni detritiche a grana prevalentemente ghiaioso-sabbiosa.

Con tale approccio, 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.

Con questo approccio si può fare riferimento alle 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 3 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

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

$\bar{\sigma}_{vo}$ = tensione verticale efficace in kg/cm²

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 $OCR = 3$).

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

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)

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

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 $B = 7 \text{ MPa}$

Per le considerazioni svolte precedentemente, la scelta del valore di N_{SPT} rappresentativo è complicata dalla presenza di blocchi e grossi frammenti. Escludendo i valori a rifiuto si ricava un valore medio di 40.

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 $32-35^\circ$ si ottengono prendendo il campo di valori inferiori ($N_{SPT} = 20-25$). Questi valori possono ritenersi rappresentativi degli strati più superficiali, nell'ambito cioè dei primi 5 metri.

Il valore di coesione andrebbe considerato nullo coerentemente con la scarsità di frazione limo-argillosa (e con l'assenza di cementazione vera e propria). È noto tuttavia che questi materiali possono assumere, in particolari condizioni, un comportamento “pseudocoesivo”, soprattutto in condizioni di sottosaturazione

(coesione per capillarità, incastro tra i granuli, ecc...). E' comunque non affidabile e non cautelativo assumere valori di coesione a lungo termine e 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.

Si tratta di valori relativamente bassi se riferiti alla granulometria del materiale; possono essere tuttavia rappresentativi delle porzioni prevalentemente sabbiose o sabbioso-ghiaiose.

Per gli stati di addensamento prima indicati si può stimare (v. norme DIN 1055 per terreni ghiaiosi) un peso di volume di 19-20kN/m³. 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/m³.

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 $\varphi' = 32^\circ-35^\circ (0-5\text{m}) \ 35^\circ-37^\circ (>5\text{m})$

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

$E' = 50-10 \text{ MPa}$ (per le porzioni profonde)

6.2. Unità geotecnica DT-a. Depositi alluvionali a grana limo-argillosa

Nel solo sondaggio SS3 è stato attraversato in profondità, al di sotto di un potente accumulo detritico a grana grossa, un deposito argilloso di natura alluvionale; in particolare è stato attraversato a partire dalla profondità di 29 e fino a fondo foro (35m).

Negli altri sondaggi questi depositi a grana fine non sono mai stati incontrati, né ci sono affioramenti di superficie nell'ampia area indagata.

Si tratta verosimilmente di una facies a grana fine dei depositi di versante o forse una interdigitazione degli antichi depositi alluvionali che sono stati poi coperti dalla conoide del Ru Secco.

In considerazione della posizione stratigrafica di questi depositi, essi non hanno particolari interazioni con le opere in progetto. Vengono comunque fornite alcune indicazioni sui parametri meccanici di questi terreni.

Dal campione prelevato da questo depositi si ricava una classificazione granulometrica di limo con argilla (limo = 68%, argilla = 31%) con sabbia e ghiaia praticamente assenti.

Le caratteristiche di plasticità (LL = 34%, LP = 20%, IP = 14%) fanno classificare il campione come un limo di bassa plasticità (ML).

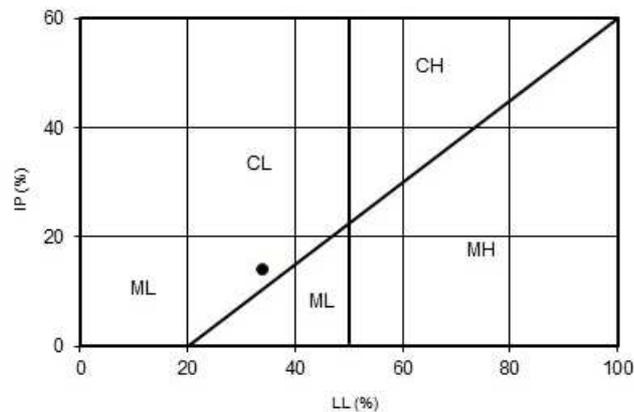


Fig. 8 Carta di Casagrande per il campione di DT-a

Le due prove SPT eseguite in questi depositi hanno misurato valori di N_{SPT} di 22 e 18, valori che possono essere riconducibili ad un medio stato di consistenza.

La coesione non drenata dei terreni coesivi può essere correlata al numero di colpi N_{SPT} mediante un coefficiente f_1 funzione della plasticità, Stroud (1974):

$$c_u = f_1 \cdot N_{SPT}$$

in cui f_1 è un coefficiente funzione della plasticità con valori compresi tra 3.5 e 6.5 kPa (con valori medi 4.4 kPa ma dispersi come evidente dal grafico allegato).

Utilizzando il valore medio si otterrebbe un valore di coesione non drenata poco inferiore a 100 kPa.

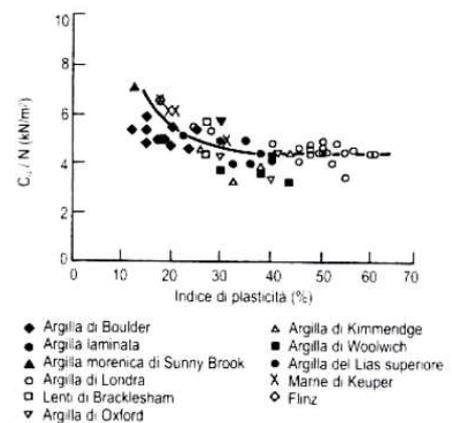
La correlazione di Terzaghi e Peck indica un valore del coefficiente pari a 67 (dalla quale si ricaverebbero valori di coesione non poco superiori a 100 kPa).

La stessa relazione proposta nel DM-/ (Design Manual for Soil Mechanics) viene utilizzata con valori del coefficiente di 38 per argille a bassa plasticità, 74 di media plasticità e 125 di alta plasticità (nel nostro caso si avrebbero valori di circa 150kPa per argille di media plasticità);

La prova triassiale non consolidata non drenata UU ha determinato un valore di coesione non drenata 145 kPa, simile a quello ricavato con alcune delle correlazioni prima indicate.

Per la stima del modulo non drenato di Young (E_u) si può utilizzare la relazione di C. Ladd et al. (1977):

$$E_u = n \cdot c_u$$



dove n è una costante che dipende dal livello di sovraconsolidazione (OCR) e dallo sforzo applicato. La stima del modulo non drenato è stata eseguita utilizzando l'abaco proposto da C. Ladd per due livelli di sforzo di taglio applicato, $1/3$ e $2/3$ di quello a rottura (Figura 9). Si è ritenuto opportuno utilizzare l'abaco relativo a uno sforzo applicato pari a $1/3$ di quello di rottura e un grado di sovraconsolidazione pari a 2.

Il valore stimabile di E_u per tale unità, assumendo un valore rappresentativo di c_u di 150 kPa e un rapporto $E_u / S_u \approx 500$ è di 75 MPa.

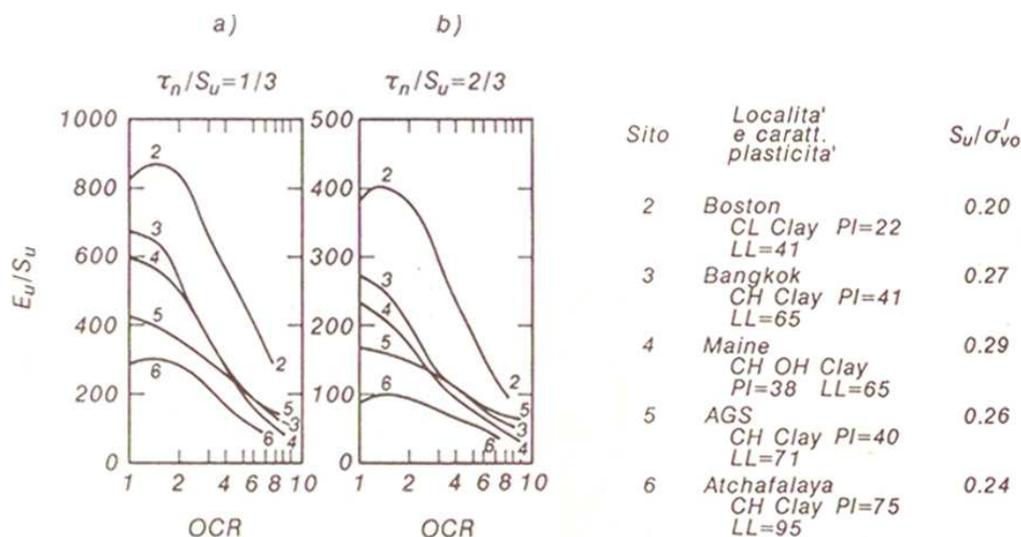


Figura 9 – Andamento del rapporto E_u/c_u al variare di OCR (C. Ladd et al., 1977)

6.3. Unità geotecnica K. Formazione del substrato

Come è noto, per la caratterizzazione geotecnica (geomeccanica) degli ammassi rocciosi non si possono seguire gli approcci tipici della meccanica delle terre a causa della forte disomogeneità e spesso anisotropia degli ammassi rocciosi. Questi sono infatti strutture composte da una matrice intatta separata da giunti o discontinuità, serrate o più o meno aperte, a volte riempite da materiale di origine secondaria.

Le discontinuità hanno pertanto una fondamentale importanza per il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso che, dal punto di vista ingegneristico, viene assimilato ad un aggregato di blocchi, più o meno giustapposti.

La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso consiste quindi nella definizione dei parametri geomeccanici e geometrici più significativi e nell'individuazione di un modello che meglio approssimi il comportamento dell'ammasso, assimilandone il comportamento ad un mezzo "continuo" equivalente.

Gli usuali approcci in campo progettuale prevedono l'utilizzo degli "indici" di caratterizzazione e l'applicazione poi di uno specifico modello costitutivo dell'ammasso.

Uno dei criteri più utilizzati in termine di indici di caratterizzazione è quello denominato GSI (Geological Strength Index) di Hoek. Questo criterio (nato negli anni '80 da Hoek & Brown) per un ammasso roccioso

generico, è poi stato ampliato, dettagliato e integrato anche da altri autori per renderlo applicabile a vari tipi di ammasso e per superare l'approccio strettamente qualitativo originario.

Nella figura seguente si riporta lo schema base del criterio GSI che viene utilizzato per la determinazione del valore indice di riferimento in relazione al grado di fratturazione e alle condizioni dei giunti.

Il giudizio si basa sostanzialmente sulla intensità della fratturazione e sulle condizioni di allentamento da un lato e sulle caratteristiche delle superfici dei giunti dall'altro, mentre viene trascurato l'effetto della resistenza del materiale roccioso.

Questo schema è poi stato modificato, integrato e adattato anche per altre tipologie di ammassi rocciosi (flysch, rocce scistose, ecc..) rimanendo però invariato l'approccio di base.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		DISCONTINUITY SURFACE CONDITION				
According to geological conditions, pick the appropriate box in this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index GSI from the contours		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		Very rough, unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered or altered surfaces	Slacksided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	Slacksided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially distributed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets		60	50		
	BLOCKY/FOLDED - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks			40	30	
	CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks				20	10

L'apparente semplicità del metodo GSI ha portato ad un uso intensivo (e spesso non consono alle effettive intenzioni degli Autori) di questo criterio. L'applicazione corretta di questo metodo presuppone la realizzazione di approfonditi studi e rilevamenti geomeccanici sul campo, con la disponibilità di affioramenti e fronti di scavo di dimensioni e qualità tali da garantire una significatività statistica dei dati di acquisizione oltre che una affidabilità degli stessi.

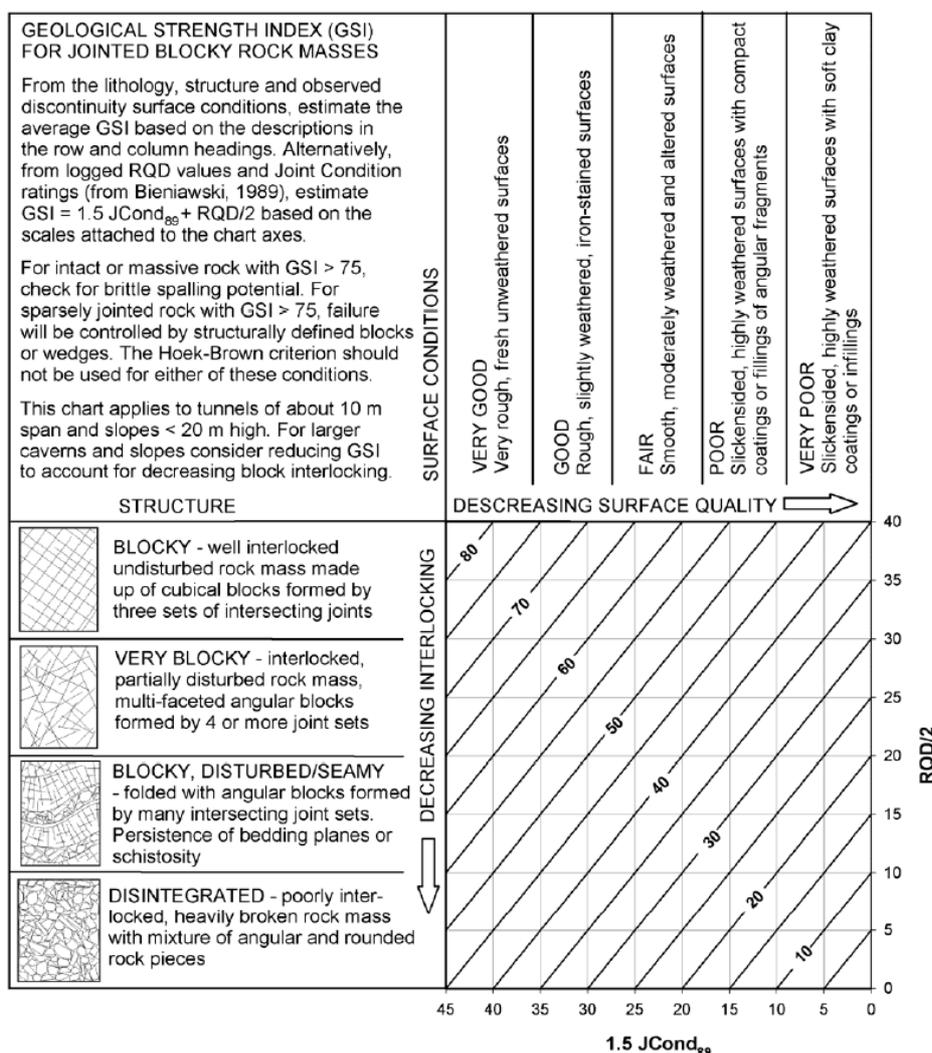
Molto spesso gli affioramenti sono molto limitati, di ridotte dimensioni e disturbati da fenomeni di alterazione dell'ammasso. I dati principali circa lo stato di fratturazione della roccia derivano molto spesso dai soli dati di carotaggio (RQD ed esame delle condizioni delle superfici di discontinuità).

Tali circostanze hanno indotto Hoek ed altri autori a proporre un metodo "quantitativo" del GSI ("Quantification of the Geological Strength Index Chart" – Hoek, Carter, Diederichs – 2013) che prevede l'utilizzo dei soli dati RQD e J (condizioni delle discontinuità, già impiegate da Bienawski con la sigla JCond₈₉, ad indicare "Joint Condition" secondo il sistema di Bienawski del 1989).

Questo approccio può essere considerato valido e applicabile nel caso in esame, dove mancano del tutto affioramenti del substrato roccioso (ameno nell'ambito delle aree di progetto) a causa di una potente ed estesa copertura detritica. Le uniche osservazioni possono essere ricavate dalle carote dei sondaggi.

Il sistema proposto è illustrato nella scheda seguente ed è rappresentabile dalla formula:

$$GSI = 1.5 JCond_{89} + RQD/2$$



La metodologia di calcolo del $JCond_{89}$ è riportata nella tabella seguente (ripresa dalla pubblicazione citata). Una valutazione per quanto possibile realistica di tale valore (ricavata dall'esame delle carote e dei pochi affioramenti, peraltro molto disturbati e in zone non proprio vicine al sito di progetto), portano ad una valutazione di $JCond_{89} = 7 \div 16$ a seconda delle varie condizioni di fratturazione e di alterazione (quest'ultima dipendente anche dalla vicinanza con la superficie topografica).

Table 1: Definition of $JCond_{89}$, after Bieniawski (1989) [5].

Condition of discontinuities	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1 – 5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous
Rating	30	25	20	10	0
Guidelines for classification of discontinuity conditions					
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 to 3 m	3 to 10 m	10 to 20 m	More than 20 m
Rating	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	More than 5 mm
Rating	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
Rating	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard infilling < 5 mm	Hard infilling > 5 mm	Soft infilling < 5 mm	Soft infilling > 5 mm
Rating	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderate weathering	Highly weathered	Decomposed
Rating	6	5	3	1	0

I valori di RQD sono risultati quasi sempre nulli nel carotaggio tranne alcuni brevi tratti in cui si riescono a prelevare piccoli spezzoni di carote della lunghezza dell'ordine di 20cm al massimo. E' lecito presumere che il sistema di carotaggio utilizzato (con carotiere semplice) abbia sicuramente provocato un certo grado di disturbo indotto dalla perforazione, ma non insito nella formazione indisturbata in situ). Pur con queste considerazioni, ma avendo appurato che l'intera zona è affetta da un notevole disturbo per fenomeni tettonici antichi, si è adottato un valore rappresentativo di $RQD=0$.

Il valore di GSI che si ricaverebbe sarebbe quindi nel campo $GSI = 10 \div 20$. Si ritiene che un valore di $GSI=15$ possa ritenersi rappresentativo della porzione di formazione più direttamente interessata dalle opere.

Per il modello costitutivo dell'ammasso si fa riferimento (come è usuale) dal criterio di resistenza non lineare di Hoek e Brown (1980) espresso dalle relazioni:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma'_3 + \left\{ m_i \sigma_c \sigma'_3 + s_i \sigma_c^2 \right\}^{1/2} \\ \sigma'_1 &= \sigma'_3 + \left\{ m_a \sigma_c \sigma'_3 + s_a \sigma_c^2 \right\}^{1/2} \end{aligned} \quad [1]$$

rispettivamente per materiale roccioso e ammasso roccioso, in cui σ_c è la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso e m ed s sono due parametri legati alla resistenza, di tipo attritivo e coesivo.

Per il materiale roccioso viene usualmente assunto $s_i = 1$.

Il criterio, parte dalle caratteristiche meccaniche della roccia intatta, per poi introdurre dei coefficienti correttivi per tenere conto delle caratteristiche dei giunti dell'ammasso.

Per tenere conto di effetti di disturbo dell'ammasso, Hoek ha introdotto un criterio di rottura modificato e successivamente "generalizzato" in cui nell'equazione [1] è stato introdotto un coefficiente "a" per adattare meglio la forma della curva nel piano di Mohr.

In tal modo la [1] diventa:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \{m_i \sigma_c \sigma'_3 + s_i \sigma_c^2\}^a$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \{m_a \sigma_c \sigma'_3 + s_a \sigma_c^2\}^a$$

Hoek e Brown (1980), per stimare i valori di m_a e s_a dell'ammasso roccioso a partire dall'indice GSI, hanno proposto le seguenti relazioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad s_b = s_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right)$$

Più recentemente (Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002), al fine di tenere conto di effetti di disturbo o allentamento dell'ammasso, i valori di m_b , s e a sono stati ricavati dalle seguenti espressioni:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

m_i costante adimensionale dipendente dal tipo litologico ($m_i = 10$ per calcari).

D effetto di disturbo in seguito all'abbattimento della roccia con esplosivo (nel nostro caso nullo).

I parametri di resistenza dell'ammasso possono essere espressi anche nel piano di Mohr-Coulomb ($\sigma-\tau$) anziché in termini di sforzi principali, correlando in base a relazioni geometriche, lo sforzo di taglio in funzione della sollecitazione normale (si rimanda alle pubblicazioni specifiche per la trattazione della conversione numerica).

In definitiva, per il calcolo dei parametri di resistenza espressi in termini di coesione ed angolo di attrito efficaci lo stesso Hoek (1980) ha proposto la seguente procedura di calcolo:

$$\varphi' = \arcsen \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

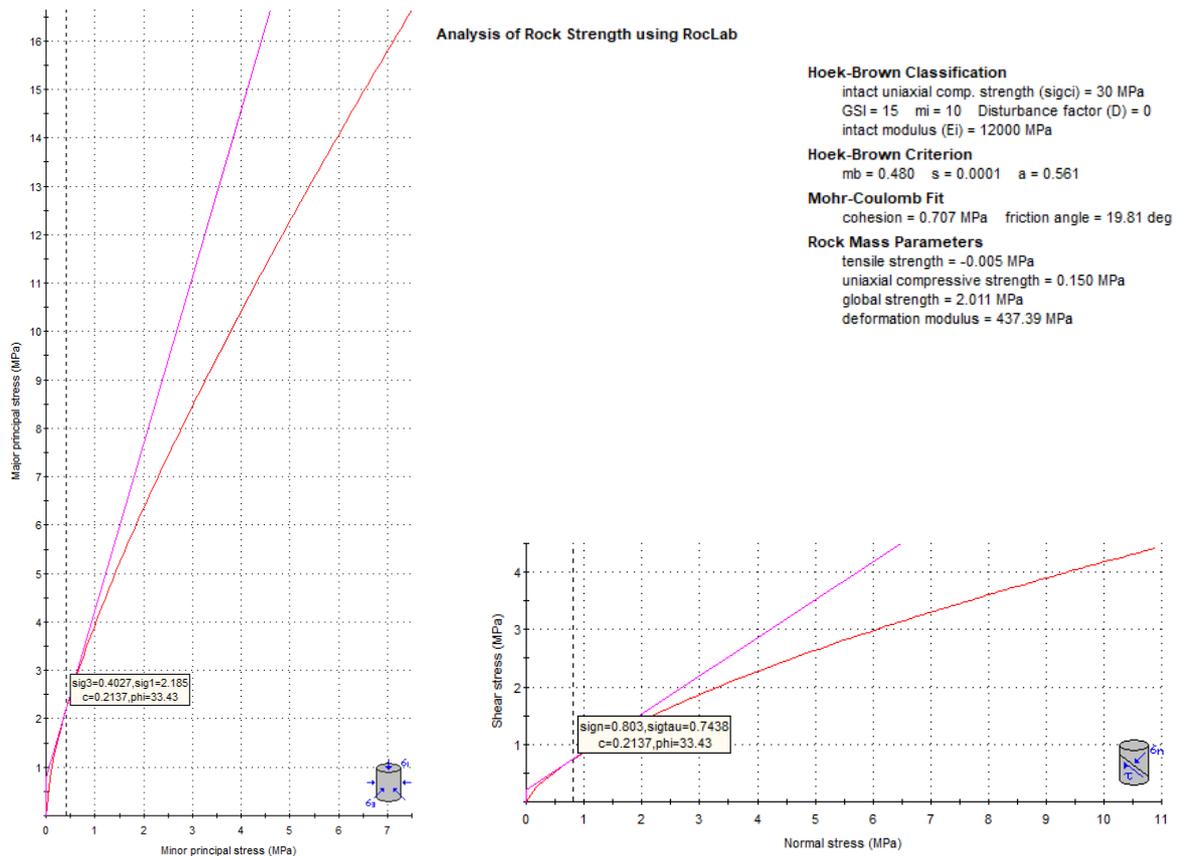
$$c' = \frac{\sigma_c [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}](s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1})/(1+a)(2+a)}}$$

dove

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_c$$

È stato adottato un valore di GSI = 15, mentre per la resistenza a compressione del litotipo (intatto) è stato adottato un valore cautelativo pari a 15 MPa.

nell'ambito di profondità di 30m (dove viene incontrata la roccia) si ricava una coppia di valori, in termini arrotondati $c = 200$ kPa, $\varphi = 33^\circ$ che può ritenersi rappresentativa dell'ammasso alterato e fratturato, ma confinato in profondità.



Per la stima del **modulo di deformabilità** (a livello di ammasso) è ben nota la difficoltà di una valutazione affidabile considerando la stretta dipendenza tra questo valore e il grado di fratturazione (e nel nostro caso anche della forte alterazione dell'ammasso). Il modulo di deformabilità che si può ricavare dalle prove di compressione in laboratorio è relativo alle sole caratteristiche del campione intatto, ma non possono essere attribuite all'ammasso roccioso.

Indicazioni preliminari sulla deformabilità dell'ammasso possono essere ricavate da una valutazione della qualità della roccia basata sulle classifiche tecniche.

Gli autori Hoek and Diederichs (2006) hanno riesaminato tutti i metodi empirici per stimare il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso ed hanno proposto la relazione:

$$E_d (MPa) = 100000 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right)$$

Il valore così ricavato è quello riportato nella scheda precedente e cioè in termini arrotondati $E = 400-450$ MPa.

6.4. Modello geotecnico

Nella tabella seguente si riporta la caratterizzazione geotecnica ricavata dall'insieme dei dati commentati in precedenza. I valori della tabella vanno intesi come "valori caratteristici" ai sensi del DM14/1/2008.

Tabella 2 – Caratteristiche geotecniche delle Unità

Unità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)
DT	Detrito a grana grossa	19÷20	0	35÷38	50÷100
K	Formazione del substrato alterato	22÷23	200	33	400÷500

7. INTERFERENZA CON LA FALDA IDRICA

Non sono previste interferenze tra gli scavi necessari per l'inserimento del tracciato e la falda idrica, poiché questa è posta a profondità maggiori degli scavi stessi.

Per le strutture con fondazioni su pali andranno considerati, in termini di dimensionamento geotecnico dei pali stessi, dei livelli idrici segnalati dalle misure piezometriche.