

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

**GALLERIA NATURALE SERRAVALLE
SCAVO IN MECCANIZZATO - BINARIO PARI E DISPARI
Relazione Geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 0	E	C V	R B	G N 0 0 0 0	0 0 2	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil 	16/12/2013	Rocksoil 	18/12/2013	A. Palomba 	20/12/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Revisione generale	Rocksoil 	30/09/2015	Rocksoil 	02/10/2015	A. Mancarella 	06/10/2015	

n. Elab.:

File: IG5100ECVRBGN0000002A01

CUP: F81H92000000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p> <p>Foglio 3 di 107</p>

INDICE

INDICE.....	3
1. PREMESSA.....	5
2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVA E STRUMENTI TERRITORIALI DI RIFERIMENTO	7
2.1. Documentazione di riferimento.....	7
2.2. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento	7
3. INQUADRAMENTO GENERALE.....	9
3.1. Inquadramento dell'opera	9
3.2. Inquadramento geologico-geomorfologico	12
3.3. Inquadramento Idrogeologico.....	14
3.3.1. Considerazioni generali.....	14
3.3.2. Complesso 3 (fl2, fl1).....	15
3.3.3. Complesso 9 (mA2, mC, mC1)	15
3.3.4. Complesso 6 (aL, mA1).....	15
3.3.5. Complesso 7 (cC).....	16
3.3.6. Complesso 8 (gS).....	16
3.3.7. Complesso 10 (aS, fCa, fC, uMb, fR).....	17
3.4. Sintesi delle criticità lungo il tracciato	17
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	20
4.1. Note generali	20
5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA/GEOMECCANICA ...	22
5.1. Note generali	22
5.2. Materiali a grana medio-fine (sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa).....	22
5.2.1. Introduzione.....	22
5.2.2. Determinazione della densità relativa Dr da prove SPT	23
5.2.3. Angolo di resistenza al taglio.....	25
5.2.4. Caratteristiche di deformabilità.....	25
5.3. Materiali a grana fine (limi e argille) saturi.....	28
5.3.1. Introduzione.....	28
5.3.2. Resistenza al taglio non drenata.....	29
5.3.3. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	29
5.3.4. Caratteristiche di deformabilità.....	29
5.4. Formazioni rocciose.....	31
5.4.1. Generalità	31
5.4.2. Valutazione del parametro RMR'89	32
5.4.3. Criteri di rottura.....	35
5.4.4. Caratteristiche di deformabilità.....	40
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – GEOMECCANICA DELLE FORMAZIONI INTERAGENTI CON L'OPERA.....	42
6.1. Introduzione	42
6.2. Formazione di Serravalle (aS).....	42
6.2.1. Caratterizzazione fisico-meccanica.....	42
6.2.2. Sintesi parametrizzazione geomeccanica	49
6.3. Marne di Sant'Agata	51
6.3.1. Caratterizzazione fisico-meccanica.....	51
6.3.2. Sintesi parametrizzazione geomeccanica.....	54
6.4. Membro di Riomaggiore (gS).....	55

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 107</p>

6.4.1.	Note introduttive	55
6.4.2.	Caratterizzazione fisico-meccanica	56
6.4.3.	Sintesi parametrizzazione geotecnica	60
6.5.	Argille di Lugagnano (aL)	61
6.5.1.	Caratterizzazione fisico-meccanica e geotecnica	61
6.5.2.	Sintesi parametrizzazione geotecnica	83
6.6.	Formazione di Cassano Spinola (cC)	83
6.6.1.	Note introduttive	83
6.6.2.	Caratterizzazione fisico-meccanica e geotecnica	83
6.6.1.	Sintesi parametrizzazione geotecnica	90
6.7.	Depositi fluviali medi (fl2)	91
6.7.1.	Caratterizzazione fisico-meccanica e geotecnica	91
6.7.2.	Sintesi parametrizzazione geotecnica	99
6.8.	CONSIDERAZIONI SIGNIFICATIVE SULLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER LO SCAVO IN MACCHINA	99
6.8.1.	Fresabilità	99
6.8.2.	Clogging	104
7.	BIBLIOGRAFIA	106

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 5 di 107

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la caratterizzazione geomeccanica/geotecnica delle formazioni geologiche attraversate dalla Galleria Serravalle, facente parte del tracciato della linea ferroviaria del “Terzo Valico dei Giovi” che si estende da Genova a Tortona.

Il progetto, nel suo complesso, prevede la realizzazione di una galleria di 7 km, dei quali 6.3 km presentano sezione a canne separate, scavate con sistema meccanizzato. Il presente documento, introdotto nella WBS GN00, è relativo all’intero sviluppo dei binari dispari e pari del tratto di galleria realizzato mediante scavo in meccanizzato (WBS: GN1BA, GN1BC, GN1CA, GN1CB).

Da un punto di vista geologico, la Galleria di Serravalle ricade all’interno delle successioni sedimentarie terrigene riferibili al settore meridionale del Bacino Terziario Piemontese (BTP) che a nord, verso la pianura alessandrina, sono sormontate dai depositi post-messiniani (Argille di Lugagnano/Argille Azzurre, Sabbie di Asti l.s. e “Villafranchiano” Auct.) e dai depositi alluvionali pleistocenico-olocenici del bacino di Alessandria, rappresentati in questo settore dai depositi del T. Scrivia.

Le successioni sedimentarie attraversate sono nello specifico riferibili alle seguenti unità:

- Arenarie di Serravalle (aS),
- Marne di Sant’Agata Fossili (mA1 – mA2),
- Membro di Riomaggiore del Gruppo della Gessoso Solfifera (gS)
- Conglomerati di Cassano Spinola del Gruppo della Gessoso Solfifera (cC)
- Depositi post-messiniani: Argille di Lugagnano (Argille Azzurre, aL)
- Depositi fluviali medi (fl2)

Lungo il tracciato le coperture variano da un minimo di 6 m in corrispondenza dell’imbocco della galleria (GA1L) nel tratto in cui i depositi alluvionali sovrastano il banco di argille, sino ad un massimo di 130 m all’interno della Formazione delle Arenarie di Serravalle.

Le caratteristiche del contesto appena descritte hanno suggerito, per la tratta in esame, l’esecuzione dello scavo adottando la tecnologia dello scavo meccanizzato. Nell’ambito del presente studio sono stati pertanto esaminati tutti gli aspetti di natura progettuale funzionali alla successiva definizione della tipologia di fresa TBM (Tunnel Boring Machine) più appropriata per l’attraversamento del contesto geomeccanico ed idrogeologico caratterizzante il tratto della Galleria di Valico in oggetto.

Il presente documento, dopo un sintetico inquadramento del contesto geologico, esamina gli elementi essenziali dell’attività di caratterizzazione geotecnica delle formazioni attraversate.

La relazione si articola come segue:

- il **capitolo 2** elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento.
- il **capitolo 3** propone l’inquadramento geologico e idrogeologico di sintesi riprendendo quanto descritto nella relazione geologica di progetto;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p> <p>Foglio 6 di 107</p>

- il **capitolo 4** riepiloga le indagini utilizzate nella caratterizzazione
- il **capitolo 5** descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche,
- il **capitolo 6** riporta la caratterizzazione geotecnica / geomeccanica degli ammassi rocciosi presenti nell'area di intervento, quali risultano sia dagli studi di carattere geologico (cfr. profilo geologico), sia dall'interpretazione delle indagini e dei rilievi eseguiti, effettuata in base ai criteri descritti nel §5, definendo infine la sintesi dei parametri geotecnici.

Il documento revisiona, ove necessario, ed integra gli aspetti geotecnici del Progetto Definitivo e del progetto Esecutivo di prima emissione.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 107</p>

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVA E STRUMENTI TERRITORIALI DI RIFERIMENTO

2.1. Documentazione di riferimento

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento a quanto elencato di seguito.

- Profilo geologico - geotecnico longitudinale lungo il tracciato di linea e della finestra
- Profilo geologico in corrispondenza della tratta interessata dall'intervento a progetto
- Studi a carattere geologico, composti dai seguenti elaborati:
 - o Carta geologico-geomorfologica
 - o Carta idrogeologica
 - o Profilo geologico ed idrogeologico
- Indagini geognostiche eseguite durante la fase di Progetto Preliminare della galleria di linea.
- Indagini in situ eseguite durante lo scavo della prima tratta dei cunicoli esplorativi Vallemme e Castagnola
- Elaborazione ed analisi di tutti i rilievi strutturali dei fronti di scavo
- Indagini effettuate durante la fase di Progetto Definitivo.
- Indagini effettuate per la presente fase di Progetto Esecutivo.

2.2. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento

Per l'attività di caratterizzazione geotecnica-geomeccanica delle formazioni interagenti con l'opera e, più in generale, per l'analisi di tutti gli aspetti progettuali legati al contesto geologico-geomeccanico, sono state prese a riferimento le seguenti normative di legge e strumenti territoriali di riferimento:

- D.M. 11.03.1988 e s.m.i. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali, e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- Istruzioni relative alle "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, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tec. n°97/8 1.
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 "Norme tecniche per terreni e fondazioni - Istruzioni applicative"

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 8 di 107</p>

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. “Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03”.
- Variante al P.T.C. Bacini Padani” (VBP) redatto dalla Provincia di Genova.
- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI - (Autorità di Bacino del Fiume Po).
- "Indagine geologica per verifiche di compatibilità idraulica ed idrogeologica del P.A.I." - Comunità Montana Alta Val Lemme Alto Ovadese
- EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”
 - Part 1: General rules
 - Part 2: Standards for laboratory testing
 - Part 3: Standards for field testing.
- ASTM D1557 “Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort”.
- CNR UNI 10009 “Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre”.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 9 di 107

3. INQUADRAMENTO GENERALE

3.1. Inquadramento dell'opera

A partire dall'imbocco sud, la galleria si sviluppa in contesto di transizione tra rilievo e pianura (sino indicativamente alla pk 32+300). Le coperture in tale tratto variano da un minimo di 27 m in corrispondenza della valle sotto-attraversata alla pk 30+500, sino ad un massimo di 130 m (pk 30+200 ca).

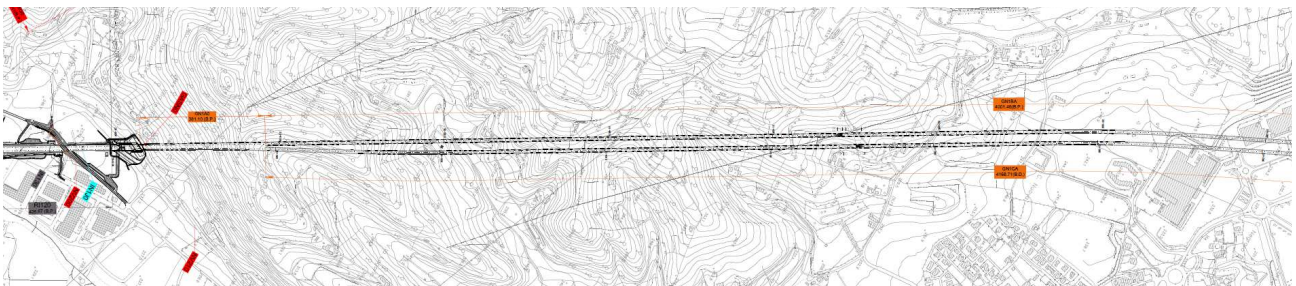


Figura 3-1 - Planimetria generale della Galleria Serravalle – tratta imbocco sud – settore collinare (pk 29+968.70 - 32+300)

In particolare, dalla pk 29+587.50 alla pk 29+968.70 (riferite al binario dispari) è previsto lo scavo di un camerone (WBS: GN1A0) lungo il cui sviluppo si realizza il progressivo distanziamento degli assi dei due binari, così da approntare la sezione a doppio fornice, da scavarsi con sistema meccanizzato, con distanza netta fra le due canne, pari a circa 6 m. La galleria proseguirà dunque in configurazione a canne separate, con interasse standard pari a 35 m (raggiunto alla progressiva 30+600 ca, a oltre 600 m dalla sezione di attacco delle canne stesse, posta al termine del camerone di imbocco sud).

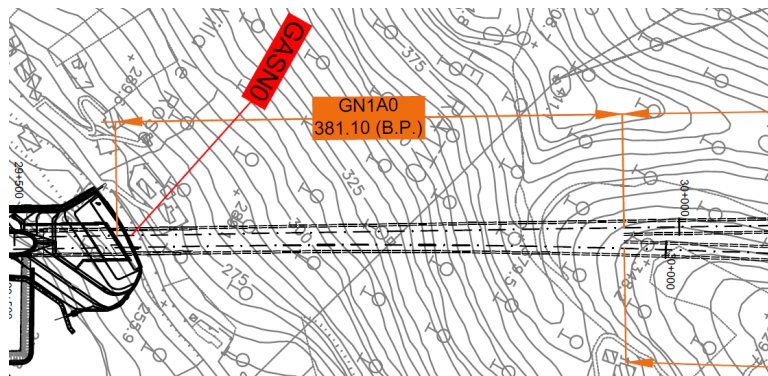


Figura 3-2. Camerone di imbocco sud con inizio settore di galleria a canne separate, scavate in meccanizzato

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 10 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 10 di 107
Foglio 10 di 107		

Oltre la pk 32+850, la galleria si sviluppa in un contesto di pianura, nell'ambito del quale le coperture decrescono progressivamente sino a raggiungere ricoprimenti minimi in calotta di 5-6 m, in prossimità dell'imbocco nord.

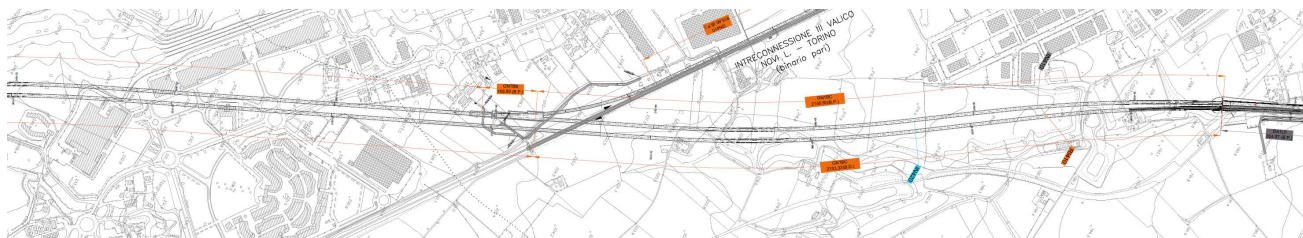


Figura 3-3. Planimetria generale della Galleria Serravalle –settore di pianura – imbocco nord (pk 32+850 – 36+350.88)

Nella tratta compresa fra le pk 32+850 e 33+500 il tracciato si inserisce in un ambito urbanizzato, comprendente in particolare l'area commerciale del comune di Serravalle; sempre nel medesimo settore le gallerie attraversano inoltre un contesto geologico caratterizzato dalla presenza di un paleo-alveo e di una fascia tettonizzata, che unitamente all'entità delle coperture in calotta comprese fra 17 e 19 m (rispetto a p.c.), individua in tale passaggio delle condizioni particolarmente delicate per la progettazione dell'opera e di eventuali interventi a presidio delle pre-esistenze in superficie (edifici commerciali, sottopassi, viabilità).

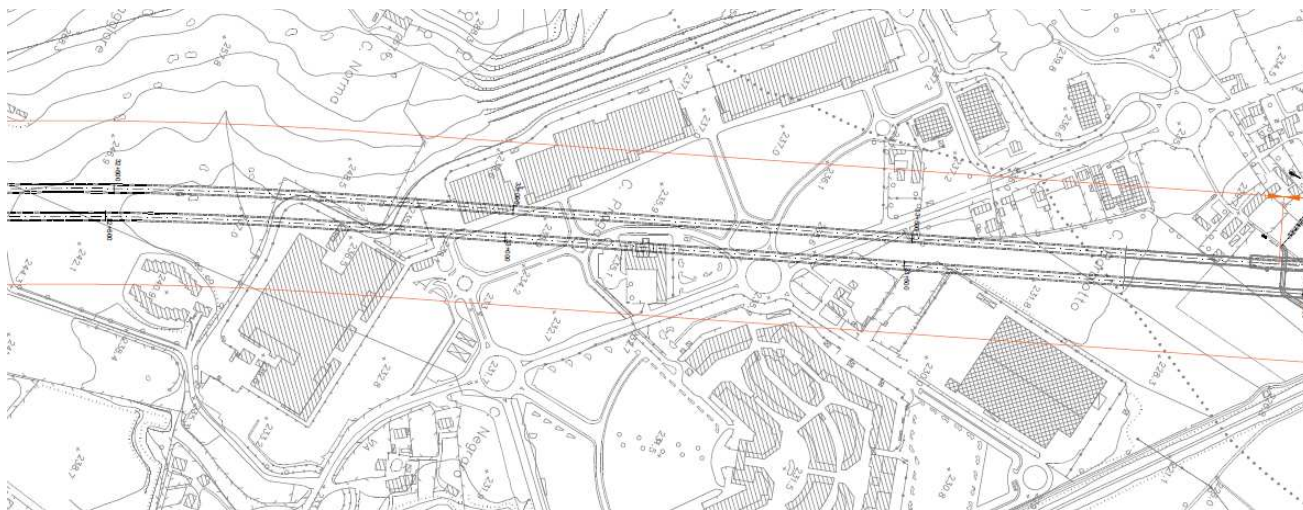


Figura 3-4. Sotto-attraffersamento dell'area commerciale

Alla pk 33+959, la canna ospitante il binario pari (Genova-Milano) si innesta nel camerone (WBS: GN1BB), dal quale si stacca il ramo di interconnessione con la linea storica Genova-Torino (galleria naturale GN41).

Dalla pk 34+110 ca, il binario pari si colloca nuovamente entro una galleria a singolo binario scavata in meccanizzato, che va ad affiancare, la galleria di binario dispari (Milano-Genova), secondo la precedente configurazione con interdistanza binari pari a 35 m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 313"> <tr> <td>Foglio 11 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 11 di 107
Foglio 11 di 107		

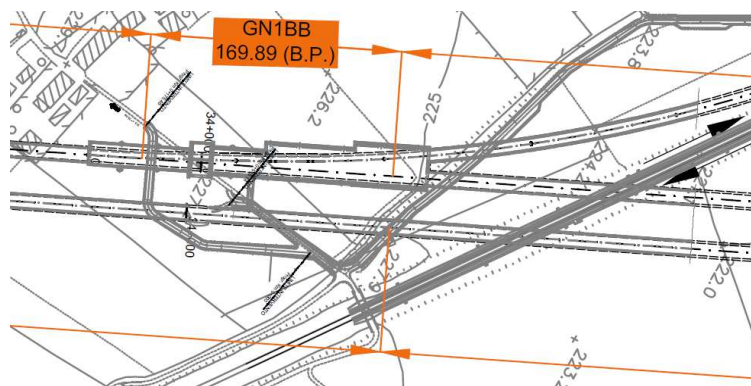


Figura 3-5. Camerone per innesto sul binario pari del ramo di interconnessione con la linea storica Genova-Torino

Le gallerie, immediatamente oltre il camerone di sfioro del ramo di interconnessione per Novi Ligure (WBS GN41), sotto-attraversano la linea ferroviaria storica Genova-Torino, in presenza di coperture di 20 m, per poi collocarsi, oltre la pk 34+600, sul margine del terrazzo fluviale del Torrente Scrivia, assumendo dunque conformazione parietale. Quest'ultimo tratto, caratterizzato da coperture progressivamente decrescenti (16÷6 m), presenta alcune emergenze morfologiche interferite dal tracciato nel settore vallivo, ovvero il sotto attraversamento e/o l'intercettazione da parte delle canne di alcuni specchi d'acqua ed impluvi (di origine sia artificiale che naturale), che costituiscono appunto delle articolazioni secondarie della scarpa del terrazzo fluviale stesso.

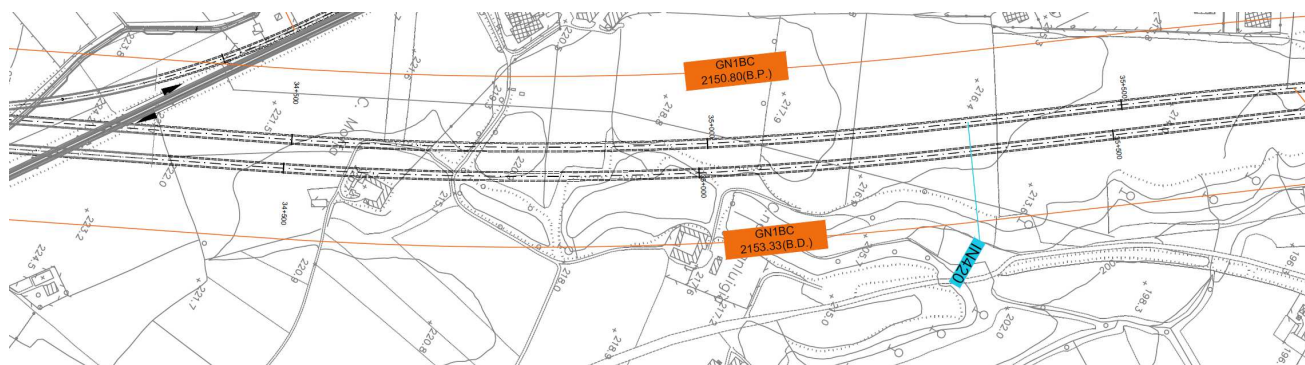


Figura 3-6. Settore di pianura della Galleria – Serravalle, tratta con caratteristiche di parietalità e presenza di interferenze con le articolazioni secondarie della scarpa del terrazzo fluviale del Torrente Scrivia.

La trattazione specifica della risoluzione delle citate interferenze (edifici in zona commerciale Serravalle ed emergenze morfologiche lungo il margine del terrazzo fluviale) è contenuta nella *Relazione di Analisi delle Interferenze*, alla quale si rimanda.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 313"> <tr> <td>Foglio 12 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 12 di 107
Foglio 12 di 107		

A partire dalla pk 35+600, si verifica il progressivo riavvicinamento dei binari, con raggiungimento della minima distanza netta fra le canne pari a 6 m circa, in corrispondenza dell'imbocco Nord della galleria naturale (pk 36+350.88).

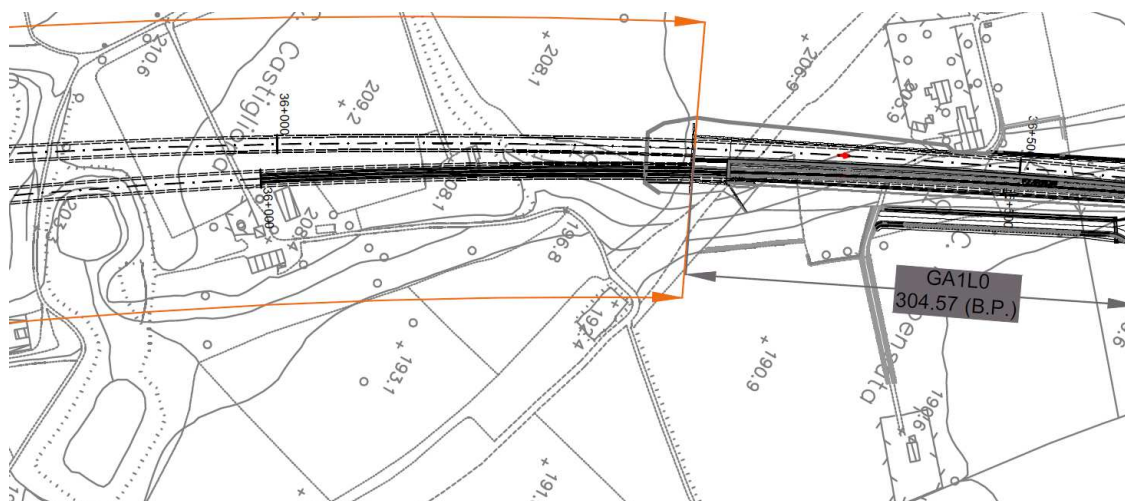


Figura 3-7. Imbocco Nord Galleria Serravalle: avvicinamento progressivo delle canne scavate con sistema meccanizzato e galleria artificiale di imbocco

3.2. Inquadramento geologico-geomorfologico

La Galleria di Serravalle, dall'imbocco sud e sino all'intersezione con il Raccordo Tecnico III Valico – Novi Ligure ricade all'interno delle successioni sedimentarie terrigene riferibili al settore meridionale del Bacino Terziario Piemontese (BTP). Nel tratto posto a nord dell'intersezione l'opera attraversa i depositi post-messiniani (Argille di Lugagnano/Argille Azzurre), soprastanti alle successioni sedimentarie terrigene riferibili al settore meridionale del Bacino Terziario Piemontese (BTP) e sormontati dai depositi alluvionali pleistocenico-olocenici del bacino di Alessandria, rappresentati in questo settore dai depositi del T. Scrivia.

Il tratto di linea dello scavo in meccanizzato attraversa dunque le successioni sedimentarie riferibili alle seguenti unità:

- Arenarie di Serravalle (aS),
- Marne di Sant'Agata Fossili (mA),
- Membro di Riomaggiore del Gruppo della Gessoso Solfifera (gS)
- Conglomerati di Cassano Spinola del Gruppo della Gessoso Solfifera (cC)
- Depositi post-messiniani: Argille di Lugagnano (Argille Azzurre, aL)
- Depositi fluviali medi (fI2)

Si riporta di seguito una descrizione delle formazioni interessate dallo scavo, prestando attenzione, essenzialmente, agli elementi di natura geologica influenti ai fini del comportamento geo-meccanico dell'ammasso in risposta all'apertura del cavo. La trattazione specifica degli aspetti geologici è pertanto demandata alla Relazione Geologica.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 313"> <tr> <td>Foglio 13 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 13 di 107
Foglio 13 di 107		

Dalla pk 29+958 alla pk 31+200 ca. lo scavo interesserà la formazione delle Arenarie Serravalle, costituita da alternanze irregolari di siltiti e arenarie ricche di bioclasti. Le siltiti e le arenarie formano gruppi di strati di potenza plurimetrica, organizzati internamente in strati di spessore compreso tra 10 e 20 cm. I corpi arenacei mostrano geometria debolmente lenticolare a scala pluridecimetrica. Localmente sono presenti strati e gruppi di strati costituiti da quarzareniti passanti ad areniti ibride grossolane o microconglomeratiche a struttura caotica, con base e tetto netti, potenti mediamente 1m, e con continuità laterale chilometrica.

Dalla pk 31+200 alla pk 32+850 ca. vengono intercettati i sedimenti marnosi delle Marne di Sant'Agata Fossili; tale unità risulta prevalentemente costituita da marne argillose, passanti a marne calcaree omogenee di colore grigio a stratificazione mal distinta e ricche in livelli pelitici laminati.

Nel tratto terminale della tratta indicata invece si intercetterà dapprima in calotta e progressivamente a tutta sezione la parte superiore della formazione (mA1), distinta litologicamente da quella inferiore (mA2) in quanto caratterizzata da un significativo aumento di intercalazioni pelitiche laminate di colore scuro, ricche in sostanza organica, sempre più frequenti verso l'alto.

Dalla pk 32+850 alla pk 33+850 ca. si prevede l'attraversamento dapprima dell'unità del Membro di Riomaggiore (gS) ed in seguito dei Conglomerati di Cassano Spinola (cC), entrambe appartenenti al Gruppo della Gessoso-Solfifera, costituito da successioni sedimentarie connesse alla crisi di salinità di età Messiniana. Il Membro di Riomaggiore presenta una potenza massima di 80-100 m circa e risulta nel complesso costituito da argille, siltiti e subordinate arenarie con stratificazione centimetrica molto ben sviluppata e laminazione millimetrica. A questi sedimenti si intercalano, in misura subordinata, depositi evaporitici rappresentati da livelli millimetrici di gesso cristallino e solo localmente da banchi pluridecimetrici di gesso costituito da gesso laminato microcristallino e da gessoclastiti.

I Conglomerati di Cassano Spinola sono costituiti invece per la maggior parte da alternanze arenaceo-pelitiche e subordinatamente da corpi lenticolari di conglomerati. I livelli arenacei sono potenti da qualche decimetro a 2-3 m e talora risultano amalgamati. Le intercalazioni pelitiche (potenti da pochi centimetri a 1 m circa) corrispondono ad intervalli compositi, costituiti da un'alternanza ritmica fra strati centimetrico-decimetrici di argille omogenee e strati centimetrici di siltiti o strati millimetrico-centimetrici di areniti fini. I corpi conglomeratici, nel settore interessato dall'opera possono raggiungere i 2-3 m di spessore e mostrano un'estensione laterale variabile intorno alla decina di metri. Si tratta di conglomerati clast-supported, con matrice sabbiosa, a ciottoli centimetrico-decimetrici, passanti lateralmente ad areniti medie e grossolane.

Il tratto vallivo della galleria Serravalle, dalla pk 33+850 alla pk 36+280 ca., interesserà infine le Argille di Lugagnano (aL), sulle quali appoggiano i depositi alluvionali (f12). Lungo tale tratta la copertura topografica si riduce da poco più di 20 m a meno di 8 m nel tratto conclusivo, con la possibile comparsa in calotta dei depositi alluvionali.

Le Argille di Lugagnano sono costituite da argille e argille siltose, localmente sabbiose-fini, di colore beige (zona di alterazione superficiale) o grigio-azzurro, a stratificazione mal distinta, localmente sottolineata da livelli con maggior contenuto in sostanza organica. Localmente si rinvengono livelli di arenarie e microconglomerati, che costituiscono corpi lenticolari, potenti fino a qualche metro.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 14 di 107

I depositi fluviali medi (fl2) sono costituiti invece da ghiaie sabbioso-limose debolmente argillose e presentano uno spessore complessivo variabile da 1-2 metri a 10-15 metri circa. La matrice fine, siltoso-arenacea è mediamente alterata, solo localmente sono presenti livelli metrici di argille e silt-argillosi.

3.3. Inquadramento Idrogeologico

3.3.1. Considerazioni generali

L'area di studio è stata suddivisa su base litologica in diversi complessi idrogeologici a permeabilità differente, distinguendo lungo l'asse delle gallerie settori con comportamento idrogeologico omogeneo. I sistemi di flusso idrico sotterraneo possono svilupparsi all'interno di un solo complesso idrogeologico, quando questo è limitato lateralmente da complessi meno permeabili, oppure possono attraversare più complessi permeabili adiacenti.

I terreni testati presentano, nella maggior parte dei casi, un grado di permeabilità primario basso o molto basso; il deflusso idrico sotterraneo è quindi determinato dalla permeabilità per fratturazione, condizionata dal grado di interconnessione dei sistemi di fratture.

La permeabilità degli ammassi rocciosi nell'area di interesse è molto spesso anisotropa e il flusso avviene preferenzialmente lungo discontinuità più o meno diffuse al loro interno. In via semplificata, si ritiene opportuno ricondurre la permeabilità discontinua dell'ammasso roccioso a quella di un mezzo poroso, facendo quindi riferimento al concetto di "permeabilità equivalente".

Classe	Conducibilità idraulica in m/s	Descrizione
K1	$> 10^{-4}$	molto alta
K2	10^{-5} a 10^{-4}	alta
K3	10^{-6} a 10^{-5}	medio-alta
K4	10^{-7} a 10^{-6}	media
K5	10^{-8} a 10^{-7}	bassa
K6	$< 10^{-8}$	molto bassa

Tabella 3-1 – Descrizione delle classi di conducibilità idraulica utilizzate

Il contesto idrogeologico largamente dominante lungo l'opera in esame è caratterizzato da un ammasso roccioso in normale stato di fratturazione, la cui permeabilità è indotta dalla presenza di un reticolo di fratture o al più da faglie discrete con zona di tettonizzazione cataclastica di spessore modesto (dell'ordine del metro) e persistenza anch'essa modesta (metri-decametri). Ciò porta ad avere in certe zone una permeabilità a piccola scala anche elevata, ma alla scala dell'opera la permeabilità media risulta bassa poiché le fratture hanno un grado d'interconnessione reciproca non molto elevato.

Di contro laddove sono presenti zone di faglie cataclastiche di spessore plurimetrico fino a decametrico il grado di interconnessione tra le fratture è elevato e la permeabilità è generalmente piuttosto alta. Tali fratture in particolare presentano spesso riempimenti granulari poco coesivi (brecce e microbrecce) e quindi permeabili, generalmente posti ai lati di uno strato di materiale a

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01
	Foglio 15 di 107

grana fine (gouge) poco permeabile. Tale strato, definito “zona di nucleo” può pertanto costituire un setto poco permeabile più o meno potente, interno alla fascia permeabile.

Si riportano di seguito cenni sulle permeabilità attese per le formazioni di interesse, rimandando per ulteriori approfondimenti alla relazione idrogeologica.

3.3.2. *Complesso 3 (fl2, fl1)*

Il complesso idrogeologico 3, di cui fanno parte i depositi alluvionali, risulta caratterizzato da un grado di cementazione variabile e la cui permeabilità è principalmente legata alla porosità primaria del deposito.

I test idraulici eseguiti mettono in evidenza valori di conducibilità idraulica piuttosto dispersi, con tuttavia dei valori medi compresi tra 1×10^{-5} e 1×10^{-7} m/s; localmente si potrebbero riscontrare conducibilità maggiori (fino a 1×10^{-3} m/s) o minori (fino a 1×10^{-8} m/s) dipendenti dalla presenza di orizzonti differenziabili in relazione al diverso rapporto percentuale tra ghiaie, sabbie, limi e argille.

3.3.3. *Complesso 9 (mA2, mC, mC1)*

I litotipi facenti parte di questo complesso sono marne calcaree e calcareniti mediamente cementate, in cui è presente una componente di porosità primaria non trascurabile e ove la permeabilità è sostanzialmente legata al grado di fratturazione dell’ammasso roccioso. Le fratture, sviluppandosi comunque in litotipi a componente marnosa, risultano perlopiù poco conduttive.

I test idraulici disponibili sull’intera area di progetto indicano per l’ammasso roccioso al di fuori delle zone di faglia, conducibilità idrauliche prevalenti variabili tra 1×10^{-7} e 1×10^{-9} m/s, meno frequentemente tendenti 1×10^{-10} m/s. Questi ultimi valori possono essere riconducibili a situazioni locali in cui la frazione limoso-argillosa è predominante, abbassando ulteriormente i valori di conducibilità dell’ammasso roccioso.

3.3.4. *Complesso 6 (aL, mA1)*

Dalle osservazioni di terreno emerge che il complesso idrogeologico 6 è costituito prevalentemente da argille e argille siltose (aL) e marne con intercalazioni pelitiche (mA1), in cui la permeabilità è prevalentemente legata allo stato di fratturazione dell’ammasso, mentre la permeabilità primaria è da considerarsi trascurabile, fatta eccezione per locali corpi lenticolari di arenarie e micro conglomerati con scarsa continuità laterale.

I test idraulici eseguiti direttamente su questo complesso idrogeologico mostrano conducibilità idrauliche prevalenti, fuori dalle zone di faglia, tra 1×10^{-8} a 1×10^{-10} m/s, localmente si potrebbero riscontrare conducibilità maggiori fino a 1×10^{-7} m/s, probabilmente legate a livelli con un basso grado di cementazione e una più elevata porosità.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 16 di 107

Per le zone di faglia la conducibilità idraulica è stata stimata, essendo presente un unico dato misurato, tra 1×10^{-7} e 1×10^{-10} m/s. Dalle osservazioni di terreno si può ipotizzare che lungo le faglie di questo complesso le permeabilità maggiori siano relative alle zone di danneggiamento, mentre le zone di nucleo possono presentare un effetto di compartimentazione per lo sviluppo di rocce di faglia a granulometria fine e con componente argillosa generalmente impermeabile.

3.3.5. *Complesso 7 (cC)*

Questo complesso idrogeologico è formato unicamente dalla Formazione di Cassano Spinola.

Dai dati di terreno emerge che questa formazione include occasionalmente orizzonti poco compattati e con un basso grado di cementazione. In corrispondenza di questi orizzonti poco cementati essa presenta sostanzialmente una permeabilità per porosità, mentre in corrispondenza di zone in cui il grado di cementazione tende ad aumentare può essere presente una componente di permeabilità per fratturazione.

I test idraulici eseguiti direttamente su questo complesso idrogeologico mostrano conducibilità idrauliche prevalenti, fuori dalle zone di faglia, con valori compresi tra 2×10^{-7} a 1×10^{-9} m/s mentre per le zone di faglia la conducibilità idraulica è stata stimata nell'intervallo $1 \times 10^{-6}/1 \times 10^{-9}$ m/s. Si può ipotizzare che lungo le faglie del complesso le permeabilità maggiori siano relative alle zone di danneggiamento, mentre le zone di nucleo possono presentare un effetto compartimentante per la presenza più o meno continua di prodotti di frizione tettonica con granulometria fine.

3.3.6. *Complesso 8 (gS)*

La porosità primaria del complesso idrogeologico formato dal Membro di Riomaggiore è considerata trascurabile ed anche la permeabilità per fratturazione potrebbe risultare molto bassa, anche se può subire locali incrementi legati a fenomeni di deformazione fragile. Di conseguenza il grado di permeabilità è generalmente basso o molto basso.

È stato eseguito un unico test idraulico all'interno di questo complesso nel sondaggio SA301B041 con un valore di conducibilità idraulica pari a 1.70×10^{-9} m/s. Per il complesso è stato quindi stimato un intervallo di conducibilità compreso tra 1×10^{-8} e 1×10^{-10} m/s, benché localmente possano comparire valori di conducibilità maggiori (fino a 10^{-7} m/s), riferibili a condizioni di maggiore fratturazione locale dell'ammasso roccioso. Per le zone di faglia sono state stimate conducibilità comprese tra 1×10^{-7} e 1×10^{-9} m/s.

La presenza di livelli millimetrico-centimetrici a composizione gessosa rende questo complesso suscettibile a fenomeni di dissoluzione chimica del gesso che potrebbero portare localmente l'ammasso roccioso a permeabilità medio-alte. Ciononostante la discontinuità di questi livelli, il loro spessore esiguo e la presenza di strati argillosi dovrebbe impedire l'estensione a grande scala del fenomeno, che rimane confinato a livello locale. Fenomeni di maggiore portata potrebbero essere legati ai livelli di gessoclastiti, di potenza maggiore ma anch'essi con una continuità laterale modesta (massimo 100 m).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 17 di 107

3.3.7. *Complesso 10 (aS, fCa, fC, uMb, fR)*

Dai dati di terreno e dall'esame delle carote dei sondaggi disponibili emerge che il complesso è caratterizzato da litotipi con un grado di cementazione abbastanza elevato; perciò si presuppone che la permeabilità sia prevalentemente legata a fenomeni di fratturazione, mentre la permeabilità per porosità può essere considerata irrilevante.

I dati delle prove idrauliche eseguite direttamente all'interno di questo complesso indicano per l'ammasso roccioso, al di fuori delle zone di faglia, conducibilità idrauliche comprese tra 10^{-7} e 10^{-9} m/s. Numerosi dati, sulla cui attendibilità esistono tuttavia alcuni dubbi, indicano conducibilità idrauliche inferiori a 1×10^{-9} m/s. Questi ultimi sono probabilmente legati alla presenza di livelli a composizione marnoso-siltosa. La permeabilità dell'ammasso roccioso detensionato nei primi metri al di sotto della superficie (indicativamente da 2 fino a 10 m); risulta molto più elevata, e caratterizzata da valori di conducibilità idrauliche compresi tra 1×10^{-5} e 1×10^{-6} m/s, legate ad un contesto misto di permeabilità per fratturazione e porosità.

Dall'analisi dei sondaggi e dal confronto con i dati di terreno sono state individuate delle zone di faglia ove sono state eseguite delle prove di tipo idraulico, che mostrano una conducibilità tra 10^{-6} e 10^{-8} m/s. Dalle osservazioni di terreno si può ipotizzare che lungo le faglie di questo complesso le permeabilità maggiori siano relative alle zone di danneggiamento soprattutto se queste sono costituite da litotipi con una bassa percentuale di materiale limoso, mentre le zone di nucleo possono talvolta presentare un effetto di compartimentazione per lo sviluppo di rocce di faglia a granulometria fine e con componente limosa generalmente impermeabile.

3.4. Sintesi delle criticità lungo il tracciato

La galleria Serravalle si sviluppa per 7 km complessivi, dei quali 6.3 km da scavarsi con sistema meccanizzato. Il tracciato dell'opera in oggetto interessa due contesti geologici e geomorfologici distinti, il primo tratto (fino alla pk 32+875 ca.) è inserito in un contesto collinare mentre il tratto successivo si sviluppa in un contesto di pianura.

Il contesto collinare è caratterizzato da un substrato affiorante con locali zone di copertura detritico-colluviale potenti pochi metri, le coperture risultano comprese tra 130 a 50 m fino alla pk 32+000 ca., e da coperture progressivamente decrescenti fino a 20 m ca. nel tratto conclusivo, in corrispondenza dell'attraversamento del substrato marnoso.

All'interno di tale contesto sono ipotizzati dei sistemi di flusso superficiali che si sviluppano all'interfaccia tra copertura quaternaria e substrato. La copertura quaternaria in questa zona ha una potenza compresa tra 1 e 3 m, derivante dall'alterazione delle Arenarie di Serravalle e dalle Marne di Sant'Agata Fossili e origina quindi degli acquiferi poco capacitivi e locali.

Il grado di permeabilità atteso per l'ammasso al di fuori delle fasce tettonizzate, ovvero per la gran parte della tratta, è da molto basso a basso con corrispondente connettività ridotta, con carichi idraulici stimati di notevole variabilità, in relazione alla topografia del versante.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 18 di 107

Fra le pk 29+958 e 31+210 l'opera attraversa la formazione delle **Arenarie di Serravalle**, senza intersezioni in linea con discontinuità importanti e con giacitura degli strati grosso modo immergente nella direzione di avanzamento. L'ammasso si presenta non fratturato, ad eccezione delle zone di attraversamento delle fasce tettonizzate potenzialmente collocate alle pk 30+550 e pk 31+000 circa, in corrispondenza delle quali è prevedibile un locale aumento dello stato di fratturazione dell'ammasso e la possibilità di venute d'acqua, con portate massime transitorie sino a 0.4 - 2 l/s/10 m.

Alla pk 31+210 è previsto il contatto con la soprastante formazione delle **Marne di Sant'Agata Fossili**, con attese condizioni di fronte misto tra le pk 31+175 e 31+220; fino alla pk 32+545 ca. lo scavo intercetterà la porzione inferiore dell'unità (mA2), mentre solo nel tratto terminale della tratta verrà intercettato dapprima in calotta e progressivamente a tutta sezione la parte superiore della formazione (mA1), caratterizzata da un significativo aumento di intercalazioni pelitiche laminate ricche in sostanza organica. È prevedibile in questa tratta condizioni geotecniche/geomeccaniche più scadenti rispetto alla zona marnosa più competente nella zona a coperture maggiori.

Sia per quanto riguarda le aS che le mA2 si prevede la problematica in fase di avanzamento di usura utensili della testa di scavo. A tal riguardo si rimanda al §6.8.

In prossimità della pk 32+850 è ipotizzata la presenza di una zona di faglia che mette in contatto tettonico la formazione delle Marne di Sant'Agata Fossili (mA) e la formazione del Membro di Riomaggiore (gS): è prevedibile un locale aumento dello stato di fratturazione dell'ammasso roccioso, una maggiore permeabilità proporzionale alla maggiore densità di fratture, la presenza di alcune venute d'acqua e in generale una maggiore alterazione della roccia legata alla circolazione di acqua.

La presenza di lenti di gesso all'interno del **Membro di Riomaggiore** potrebbe determinare, in corrispondenza delle zone di faglia, la comparsa per dissoluzione carsica di cavità e zone geotecniche scadenti, nonché la possibile presenza di acque chimicamente aggressive nei confronti del calcestruzzo e dunque fonte di criticità per la durabilità dei rivestimenti definitivi.

Oltre la pk 32+850 la galleria si sviluppa in un contesto di pianura, in corrispondenza di un terrazzo di origine alluvionale, in cui i depositi fluviali medi (fl2) poggiano sul substrato con una buona continuità laterale; lungo tale tratta le coperture decrescono progressivamente sino a raggiungere ricoprimenti minimi in calotta di 5-6 m, in prossimità dell'imbocco nord.

L'unico acquifero omogeneo e potenzialmente significativo è rappresentato, in questa tratta, dai depositi fluviali, mentre i litotipi costituenti il substrato non sembrano rappresentare un acquifero degno di nota.

Il settore in esame presenta, per buona parte della tratta, un ridotto spessore del substrato litoide posto superiormente alla calotta della galleria: tale condizione determina i presupposti per una ridotta resistenza della volta litoide/sub-litoide, gravata a sua volta dal peso dello strato di depositi fluviali che non fornisce verosimilmente alcun contributo al sostegno del cavo a meno della presenza di livelli cementati.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5100ECVRBGN0000002A01	Foglio 19 di 107

Tra le pk 32+900 e 32+975 è possibile la presenza di un paleoalveo sepolto, che potrebbe portare i depositi fluviali a ridotta distanza dalla calotta o anche ad intercettare lo scavo e ad un locale aumento degli afflussi nello scavo.

Oltre la pk 33+275 verrà attraversata l'unità dei **Conglomerati di Cassano Spinola (cC)** fino al progressivo passaggio alla formazione delle **Argille di Lugagnano (aL)**, localizzato circa alle pk 33+800 (binario dispari) e 33+900 (binario pari), in corrispondenza delle quali è previsto l'attraversamento di una zona di faglia.

Tra le pk 33+575 e 33+900 ca. sono da attendersi invece, in virtù della debole inclinazione degli strati e del contatto cC/aL, condizioni di fronte misto, in particolar modo se presenti passaggi della facies arenacea dei cC con la formazione delle argille aL.

Aspetto progettuale significativo con riferimento alla selezione della macchina di scavo è rappresentato dal rischio di fenomeni di sticking e clogging nell'ambito dell' attraversamento delle seguenti unità:

- Marne di Sant'Agata Fossili
- Membro di Riomaggiore
- Conglomerati di Cassano-Spinola
- Argille di Lugagnano.

Tale problematica verrà trattata con particolare attenzione al §6.8.2.

Si evidenzia infine lungo la parte terminale della tratta (substrato costituito dalle Argille di Lugagnano) la presenza di specchi d'acqua (pk 34+700, pk 34+950 e pk 35+900 ca.), sotto-attraversati con coperture in calotta modeste (inferiori ai 10 m), cui è associato il rischio potenziale di afflussi idrici elevati in fase di scavo, qualora la fascia di plasticizzazione mettesse in comunicazione idraulica diretta il substrato ospitante lo strato ed il bacino da esso confinato.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio 20 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 20 di 107
Foglio 20 di 107		

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

4.1. Note generali

I sondaggi disponibili nel settore delle WBS GN1BA, GN1CA, GN1BC sono elencati nel seguito, organizzati per formazione attraversata e Fase Progettuale di esecuzione.

ARENARIE DI SERRAVALLE (aS)

SA301G036	PP
AA301G037	PP
AA301G039	PP
L3-S04	PE
L3-S08	PE

Marne di Sant'Agata (mA)

AA301G037	PP
AA301G038	PP
SA301G040	PP
L3-S10	PE
L3-S11	PE

Membro di Riomaggiore (gS)

SA301G041	PP
SC28	PD

Conglomerati di Cassano Spinola (cC)

SA301G041	PP
AA301B042	PP
SC28	PD
XA301G022	PP
XA301G023	PP
L3-S07	PE
L3-S12	PE
L3-S13	PE
S-OV42-1	PE

**Argille di Lugagnano (aL)**

AA301B042	PP	L3-S11	PE
XA301G022	PP	L3-S12	PE
XA301G023	PP	L3-S13	PE
EA301B043	PP	L3-S14	PE
XA301G024	PP	L3-S51	PE
XA301R010	PP	S0V42-1	PE
XA301R011	PP	S0V42-2	PE
EA301R044	PP	S0V42-3	PE
XA301R004	PP	S0V42-4	PE
SI48	PE	L2-S16	PE
SF10	PD	L2-S01	PE
L3-S01	PE	L2-S03	PE
L3-S02	PE	L2-S02	PE
L3 - S03	PE	L2-S53	PE
L3 - S05	PE	L2-S44	PE
L3-S06	PE	L2-S46	PE
L3-S07	PE		

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p style="text-align: center;">IG5100ECVRBGN0000002A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 22 di 107</p>

5. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA/GEOMECCANICA

5.1. Note generali

A livello generale, dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica, si distinguono tre tipologie di materiale:

- materiali a grana medio-fine (sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa);
- materiali a grana fine (limi e argille in matrice sabbiosa);
- rocce metamorfiche (argilloscisti filladici, argille a palombini, serpentiniti, argilliti).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

Nei paragrafi che seguono sono pertanto illustrati nell'ordine :

- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana medio-fine(sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa);
- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana fine (limi e argille in matrice sabbiosa)
- i criteri per la caratterizzazione delle rocce metamorfiche (argilloscisti filladici, argille a palombini, serpentiniti, argilliti).

5.2. Materiali a grana medio-fine (sabbie localmente ghiaiose in matrice limosa)

5.2.1. Introduzione

In questa sede si intendono a grana medio-fine quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a $\cong 40\%$.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove in sito e di classificazione di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti quantità:

- parametri di resistenza al taglio;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 23 di 107

- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

Si rileva che le correlazioni empiriche riportate nei paragrafi seguenti sono rigorosamente applicabili ove è ragionevole ritenere che le prove interpretate siano avvenute in condizioni drenate, ovvero nei seguenti casi:

- Terreni sopra falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a \cong 50%.
- Terreni sotto falda purché caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a \cong 35÷40%.

5.2.2. Determinazione della densità relativa D_r da prove SPT

In sabbia

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa D_r può essere correlata al valore NSPT con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

- A, B = costanti empiriche
- σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)
- N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $(K_o)_{nc}$ = 0,5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati
- $(K_o)_{sc}$ = $0,5 \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati
- GSC = grado di sovraconsolidazione
- D_r = densità relativa

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

Tabella 5-1 Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 313"> <tr> <td>Foglio 24 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 24 di 107
Foglio 24 di 107		

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie medie.

O ancora secondo la seguente correlazione:

- $Dr(\%) = 21 \text{radq}(N_{\text{spt}}/(s+0.7))$ - Formula di Gibbs e Holtz, valida per terreni prevalentemente sabbiosi.

In sabbie e ghiaie

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che nelle sabbie per i seguenti ordini di problemi:

Per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta.

Causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori N_{SPT} equivalenti con il campionatore standard.

Ove tale confronto non sia possibile, i valori N_{SPT} misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori NSPT ottenibili con il campionatore standard.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} calcolato come segue:

- $N_{\text{SPT}} = 100$ - se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
- $N_{\text{SPT}} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

Verranno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio 25 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 25 di 107
Foglio 25 di 107		

5.2.3. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' verrà determinato facendo riferimento ai seguenti approcci alternativi:

- correlazione di Schmertmann e Gibbs & Holts, 1957
- correlazione Peck Hansen et al., 1974

5.2.4. Caratteristiche di deformabilità

Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{01}) e di Young (E_{01}), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m_3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = $0,15 \div 0,20$

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "down hole" e "cross hole" o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{01} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0,5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 26 di 107

G₀ da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al., 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

C = 67,3

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica

f _A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5-2: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f _G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Tabella 5-3 Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica del deposito)

Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- I moduli elastici iniziali
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Lo Presti (1989). In alternativa alle curve di degrado possono essere adottate le seguenti espressioni (Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993):

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 27 di 107

$$\frac{E'}{E_o} = \frac{1}{1 + 0.8 \cdot \left(\frac{\gamma}{\lambda_r}\right)}$$

$$\frac{E'}{E_o} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\tau}{\tau_{max}}$$

o meglio (Byrne et al, 1990):

$$\frac{E'}{E_o} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_{max}}$$

essendo:

γ = deformazione di taglio corrente

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_o}$$

τ_{max} = tensione di taglio limite

τ = tensione di taglio corrente

G_o = modulo di taglio iniziale

$\Delta\tau$ = variazione della tensione di taglio

$\Delta\tau_{max}$ = variazione massima della tensione di taglio

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli "operativi" da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni "convenzionali":

- Nell'analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/3 \div 1/5) \cdot E_o$; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$.
- Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_o$, ciò in considerazione del fatto che:
 - in base alla normativa vigente tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante superiori a $2.5 \div 3$;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 28 di 107

- gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

Moduli elastici "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

E_{25}' = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che nel caso di materiali ghiaioso-sabbiosi e per valori di densità relativa D_r inferiori a 50% le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E_{25}' .

5.3. Materiali a grana fine (limi e argille) saturi

5.3.1. Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore del 50%) è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di :

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 313"> <tr> <td>Foglio 29 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 29 di 107
Foglio 29 di 107		

- indice dei vuoti iniziale.

5.3.2. Resistenza al taglio non drenata

Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata c_u di materiali saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a prove di laboratorio e a correlazioni empiriche per l'interpretazione delle prove SPT che forniscono valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche.

Valutazione di c_u da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (5,0 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

5.3.3. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD).

5.3.4. Caratteristiche di deformabilità

Moduli elastici iniziali

Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 30 di 107

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$
 (kPa)

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche “down hole” e “cross hole”.

In alternativa i moduli di taglio iniziali G_{01} possono essere stimati pari a 1000 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (vedi ad esempio Simpson et al., 1979).

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o} \right)^{0.5}$$
 (kPa)

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$
 (kPa)

Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

In generale saranno seguite le seguenti regole:

1 - Caso di opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte dalle variazioni tensionali sono relativamente contenute e l’utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991). In alternativa alle curve di degrado

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 31 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 31 di 107
Foglio 31 di 107		

possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, e ove non diversamente specificato, i moduli di Young "operativi" E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/5 \cdot E_o$ o $(400 \div 500) \cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $(150 \div 200) \cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

2 - Caso di opere di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno.

Nelle analisi si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione (C_c e C_r).

5.4. Formazioni rocciose

5.4.1. Generalità

La caratterizzazione geotecnica delle formazioni rocciose verrà fatta con riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980.

In particolare:

- 1 Il parametro **RMR** "Rock Mass Rating" sarà stimato sulla base di quanto descritto nel **paragrafo 5.4.2**; il parametro **GSI** (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi Sjöberg, 1997):

$$GSI = RMR_{199} - 5$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 32 di 107

- 2 L'inviluppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002) (vedi il **paragrafo 5.4.3**).
- 3 Le caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso verranno stimate sulla base di quanto riportato nel paragrafo 5.4.4.

5.4.2. Valutazione del parametro RMR'89

Per ogni litotipo il parametro RMR'89 viene stimato in accordo a quanto proposto in Bieniawski (1989), ovvero come somma dei seguenti 8 indici (I1→I8):

- Resistenza alla compressione semplice della roccia intatta (I1)

Resistenza alla compressione semplice σ_c (MPa)	I1
> 250	15
100÷250	12
50÷100	7
25÷50	4
5÷25	2
1÷5	1
< 1	0

- Qualità della roccia RQD (I2)

RQD (%)	I2
90÷100	20
75÷90	17
50÷75	13
25÷50	8
< 25	3

- Spaziatura delle discontinuità (I3)

S	I3
> 2 m	20
0.6 m÷2 m	15
200 mm÷600 mm	10

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5100ECVRBGN0000002A01

Foglio
33 di
107

60 mm÷200 mm	8
< 60 mm	4

- Lunghezza delle discontinuità (I4)

L	I4
< 1 m	6
1 m÷3 m	4
3 m÷10 m	2
10 m÷20 m	1
> 20 m	0

- Apertura delle discontinuità (I5)

H	I5
0 mm	6
> 0.1 mm	5
0.1 mm÷1 mm	4
1 mm÷5 mm	1
> 5 mm	0

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di scabrezza (I6)

Descrizione	I6
Molto rugose	6
Rugose	5
Poco rugose	3
Ondulate	1
Lisce	0

- Caratteristiche del riempimento delle discontinuità (I7)

Descrizione – spessore	I7
Assente	6
Compatto – < 5 mm	4
Compatto – > 5 mm	2
Tenero – < 5 mm	2
Tenero – > 5 mm	0

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 35 di 107

- Condizioni delle superfici di discontinuità in termini di alterazione (I8)

Descrizione	I8
Non alterate	6
Poco alterate	4
Alterate	2
Molto alterate	2
Decomposte	0

Tendenzialmente nella valutazione di RMR'89:

- Non si terrà conto dell'indice che descrive qualitativamente l'orientamento più o meno favorevole delle discontinuità (incluse quelle dovute alla stratificazione) rispetto alle opere da realizzare; ove rilevante/possibile tale aspetto verrà messo in conto nella definizione del modello geometrico da utilizzare nelle analisi di progetto.
- L'indice legato alla presenza dell'acqua verrà assunto pari a quello associabili a condizioni "dry". Gli effetti della presenza dell'acqua verranno messi in conto nella definizione del modello geotecnico da utilizzare nelle analisi di progetto.

5.4.3. Criteri di rottura

In accordo a quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988) e Hoek, Kaiser & Bawden (1995) (vedi anche Sjöberg, 1997), Hoek et al. (2002) l'ammasso roccioso verrà descritto per ogni litotipo dal seguente criterio di rottura:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^\alpha$$

essendo:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

D = 0 per "undisturbed rock masses"

D = 0.3 per "disturbed rock masses" – situazione associata alla condizione residua dell'ammasso.

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 313"> <tr> <td>Foglio 36 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 36 di 107
Foglio 36 di 107		

GSI = RMR'89 –5

RMR'89 = vedi il paragrafo 5.4.2

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

σ_1' = tensione principale efficace maggiore

σ_3' = tensione principale efficace minore

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta.

Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

1. In generale, per ogni litotipo il coefficiente m_i verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con GSI = 100. In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato ad una serie di valori di letteratura come riferimento (tabella **8.4**).
2. L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di GSI, implica che, per $m_i = 10$, il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a $\cong 1/m_i$.
3. In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di GSI valutato sulla base di RMR₈₉ verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinis & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi (prospetto **8.5**) Alla resistenza alla compressione semplice σ_c ed al coefficiente m_i della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella **tab.8.6**.
4. In accordo a Sjöberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" verrà attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare:
 - Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.
 - Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 37 di 107

ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata “softened”.

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto, si opererà come segue:

- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento “strain softening” si farà riferimento ai parametri dell’ammasso relativi alle condizioni “disturbed”;
- In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni “softened” verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni “undisturbed” che quello relativo alle condizioni “disturbed”. Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle “softened”.

5. I criteri di rottura espressi in termini di tensioni efficaci principali σ_1' e σ_3' possono essere trasformati in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' . A tale proposito valgono le seguenti equazioni:

$$\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} = 1 + a \cdot m_b \cdot \left(\frac{m_b \cdot \sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^{a-1}$$

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} - 1}{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} + 1}$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \frac{\sqrt{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'}}}{\frac{\delta\sigma_1'}{\delta\sigma_3'} + 1}$$



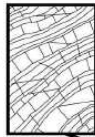

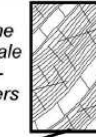
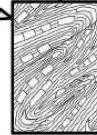

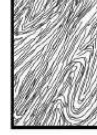
6. L’involuppo di rottura in termini di tensioni di taglio τ e di tensioni efficaci normali alla superficie di rottura σ_n' verrà interrotto per valori di σ_n' negativi (trazione) inferiori a 0 kPa; in corrispondenza di valori di σ_n' negativi (trazione) le resistenze al taglio saranno assunte pari a 0 kPa (“tension cut off”).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic				Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
			Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic		Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Tabella 5-4 Valori di riferimento della costante m_i della roccia intatta in base al tipo di roccia (i valori indicati tra parentesi sono stimati) (Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos, P and Hoek, E, 2000)		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)	VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD - Rough, slightly weathered surfaces	FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments	VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
COMPOSITION AND STRUCTURE							
	A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.		70	60	A		
	B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone						
	D. Siltstone or silty shale with sandstone layers						
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.							
	G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers						
→ : Means deformation after tectonic disturbance							


Flysch type see Table 4.	Proportions of values for each rock type to be included in rock mass property determination	
A and B	Use values for sandstone beds	
C	Reduce sandstone values by 20% and use full values for siltstone	
D	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone	
E	Reduce sandstone values by 40% and use full values for siltstone	
F	Reduce sandstone values by 60% and use full values for siltstone	
G	Use values for siltstone or shale	
H	Use values for siltstone or shale	

Tabella 5-5 Prospetto per la Classificazione Geomeccanica (GSI) degli ammassi rocciosi eterogenei (Flysch) secondo Marinos-Hoek (2000).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 40 di 107

Tipo di ammasso	Criterio di valutazione di σ_c e di m_i
A e B	Valori relativi al litotipo più competente
C	Valori del litotipo più competente ridotti del 20% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
D e E	Valori del litotipo più competente ridotti del 40% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
F	Valori del litotipo più competente ridotti del 60% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
G	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
H	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti

Tabella 5-6: Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di σ_c e di m_i (Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000)

5.4.4. Caratteristiche di deformabilità

Moduli iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_{o1}) e di Young (E_{o1}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{o1} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{o1} = G_{o1} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche down hole.

I moduli iniziali di taglio (G_o) e di Young (E_o) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left(\frac{p'}{p_o'} \right)^{0.3} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

Moduli "operativi"

I moduli di Young "operativi" E_{op} dell'ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere stimati sulla base delle seguente espressioni (Hoek et Diederichs, 2006) in MPa:

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

con D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

Oppure

$$E_{op} = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}}\right)$$

dove E_i è il modulo di deformazione della roccia intatta pari al prodotto tra il valore di MR e la resistenza a compressione monoassiale.

Il modulo elastico d'ammasso in condizioni residue è determinato secondo l'espressione di cui sopra, assumendo per il fattore di disturbo D il valore 0.3. I moduli valutati con le espressioni sopra indicate si intenderanno riferiti alle tensioni efficaci geostatiche; quelli relativi alle tensioni efficaci correnti verranno scalati utilizzando le stesse espressioni indicate per i moduli iniziali.

Per quanto riguarda i parametri operativi ricavabili dalle onde sismiche, in base a quanto indicato nel grafico sotto riportato, considerando una deformazione $\gamma_s = 1\%$ tipico per le gallerie, si ottiene un fattore riduttivo compreso tra 1/10-1/5.

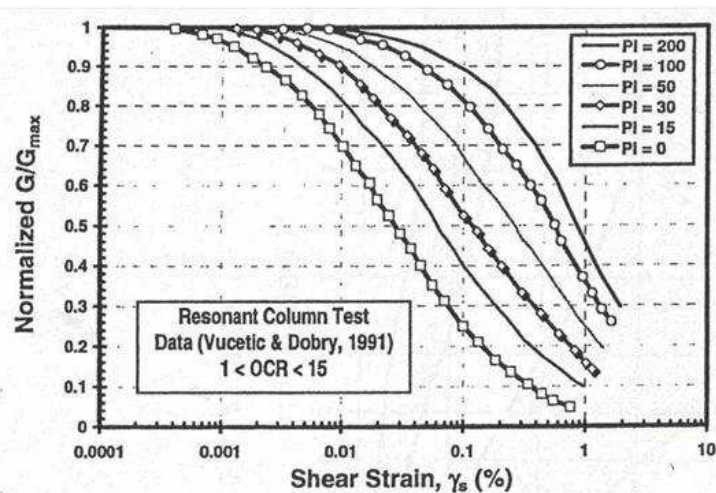


Figura 5-1 Curve di decadimento secondo Vucetic e Dobry,1991

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 313"> <tr> <td>Foglio 42 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 42 di 107
Foglio 42 di 107		

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA – GEOMECCANICA DELLE FORMAZIONI INTERAGENTI CON L'OPERA

6.1. Introduzione

Nel seguente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica delle formazioni presenti nell'area di intervento, quali risultano sia dagli studi di carattere geologico (cfr. profilo geologico), sia dall'interpretazione delle indagini e dei rilievi eseguiti, definendo infine la sintesi dei parametri geotecnici.

6.2. Formazione di Serravalle (aS)

6.2.1. Caratterizzazione fisico-meccanica

La caratterizzazione geomeccanica della formazione delle Arenarie di Serravalle è stata condotta sulla base delle risultanze delle prove in situ e/o in laboratorio condotte nell'ambito dei sondaggi geognostici SA301G036, AA301G039, AA301G037, L3-S04, L3-S08.

Nei grafici che seguono si propone la rappresentazione dei parametri fisici e meccanici desunti dalle prove di laboratorio, nell'ordine: peso di volume naturale, resistenza a compressione mono-assiale calcolata sia da prova di laboratorio che tramite interpretazione dei Point Load Tests, Moduli Elastici operativi desunti dai moduli elastici iniziali (cfr criteri esposti al 6.2.4), a loro volta derivati tramite relazione analitica con la velocità delle onde di compressione misurata sui provini sottoposti a prova di compressione mono-assiale in laboratorio.

I risultati sono esposti evidenziando le litologie rappresentative dei provini sottoposti alle prove di caratterizzazione fisico-meccanica, allo scopo di valutare eventuali differenze dei parametri stessi da una litologia all'altra (la formazione è costituita da alternanze irregolari di siltiti e arenarie).

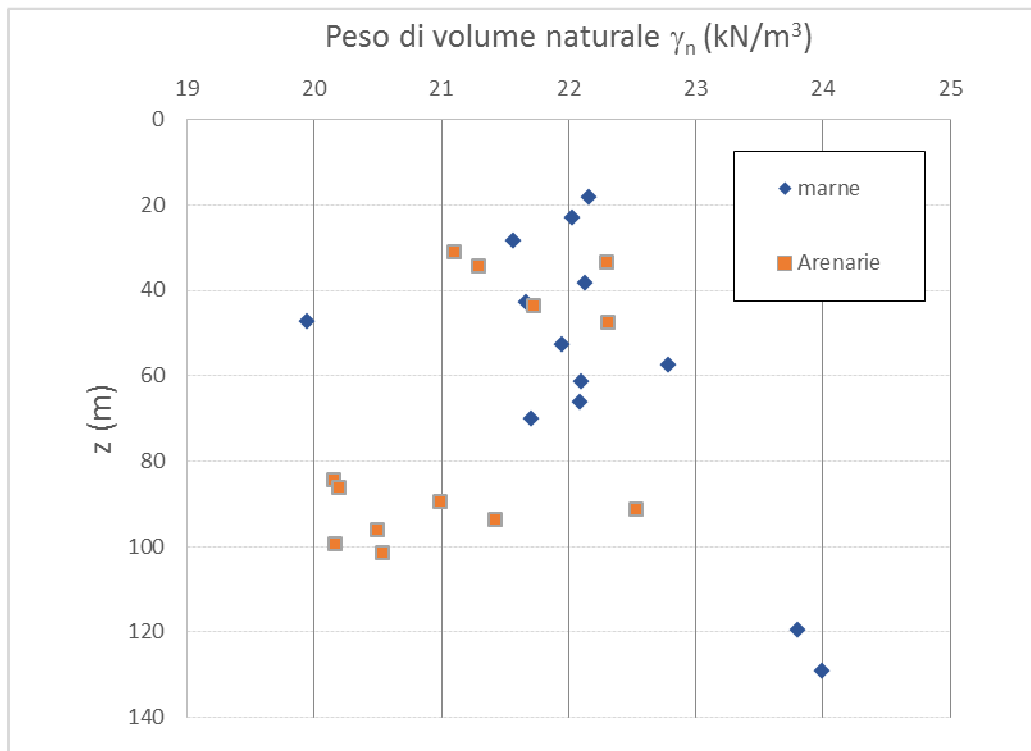


Figura 6-1 Distribuzione dei valori di Peso di volume naturale con la profondità

Dall'analisi dei dati di campionamento, si evidenzia una distribuzione dei pesi di volume abbastanza regolare con la profondità, senza variazioni significative da una litologia all'altra, con valori che si attestano nel range fra 21 e 22 kN/m³.

Si riscontra inoltre una concentrazione di valori di peso compresi fra 20 e 21 kN/m³, i quali competono ai campioni prelevati nel foro di sondaggio AA301G037, e dunque sono da ritenersi rappresentativi delle condizioni d'ammasso prossimo al contatto con la Formazione delle Marne di Sant'Agata. Tale locale concentrazione di valori inferiori nel range di parametri fisico-meccanici oggetto di analisi è peraltro riscontrabile nelle distribuzioni delle resistenze a compressione monoassiale e dei moduli elastici operativi, come rappresentato nei seguenti grafici.

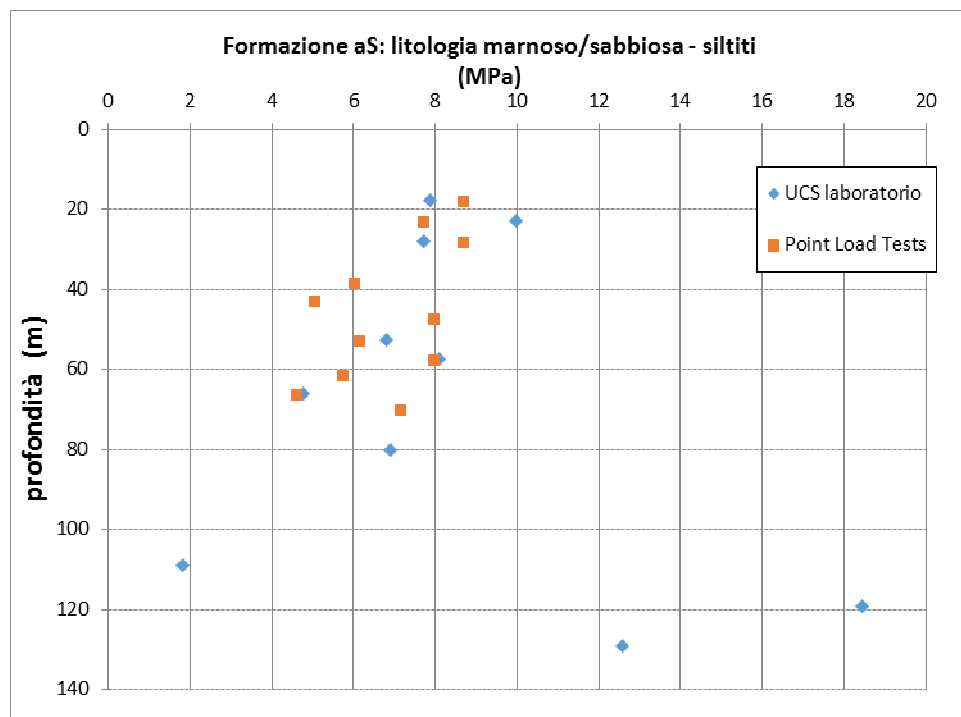
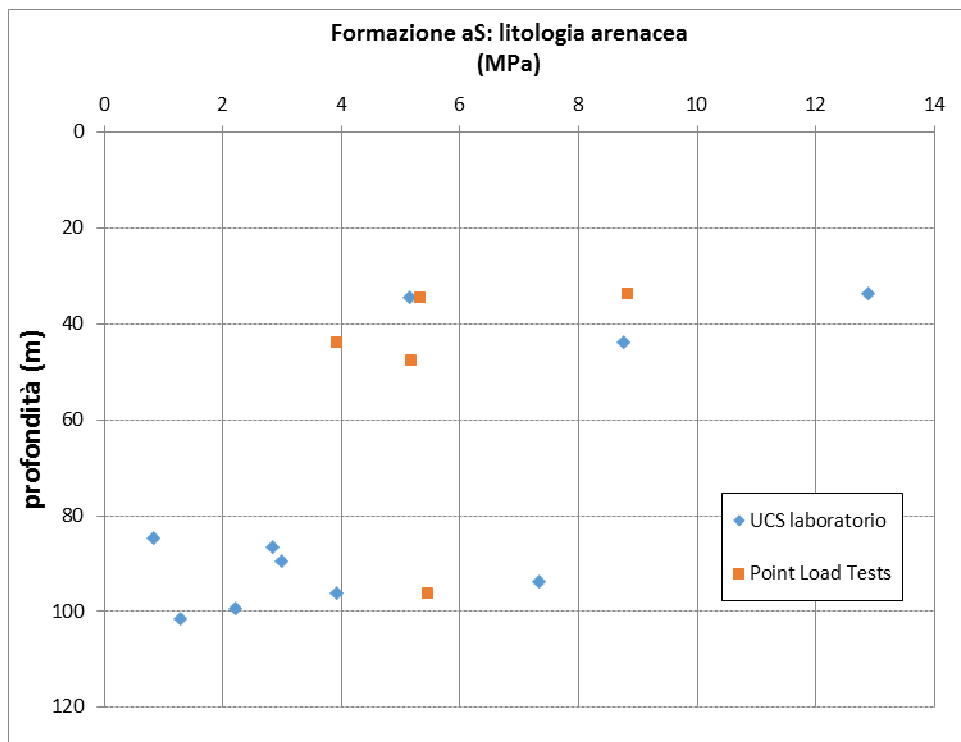


Figura 6-2 Distribuzione dei valori di UCS con la profondità, per le due litologie costituenti la formazione delle Arenarie di Serravalle

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5100ECVRBGN0000002A01	Foglio 45 di 107

Dall'esame delle distribuzioni di dati sopra riportate si delineano pertanto le seguenti parametrizzazioni fisico-meccaniche per la formazione di Serravalle:

Arenarie al di fuori delle fasce tettonizzate:

- Peso di volume: 21-22 kN/m³
- Resistenza a compressione mono-assiale: 5-10 MPa

Arenarie in prossimità del contatto con la Formazione delle Marne di Sant'Agata:

- Peso di volume: 20-21 kN/m³
- Resistenza a compressione mono-assiale: 2-5 MPa

Ai fini della determinazione del modulo elastico d'ammasso (modulo elastico operativo) si è operata una valutazione incrociata dei moduli così ottenuti:

- **Moduli elastici operativi:** desunti dai moduli elastici iniziali (cfr criteri esposti al par.5.4.4), a loro volta derivati tramite relazione analitica con la velocità delle onde di compressione misurata sui provini sottoposti a prova di compressione mono-assiale in laboratorio. I dati riferiti a tale elaborazione sono proposti nella Figura 6-3. L'analisi di tali risultati ha evidenziato come detto una concentrazione di valori inferiori per i campioni prelevati nel foro di sondaggio AA301G037, e dunque sono da ritenersi rappresentativi delle condizioni d'ammasso prossimo al contatto con la Formazione delle Marne di Sant'Agata.

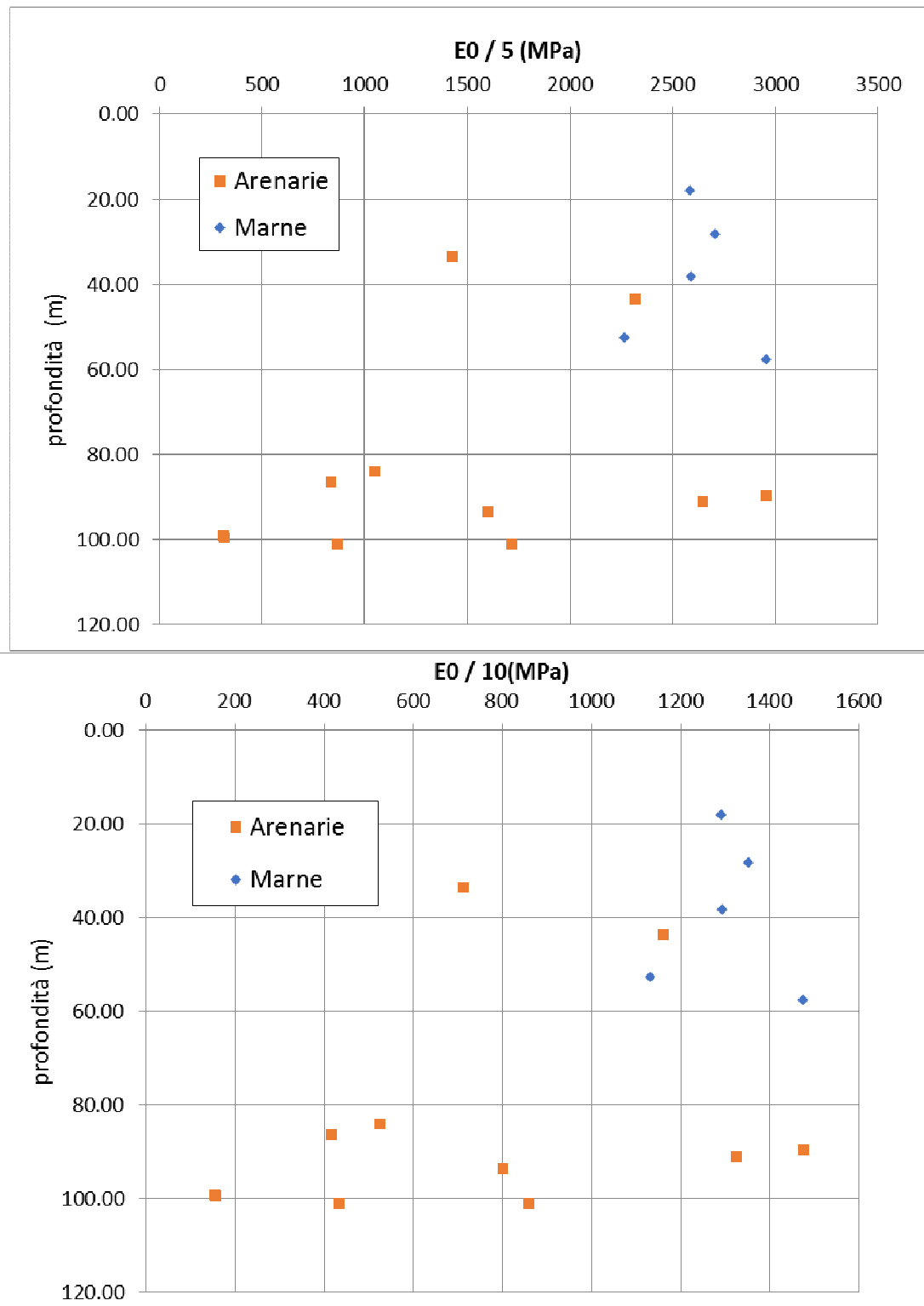


Figura 6-3 Distribuzione dei valori del Modulo Operativo con la profondità, per le due litologie costituenti la formazione delle Arenarie di Serravalle (in alto modulo operativo calcolato come E0/5, in basso modulo operativo calcolato come E0/10).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 313"> <tr> <td>Foglio 47 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 47 di 107
Foglio 47 di 107		

- **Moduli di deformazione** da prova dilatometrica in foro di sondaggio: determinati valutando le medie armoniche dei moduli misurati ai 3 trasduttori diametrali, nell'ambito dei cicli di carico/scarico condotti sino a pressioni massime compatibili con il comportamento elastico del materiale (AGI).

Si sono nello specifico elaborati i risultati delle prove condotte nell'ambito dei sondaggi SA301G036, AA301G037, L3-S04, L3-S08. L'elaborazione di tali prove ha restituito i seguenti range di variazione dei moduli di deformazione (considerando le differenti profondità a cui sono state eseguite le prove dilatometriche):

Sondaggio L3-S04

$$E_c = 1370 \text{ MPa}, E_s = 10300 \text{ MPa}$$

Sondaggio L3-S08

$$E_c = 2070 \text{ MPa}, E_s = 13450 \text{ MPa}$$

Sondaggio SA301G036 (ammasso in fascia potenzialmente tettonizzata):

$$E_c = 600 - 1200 \text{ MPa}, E_s = 1100-5400 \text{ MPa}$$

Sondaggio AA301G037 (ammasso in prossimità del contatto con formazione mA2):

$$E_c = 900-1600 \text{ MPa}, E_s = 2600-4200 \text{ MPa}$$

- **Moduli elastici d'ammasso** calcolati secondo la formulazione di Hoek-Diederichs – 2006 (cfr par. 5.4.4) a partire dal modulo elastico della matrice rocciosa e dal valore del GSI (Geological Strength Index). Per quanto riguarda il modulo elastico della matrice intatta, prendendo in considerazione un valore di MR tipico di una formazione arenacea (MR=300) e tenendo conto dei valori di UCS precedentemente riportati, si ottiene un modulo elastico della matrice intatta intorno a 2500 MPa. Ai fini della definizione del GSI, sono stati invece analizzati i rilievi geostrukturali disponibili per la formazione in disamina e derivati, tramite BRMR, gli indici di classificazione geo-meccanica dell'ammasso.

Si è considerato nello specifico il Rilievo Geostrutturale RS46, eseguito nell'ambito della Campagna propedeutica alla Progettazione Preliminare, integrato con le più recenti rilevazioni condotte ex novo preliminarmente alla redazione Progetto Esecutivo.

Il rilievo RS 46 è stato condotto in corrispondenza della parete (q.230 m) posta in corrispondenza della viabilità in uscita dall'abitato di Serravalle Scrivia, verso sud, in direzione del bivio per Gavi e per Arquata Scrivia. L'affioramento è posti in corrispondenza della progressiva 30.1 del tracciato ed è costituito da strati arenacei di colore grigio e frattura fresca.

Le integrazioni ai rilievi condotte di recente (si veda figura seguente) hanno evidenziato un ammasso eterogeneo dato dall'alternanza di livelli arenacei e siltiti con rapporto tra arenarie e siltiti variabile.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 48 di 107

Lo stato di fratturazione al di fuori delle zone di faglia è basso; generalmente sono presenti 3 sistemi di discontinuità principali evidenti solo nei livelli arenacei:

stratificazione (immergente a NNW a medio-basso angolo);

- Jset1 (immergente a NNW a medio-alto angolo);
- Jset2 (immergente a E-ESE a medio-alto angolo)

La spaziatura dei giunti è dell'ordine dei 1-3m. I giunti, con superfici da poco scabre a scabre e riempimento assente; l'alterazione da assente a debole in presenza d'acqua.

A grande scala le faglie ipotizzate nelle Arenarie di Serravalle (che intersecano il tracciato tra le PK 30+000-31+000) sono parallele al Jset1.



Figura 6-4. Formazione delle Arenarie di Serravalle – rilievo geo-strutturale integrativo 2013

L'elaborazione dei dati rilevati ha condotto alla definizione di un GSI (tramite correlazione con BRMR) per l'ammasso compreso fra 40 e 60 (con variabilità legata essenzialmente alla spaziatura media rilevata delle discontinuità e alle condizioni delle medesime).

Considerando allora un GSI che si colloca, mediamente, fra 40-60, si perviene tramite la relazione di Hoek – Diederichs, a valori del modulo elastico dell'ammasso roccioso compresi fra 400 e 1300 MPa.

Dalle suddette elaborazioni emerge dunque come i parametri di deformabilità dell'ammasso, valutati secondo i citati approcci, si collochino entro un comune range di variazione; le inevitabili fluttuazioni dei minimi/massimi di tale intervallo, calcolati secondo i differenti approcci, riflettono la variabilità del parametro deformabilità in relazione al volume di roccia rappresentativo per le singole determinazioni (cfr moduli da prova dilatometrica in roccia, con risultati rappresentativi dell'ammasso entro breve distanza dal foro di sondaggio e moduli d'ammasso a scala della galleria ottenuti secondo la formulazione di Hoek-Diederichs).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p>	<p>Foglio 49 di 107</p>

6.2.2. Sintesi parametrizzazione geomeccanica

Si riporta nella seguente tabella il riepilogo dei parametri fisici e meccanici derivati dalla caratterizzazione geotecnica e geomeccanica.

La caratterizzazione è fornita per l'ammasso tipo nei seguenti contesti:

- Ammasso al di fuori delle fasce tettonizzate
- Ammasso in prossimità del contatto con la formazione delle Marne di Sant'Agata
- Ammasso in fascia tettonizzata (faglia).

Per ogni parametro fisico/meccanico è fornito, laddove opportuno, uno specifico intervallo di variabilità e, contestualmente, il valore ritenuto mediamente rappresentativo per l'ammasso roccioso nelle varie condizioni geo-meccaniche analizzate.

Si evidenzia che, con riferimento all'ammasso entro la fascia tettonizzata, si è definito un range per l'indice GSI pari a 30-40 (valor medio indicativo pari a 35).

L'adozione di tale intervallo è mutuata dall'approccio di classificazione geo-meccanica proposto da Hoek-Marinos per formazioni di origine sedimentaria tettonicamente indisturbate, ma caratterizzate da variabilità litologica (Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses - 2005). Nello specifico, gli autori suggeriscono per formazioni quali molasse in condizioni di confinamento significativo - come nel caso di gallerie profonde - e poste entro zone di faglia, l'impiego di valori di Indici GSI compresi nell'intervallo 25-45.

In merito alla definizione del parametro m_i , del criterio di resistenza di Hoek Brown, la definizione dell'intervallo di riferimento 10-13 (con valore di calcolo 11) discende dal confronto fra i range suggeriti in letteratura ed i valori calcolati sulla base dei risultati delle prove triassiali condotte sui campioni di roccia estratti nell'ambito della verticale di sondaggio AA301G037 (si veda figura seguente).

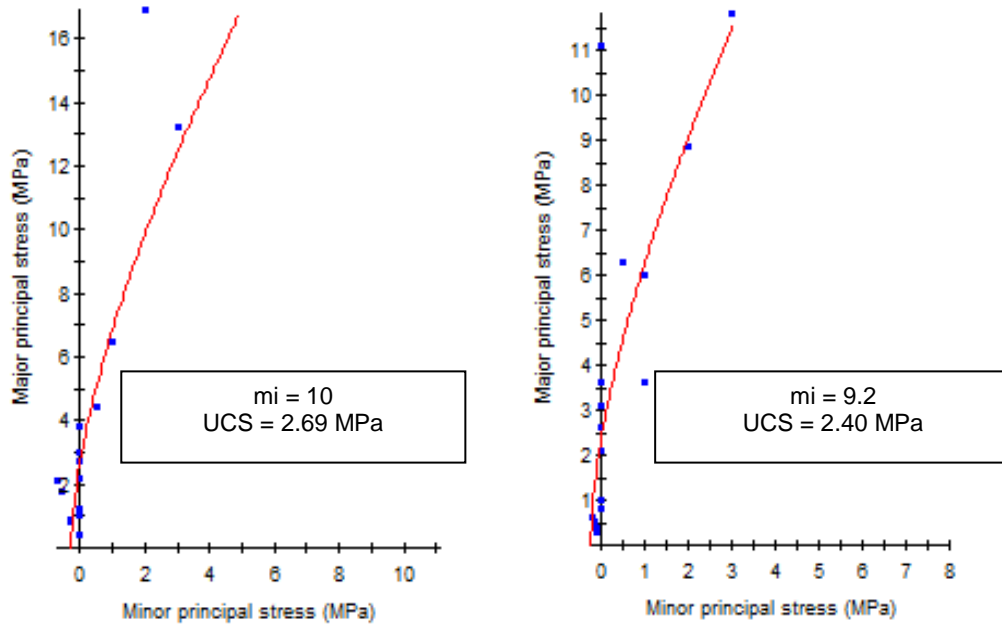


Figura 6-5 Elaborazione prove triassiali su campioni di roccia prelevati nel corso del sondaggio AA301G037 (a sinistra, campione profondità 84-92 m, a destra campione profondità 93-102 m)

Formazione	γ	k	ν	UCS	σ_t	m_i	GSI	E_{RM}
	[kN/m ³]	[m/s]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]
<u>aS</u>	21/22	$10^{-7} / 10^{-9}$ (10^{-8})	0.30	5÷10 (7.50)	0.50 1.00	10÷13 (11)	40÷60 (50)	1200÷2800
<u>aS transizione/ contatto mA2</u>	20/21	$10^{-5} / 10^{-6}$ (ammasso detensionato superficiale)	0.30	2÷5 (3)			40÷60 (50)	500÷1500
<u>aS faglia</u>	21	$10^{-6} / 10^{-7}$	0.30	5÷10 (7.50)			30÷40 (35)	600÷1000

Tabella 6-1. Parametrizzazione geomeccanica per la formazione delle Arenarie di Serravalle (aS)

6.3. Marne di Sant'Agata

6.3.1. Caratterizzazione fisico-meccanica

La caratterizzazione geomeccanica della formazione delle Marne di Sant'Agata è stata condotta sulla base delle risultanze delle prove in situ e/o in laboratorio condotte nell'ambito dei sondaggi geognostici AA301G037, AA301G038, SA301G040, L3-S10, L3-S11.

Nei grafici che seguono si propone la rappresentazione dei parametri fisici e meccanici desunti dalle prove di laboratorio, nell'ordine: peso di volume naturale, resistenza a compressione mono-assiale calcolata sia da prova di laboratorio che tramite interpretazione dei Point Load Tests.

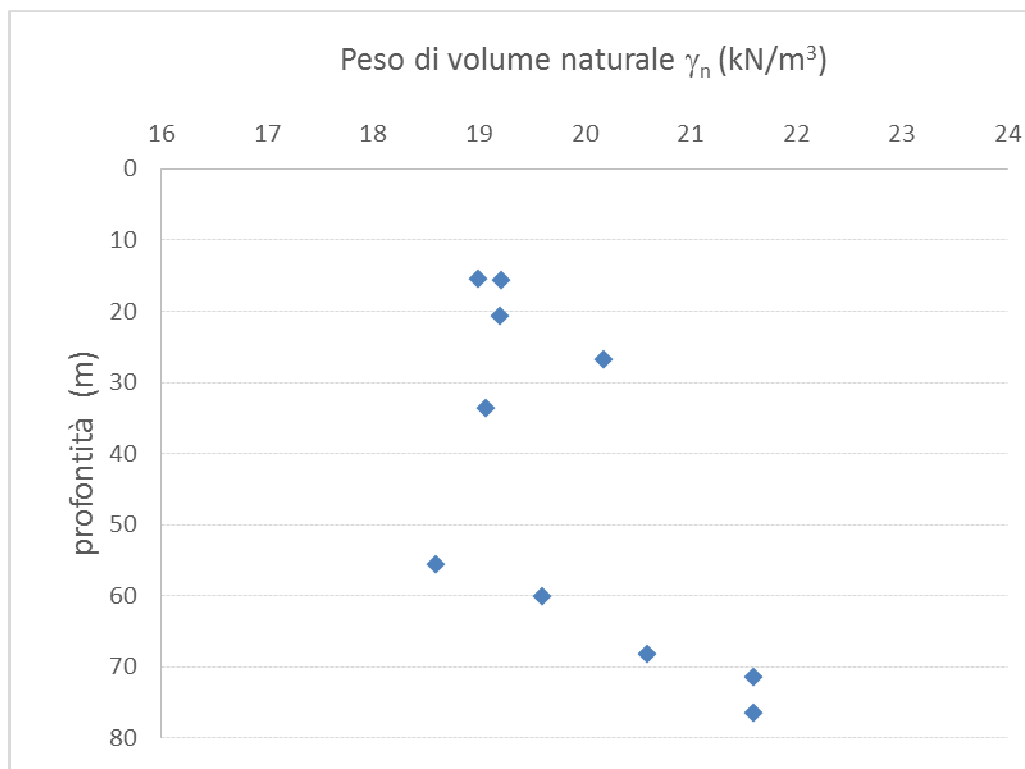


Figura 6-6. Distribuzione dei valori di peso di volume con la profondità per le Marne di Sant'Agata (mA)

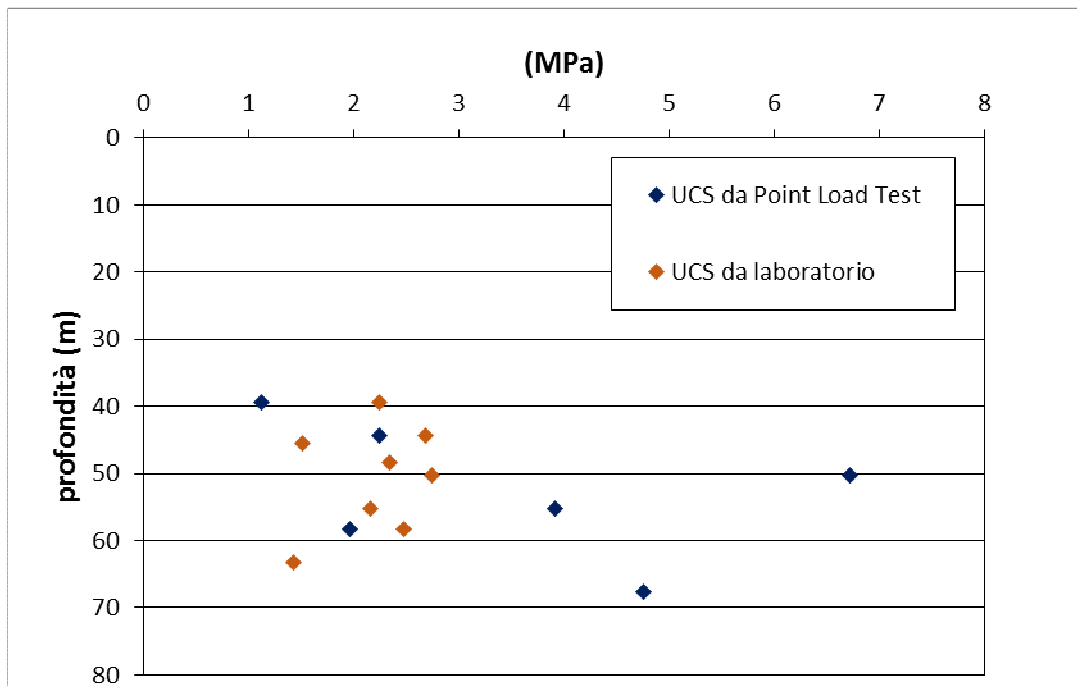


Figura 6-7 Distribuzione dei valori di UCS con la profondità per le Marne di Sant'Agata (mA)

Si distingue una lieve variazione del peso di volume naturale con la profondità, con valori che si concentrano nell'intervallo 18-22 kN/m³. Il campione dati relativo alla resistenza a compressione mono-assiale, ricavato sia dalle prove di laboratorio che dall'interpretazione dei Point Load Tests su provini relativi alle profondità di interesse dello strato meno alterato della formazione in esame, rivela una distribuzione abbastanza omogenea con la profondità, attorno ai valori 2-5 MPa.

Dall'esame delle distribuzioni di dati sopra riportate si delineano pertanto le seguenti parametrizzazioni fisico-meccaniche per la formazione delle Marne di Sant'Agata:

- Peso di volume: 19-20 kN/m³
- Resistenza a compressione mono-assiale: 2-5 kPa

Ai fini della determinazione del modulo elastico d'ammasso E_m si è operata una valutazione incrociata dei moduli così ottenuti:

- **Moduli elastici operativi**, desunti dai moduli elastici iniziali E_0 (cfr criteri esposti al par.5.4.4), a loro volta derivati tramite relazione analitica con la velocità delle onde di compressione misurata sui provini sottoposti a prova di compressione mono-assiale in laboratorio.

Nell'ambito delle prove di compressione mono-assiale in laboratorio sono state misurate le velocità di propagazione delle onde di volume all'interno dei provini testati: dalle V_p rilevate, nell'ordine dei 1900 m/s, discendono moduli elastici dinamici (*iniziali*) compresi fra 7200 e 7900 MPa.

- **Moduli elastici**, da prova dilatometrica in foro di sondaggio determinati valutando le medie armoniche dei moduli misurati ai 3 trasduttori diametrali, nell'ambito dei cicli di carico/scarico condotti sino a pressioni massime compatibili con il comportamento elastico del materiale.

Si sono nello specifico elaborati i risultati delle prove condotte nell'ambito del sondaggio AA301G038,SA301G040,L3-S10,L3-S11.

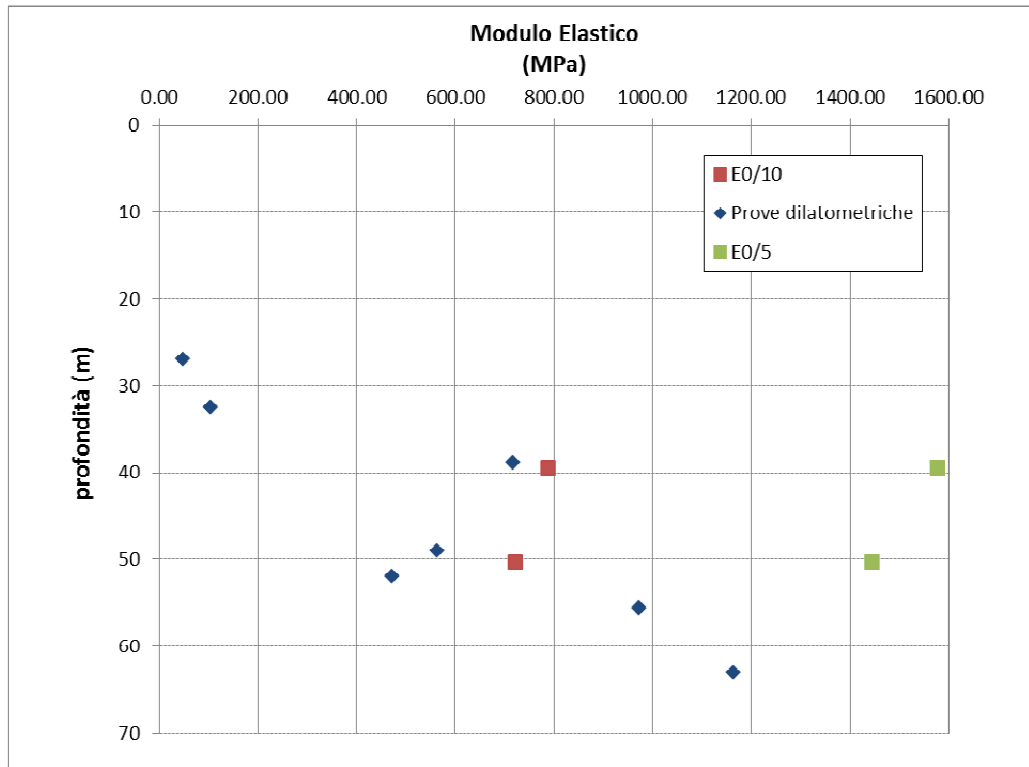


Figura 6-8 – Confronto moduli elastici

Dall'analisi dei valori ottenuti mediante i metodi sopra esposti, è possibile individuare una variazione del modulo elastico d'ammasso dell'unità geotecnica in esame nel range 500-1200 MPa, mentre i valori significativamente inferiori(50-100 MPa) si riferiscono ai sondaggi SA301G040 e L3-S11 e caratterizzano la parte più fratturata ed alterata dell'unità considerata(mA1).

Ai fini della definizione del GSI, sono stati analizzati i rilievi geostrutturali disponibili per la formazione in disamina e derivati, tramite BRMR, gli indici di classificazione geo-meccanica dell'ammasso.

Si è considerato nello specifico il Rilievo Geostrutturale RS47, eseguito nell'ambito della Campagna pedepedeutica alla Progettazione Preliminare.

Il rilievo RS 47 è stato condotto sull'affioramento presente in corrispondenza del bivio situato ad est della Cappella Montei (quota 349 m, comune di Serravalle Scrivia), all'altezza della progressiva km 31 con riferimento al tracciato della galleria. L'ammasso si presenta intensamente alterato ed è costituito da marne sabbiose di color nocciola organizzate in strati centimetrici laminati, interessate da rare intercalazioni di arenarie fini, di spessore massimo par a 2 cm.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 54 di 107

L'elaborazione dei dati rilevati ha condotto alla definizione di un GSI (tramite correlazione con BRMR) per l'ammasso compreso fra 38 e 48.

6.3.2. Sintesi parametrizzazione geomeccanica

Si riporta in Tabella 6-2 il riepilogo dei parametri fisici e meccanici derivati dalla caratterizzazione geotecnica e geomeccanica.

Per ogni parametro fisico/meccanico è fornito, laddove opportuno, uno specifico intervallo di variabilità e, contestualmente, il valore ritenuto mediamente rappresentativo per l'ammasso roccioso nelle varie condizioni geo-meccaniche analizzate.

In merito alla definizione del parametro m_i del criterio di resistenza di Hoek Brown, la definizione dell'intervallo di riferimento 5-9 (con valore di calcolo 7) discende dal range suggerito in letteratura.

Formazione	γ	k	ν	UCS	σ_t	m_i	GSI	E_{RM}
	[kN/m ³]	[m/s]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]
<i>mA2</i>	19/20	$10^{-7} / 10^{-9}$	0.30	2÷5 (3)	0.50 1.00	5÷9 (7)	40÷45 (43)	500÷1200

Tabella 6-2 – Parametrizzazione geo-meccanica per la formazione delle Marne di Sant'Agata (mA2 – mA1)

Per quanto riguarda la parte più alterata della formazione (mA1), si assumono caratteristiche di resistenza pari ai valori inferiori dei range sopra individuati e un modulo elastico nell'intervallo

$E_m = 100-200$ MPa.

Con riferimento all'ammasso entro la fascia tettonizzata, al contatto con il membro di Riomaggiore, si assume ragionevolmente un range per l'indice GSI pari a 30-40 (valor medio indicativo pari a 35).

L'adozione di tale intervallo è mutuata dall'approccio di classificazione geo-meccanica proposto da Hoek-Marinos per formazioni di origine sedimentaria tettonicamente indisturbate, ma caratterizzate da variabilità litologica (Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses - 2005). Nello specifico, gli autori suggeriscono per formazioni quali molasse in condizioni di confinamento significativo (come nel caso di gallerie profonde) e poste entro zone di faglia, l'impiego di valori di Indici GSI compresi nell'intervallo 25-45.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 55 di 107

6.4. Membro di Riomaggiore (gS)

6.4.1. Note introduttive

Il Membro di Riomaggiore è su larga scala un'unità assimilabile alle limitrofe formazioni argillitiche, come si evince anche dall'osservazione delle cassette stratigrafiche, da cui si differenzia per subordinati strati arenacei e livelli gessosi. Ci si attendono pertanto comportamenti di resistenza e deformabilità paragonabili a quelli che caratterizzano tali unità.



Figura 6-9. Cassette con carote di gS

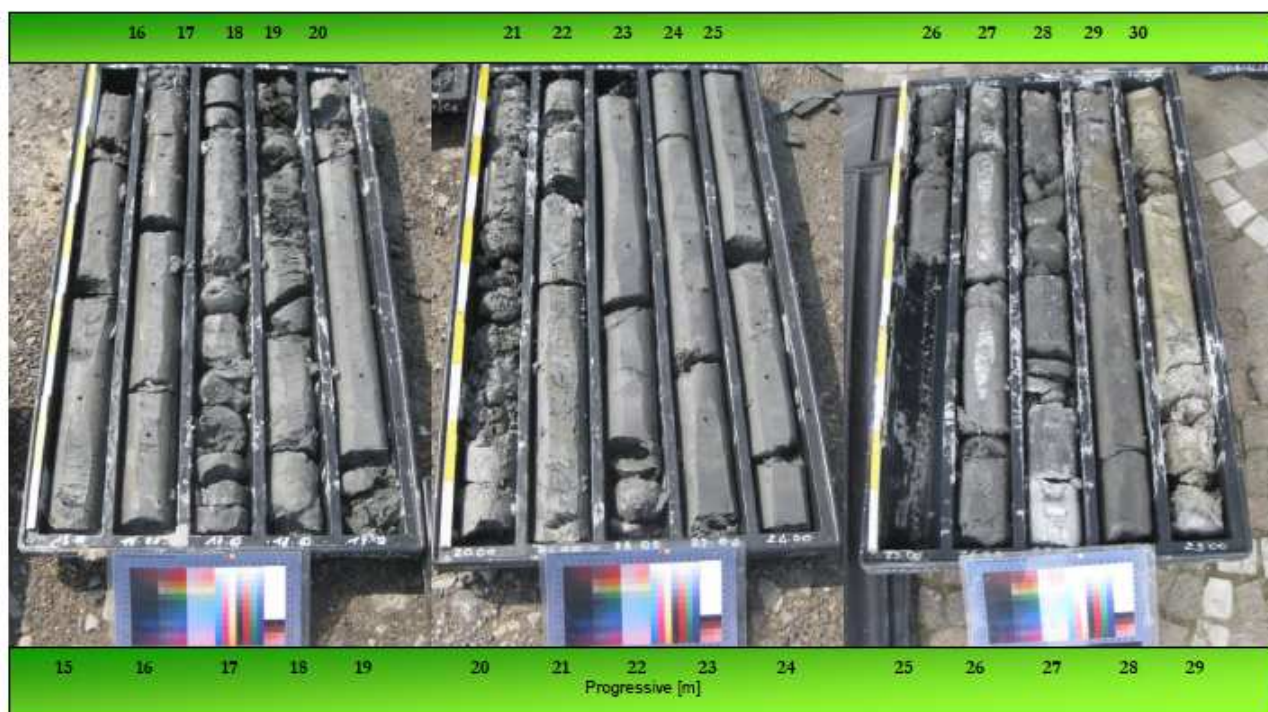


Figura 6-10. Cassette con carote di gS relative a sondaggi di altri progetti nella stessa area

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01
	Foglio 56 di 107



Figura 6-11. Sondaggio S0V42-4, dettaglio dell'unità aL.



Figura 6-12. Sondaggio L3S13, passaggio dalla formazione delle aL ai cC .

6.4.2. Caratterizzazione fisico-meccanica

Sono state analizzate in particolare i risultati delle prove in situ e/o in laboratorio condotte nell'ambito dei sondaggi geognostici SC28 (PD) e SA301B041 (PP).

Sono state nello specifico considerati i risultati delle seguenti prove in situ/laboratorio:

- SC28 e SA301B041: prove SPT in foro di sondaggio
- SA301B041: prova dilatometrica condotta alla profondità di 29.50 m da p.c.
- SA301B041: prove di caratterizzazione fisica (peso di volume naturale, analisi granulometrica per vagliatura e sedimentazione) condotta sul provino prelevato alla profondità di 27.20 m da p.c.

Dalle prove di caratterizzazione fisica sono discese le seguenti proprietà:

- Peso di volume naturale: 19.00-19.50 kN/m³
- Granulometria: limo sabbioso debolmente argilloso
- Limite liquido: 36
- Limite Plastico: 23
- Indice di plasticità: 13

In merito ai risultati della prova SPT, è noto come essa venga comunemente usata nella parametrizzazione dei terreni granulari quali sabbie e ghiaie mentre il suo utilizzo risulta più limitato nei terreni coesivi quali limi e argille: ne discende che, per la formazione in disamina, i risultati delle prove SPT e le relative interpretazioni risultano prevalentemente indicativi.

In generale le formule empiriche (NAVFAC 1982, Schmertmann 1977, Japanese Railways 1971, Road Bridge Specification 1971) utilizzate per la caratterizzazione dei terreni sabbiosi tendono a sovrastimare l'angolo di resistenza al taglio del terreno. Si ritiene pertanto prudentiale individuare nel range 25-35° (valori minimi da correlazione, si veda grafico seguente) un intervallo rappresentativo per la resistenza a taglio della formazione in oggetto, specie in relazione all'esiguo campione di dati sperimentali disponibile.

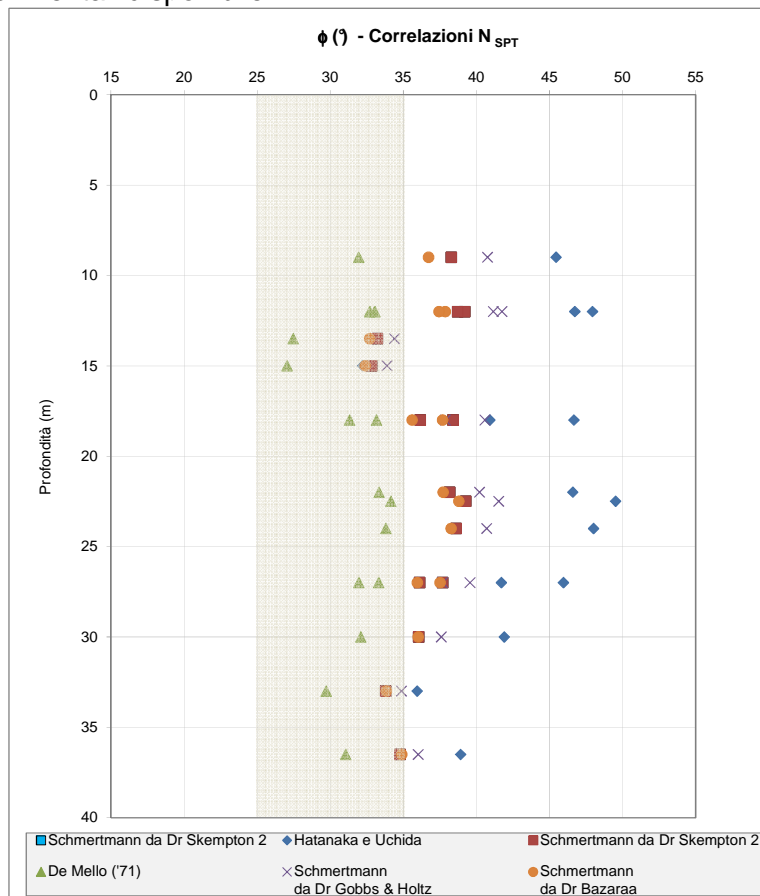


Figura 6-13 Formazione del Membro di Rigoroso (gS) - Distribuzione con la profondità dei valori di angolo di attrito ottenuti da correlazioni con SPT

In merito ai parametri di deformabilità sono state tenute in conto le prove geofisiche nella zona di interesse, integrando le indagini di PE con prove sismiche relative ad altri progetti nella stessa area.

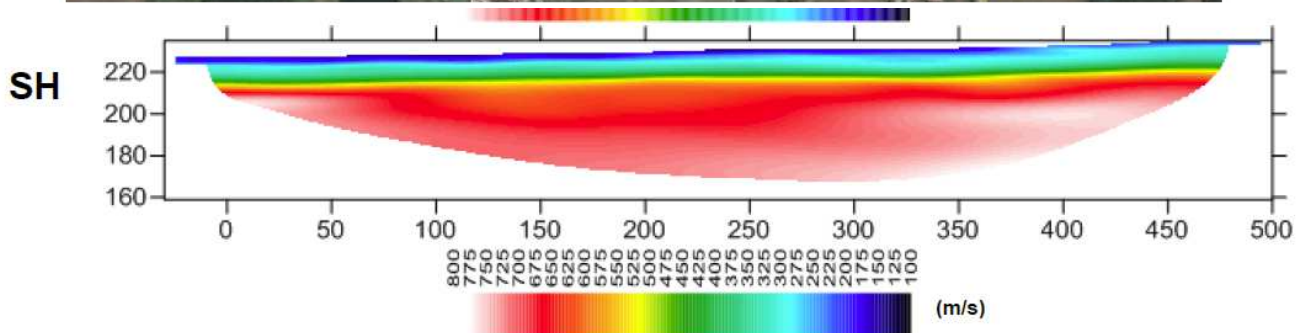


Figura 6-14. Velocità delle onde di taglio – stendimento L1_1

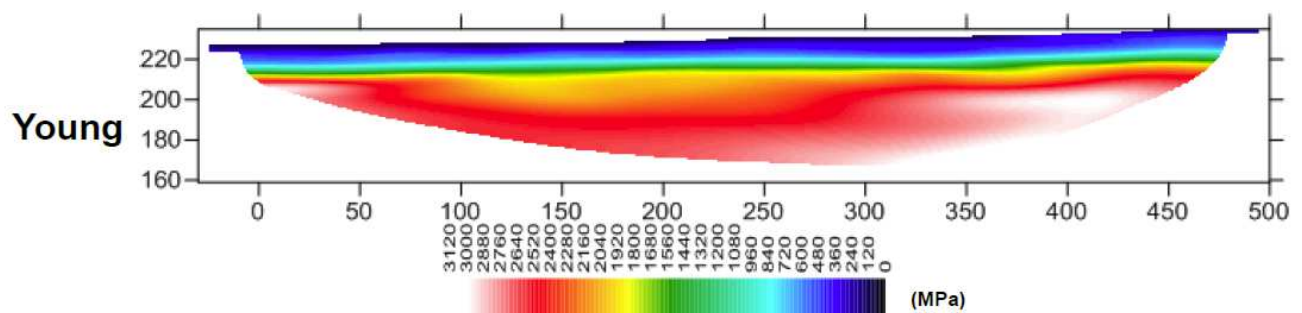


Figura 6-15. Modulo elastico dinamico - stendimento L1_1

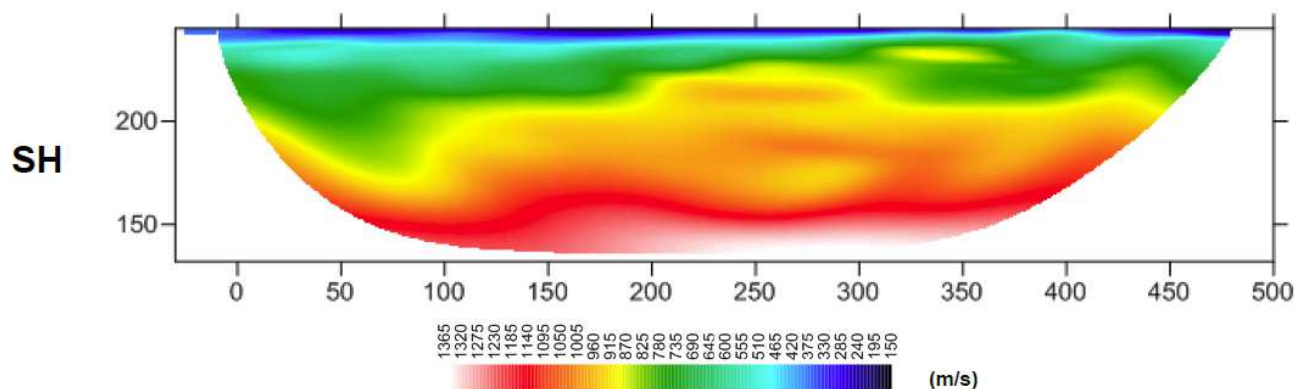


Figura 6-16. Velocità delle onde di taglio – stendimento L1_2

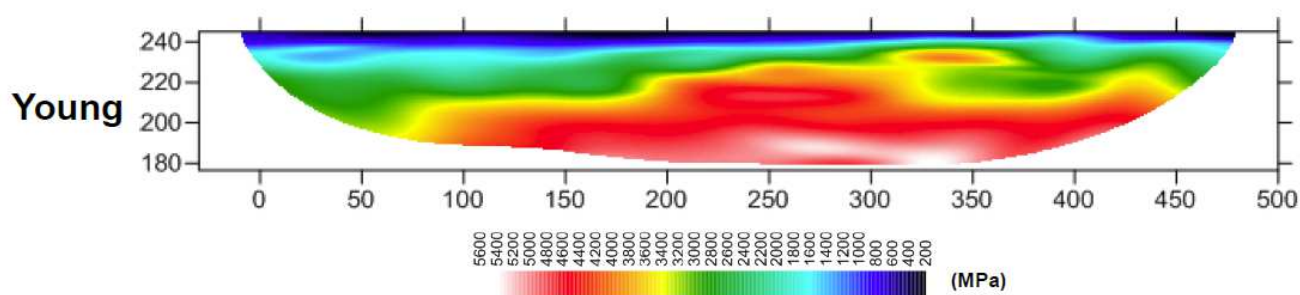


Figura 6-17. Modulo elastico dinamico - stendimento L1_2

I risultati delle indagini sismiche a rifrazione della GN1BA sono riportati nelle immagini sovrastanti.

Lo stendimento L1_1 indaga in particolare la zona di transizione aL/cC, con uno strato superficiale di fl2. Questi ultimi hanno velocità delle onde di taglio di circa 150-250 m/s, con moduli elastici dinamici di 200-350 MPa e moduli elastici operativi di 30-50 MPa. I cC e le aL invece hanno da $V_s \approx 400$ m/s fino a 850 m/s per gli spessori di interesse, con moduli elastici dinamici superiori a 1500 MPa e moduli elastici operativi tra 150 e 450 MPa.

Lo stendimento L1_2 invece indaga la zona che va dal passaggio tra le formazioni cC e gS, con copertura formata dallo strato superficiale di deposito alluvionale. In particolare si può vedere come la risposta in termini di velocità degli strati colga il paleoalveo posto alla pk 32+900 circa.

Gli fl2 mostrano sempre velocità che arrivano ai 300 m/s, mentre non si vede un vero e proprio passaggio tra le due formazioni argillose come definito dai profili di progetto. Le velocità sono comunque dell'ordine di 450-650 m/s da 8-10 m di profondità fino a 20-30 m per raggiungere dai 30 ai 40 m valori superiori a 800 m/s. Gli intervalli di modulo elastico dinamico sono pertanto 1000-2400 MPa (con picchi di 3500 oltre i 30 m) e i valori di modulo elastico operativo nella zona di interesse variano da 150 a 500 MPa.

I risultati sono confrontabili con le prove geofisiche relative a progetti diversi nella stessa area, di cui si riporta il risultato di due down-hole in termini di modulo elastico operativo.

Le prove (Figura 6-18), eseguite nel Novembre del 2006 sul sito di futura costruzione dell'edificio commerciale denominato Intervento A per conto della società proprietaria Retail Park One S.r.l., ha fornito valori del modulo elastico operativo, calcolato secondo quanto indicato al par. 5.4.4, compresi nell'intervallo 200-600 MPa (Figura 6-18 profondità > 15m).

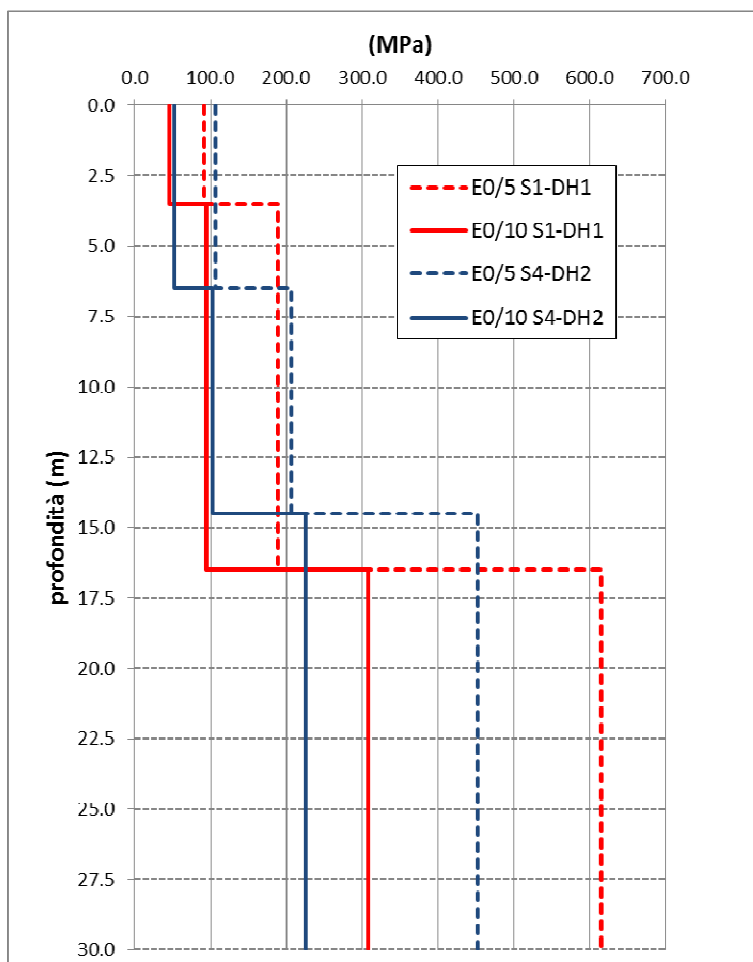


Figura 6-18 - Modulo elastico operativo da prova Down-Hole

6.4.3. Sintesi parametrizzazione geotecnica

Si riporta nella seguente tabella il riepilogo dei parametri fisici e meccanici derivati dalla caratterizzazione geotecnica. Per ogni parametro fisico/meccanico è fornito, laddove opportuno, uno specifico intervallo di variabilità rappresentativo per l'unità geotecnica in esame.

Formazione	γ	k	ν	ϕ	c'	E
	[kN/m ³]	[m/s]	[-]	°	[kPa]	[MPa]
<i>gS</i>	19/20	(10 ⁻⁷)10 ⁻⁸ / 10 ⁻¹⁰ Faglia: 10 ⁻⁷ / 10 ⁻⁹	0.30	25-32	30-50	200-500

Tabella 6-3 – Parametrizzazione geotecnica per la formazione del Membro di Rigoroso (*gS*)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01
	Foglio 61 di 107

6.5. Argille di Lugagnano (aL)

6.5.1. Caratterizzazione fisico-meccanica e geotecnica

La caratterizzazione geomeccanica delle Argille di Lugagnano è stata condotta sulla base delle risultanze delle prove in situ e/o in laboratorio condotte nell'ambito dei sondaggi geognostici compresi nell'area di interesse ed elencati di seguito per fase di progettazione.

Campagna di indagini P.P.

- AA301B042
- XA301G022
- XA301G023
- EA301B043
- XA301G024
- XA301R010
- XA301R011
- EA301R044
- XA301R004

Campagna di indagini P.D.

- SF10

Campagna di indagini P.E. (Lotto 1)

- SI48

Campagna di indagini P.E. (Lotti 2 e 3)

- | | |
|------------|-----------|
| - L3 - S01 | - L3-S51 |
| - L3-S02 | - S0V42-1 |
| - L3 - S03 | - S0V42-2 |
| - L3 - S05 | - S0V42-3 |
| - L3-S06 | - S0V42-4 |
| - L3-S07 | - L2-S16 |
| - L3-S11 | - L2-S01 |
| - L3-S12 | - L2-S03 |
| - L3-S13 | - L2-S02 |

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5100ECVRBGN0000002A01	Foglio 62 di 107

- | | |
|----------|----------|
| - L3-S14 | - L2-S53 |
| | - L2-S44 |
| - L3-S16 | - L2-S46 |

Nello specifico sono stati elaborati i risultati di:

Prove di sito

- prove SPT condotte in foro di sondaggio
- prove di permeabilità tipo Lefranc e tipo Lugeon
- prove pressiometriche e dilatometriche
- prove geofisiche

Prove di laboratorio

La definizione dei parametri fisico-meccanici delle Argille di Lugagnano è derivata anche dall'analisi delle prove di laboratorio condotte sia sui campioni rimaneggiati che indisturbati prelevati nei fori di sondaggio (prove di caratterizzazione fisica – peso di volume, analisi granulometriche per vagliatura e sedimentazione, limiti di consistenza – e prove meccaniche - Taglio Diretto, prova Triassiale tipo CID - CIU - UU, prova edometrica).

Proprietà fisiche

In Figura 5-1 e Figura 5-2 vengono riportati le principali caratteristiche fisiche di interesse progettuale, ricavate dalle prove di laboratorio prese in considerazione.

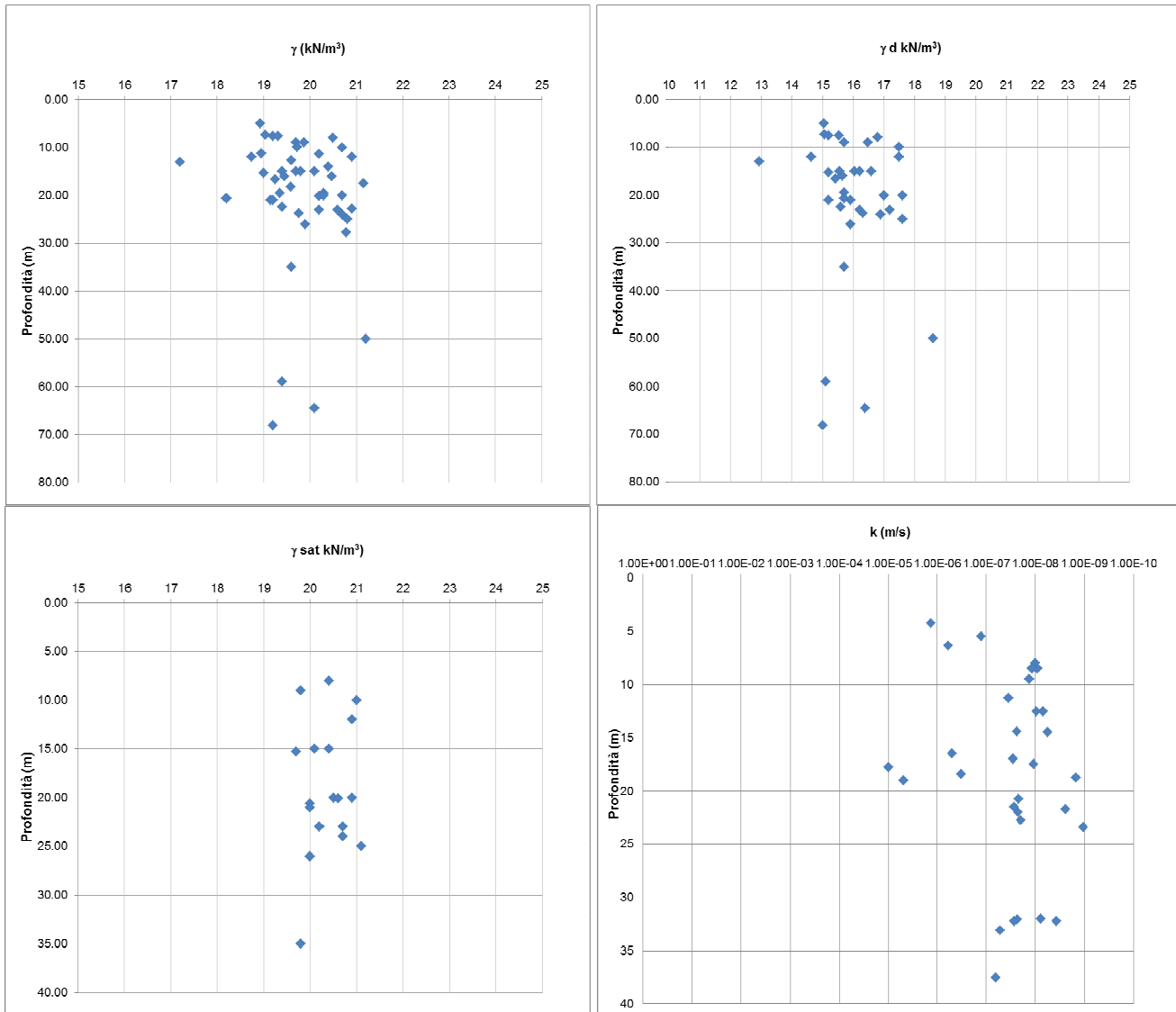


Figura 6-19. Argille di Lugagnano – caratteristiche fisiche

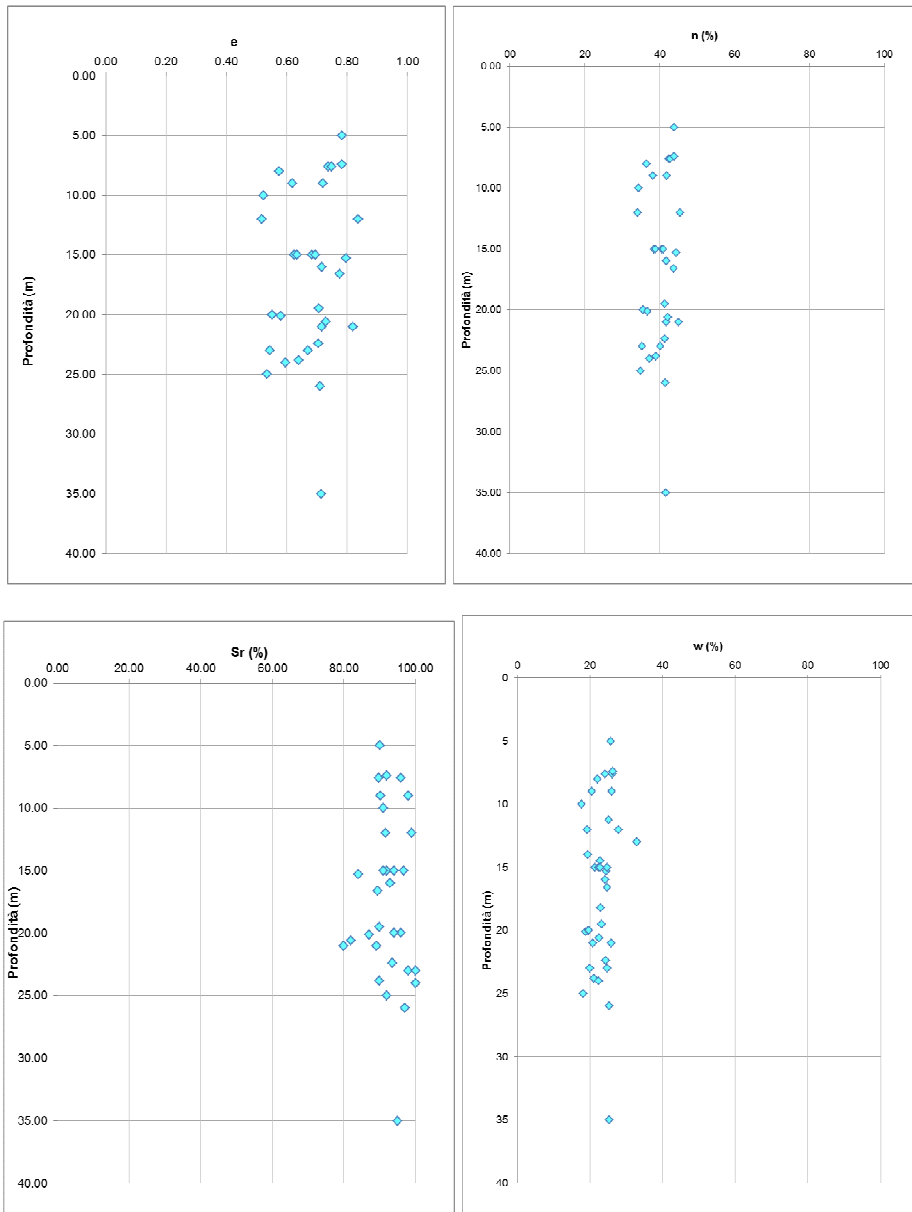


Figura 6-20 Argille di Lugagnano - caratteristiche fisiche

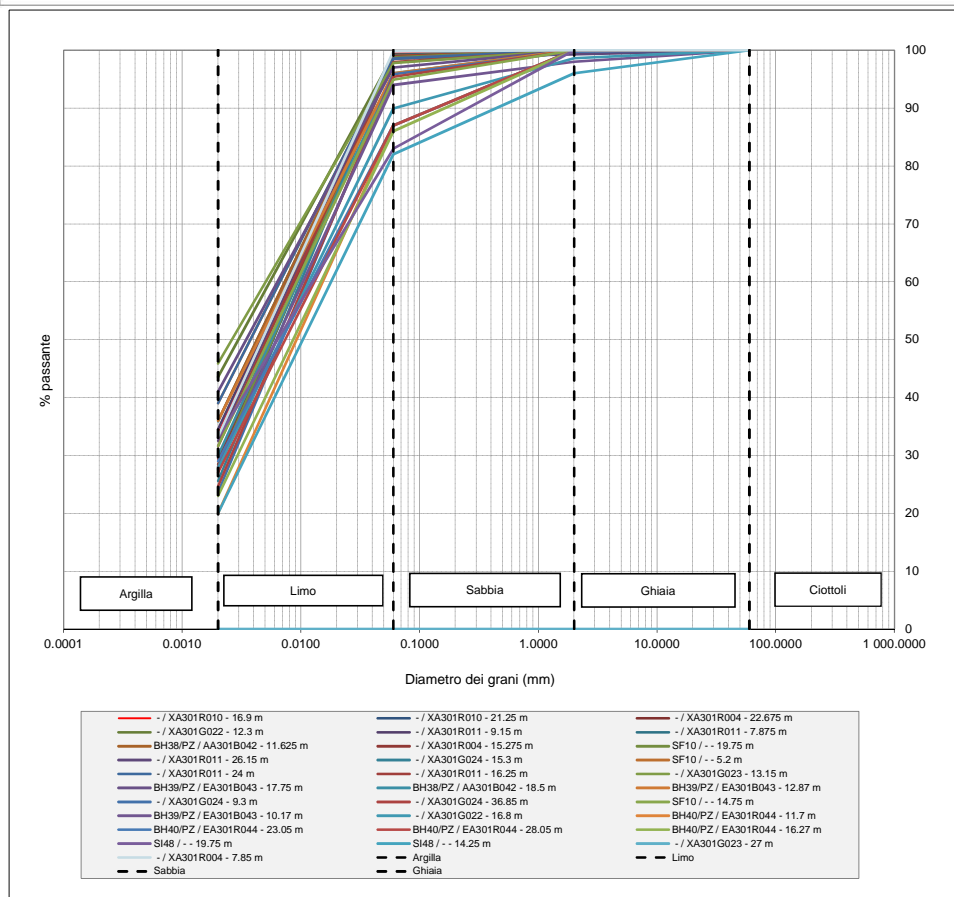
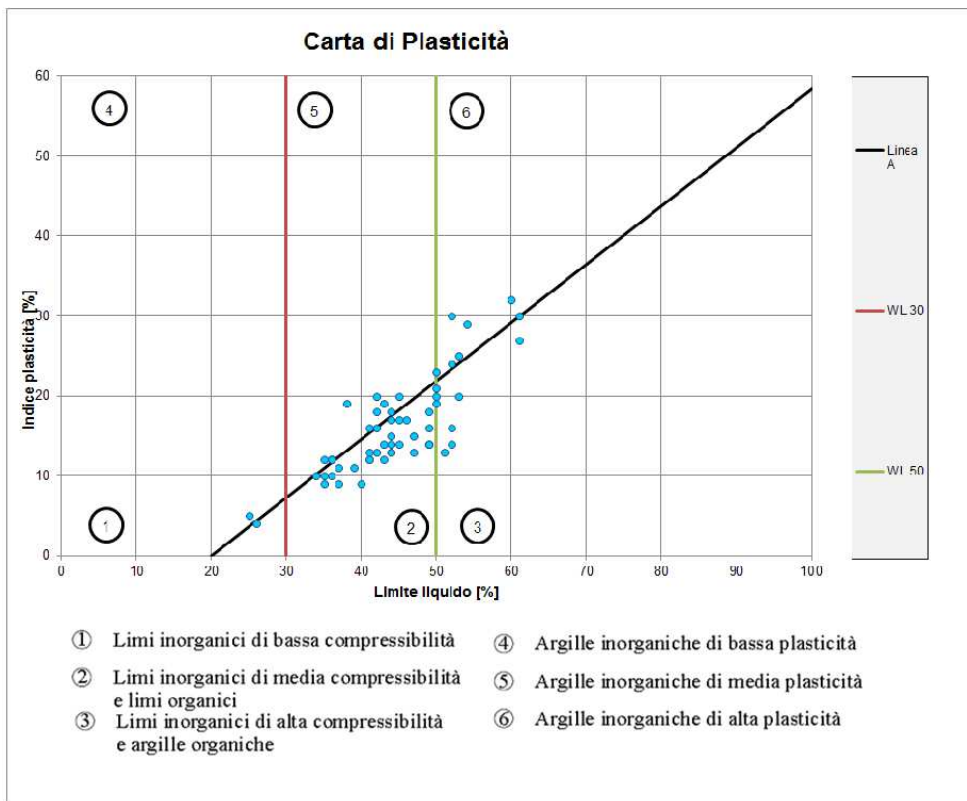


Figura 6-21. Argille di Lugagnano – Carta di plasticità e fusi granulometrici

L'analisi granulometrica per vagliatura restituisce il quadro di un terreno composto in prevalenza dalle componenti limose ed argillose: la determinazione dei limiti di consistenza qualifica l'unità del Lugagnano a cavallo tra le argille inorganiche di media/alta plasticità e i limi inorganici di media/ alta compressibilità e limi organici

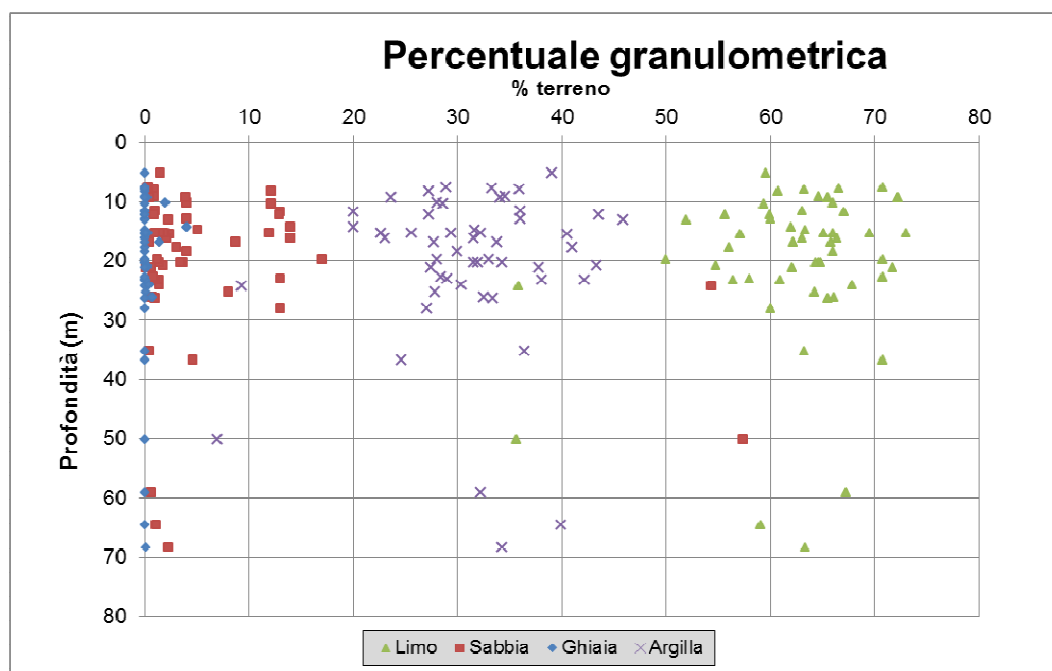


Figura 6-22. Argille di Lugagnano – distribuzioni di percentuale granulometrica

Proprietà meccaniche di resistenza

L'analisi dei risultati delle prove meccaniche delinea una distribuzione dei parametri di resistenza caratterizzata da un leggero incremento dei parametri medi con la profondità.

Il valore di coesione non drenata aumenta da valori minimi di 200 kPa fino a 600 kPa già nei primi 15 m, indicando buone caratteristiche di resistenza proprie di una formazione marnosa.

I risultati delle prove tabellati di seguito mostrano i risultati in termini di coesione e angolo di attrito ricavati da prove triassiali e di taglio diretto. Nonostante siano stati riportati tutti i risultati di laboratorio per chiarezza, si ritiene che le prove di taglio effettuate su campioni rimaneggiati non siano rappresentative per caratterizzare l'intervallo del parametro c' .

In via cautelativa ai fini progettuali, il range che caratterizza la formazione nei calcoli verrà suddiviso in due gruppi, andando ad attribuire valori minimi e medi allo strato più superficiale (dai 7-10 fino ai 15-20m) e i valori medi massimi allo strato più profondo, in accordo anche con le prove geofisiche e le stratigrafie di sondaggio che mostrano un passaggio da argille e argille marnose consistenti ad argille molto consistenti e a marne argillose.

In merito ai risultati della prova SPT, è noto come essa venga comunemente usata nella parametrizzazione dei terreni granulari quali sabbie e ghiaie mentre il suo utilizzo risulta più limitato nei terreni coesivi quali limi e argille: ne discende che, per la formazione in disamina, i risultati delle prove SPT e le relative interpretazioni risultano prevalentemente indicativi.

In generale le formule empiriche (NAVFAC 1982, Schmertmann 1977, Japanese Railways 1971, Road Bridge Specification 1971) utilizzate per la caratterizzazione dei terreni sabbiosi tendono a sovrastimare l'angolo di resistenza al taglio del terreno. Nei limi argillosi delle Argille di Lugagnano i risultati delle prove SPT e le relative interpretazioni risultano prevalentemente indicativi e vengono usate in questo caso per valutare la consistenza del materiale e per verificare i parametri caratteristici ottenuti da altre prove in situ e in laboratorio. Per completezza si propone comunque qui di seguito la distribuzione dei valori di angolo di attrito calcolati secondo le correlazioni di cui sopra, in relazione alla profondità da pc. di esecuzione della prova SPT.

La distribuzione conferma come andamento il quadro emerso dall'elaborazione delle prove di laboratorio, con valori minori nei primi metri di passaggio dai depositi alla formazione più consistente che arriva ad essere molto consistente con molti valori di NSPT a rifiuto e comunque valori medi superiori a 50 colpi. I valori da correlazione dell'angolo di attrito sono però chiaramente più elevati dei risultati delle prove di laboratorio e non verranno presi in considerazione nella stima dei range di resistenza per il calcolo.

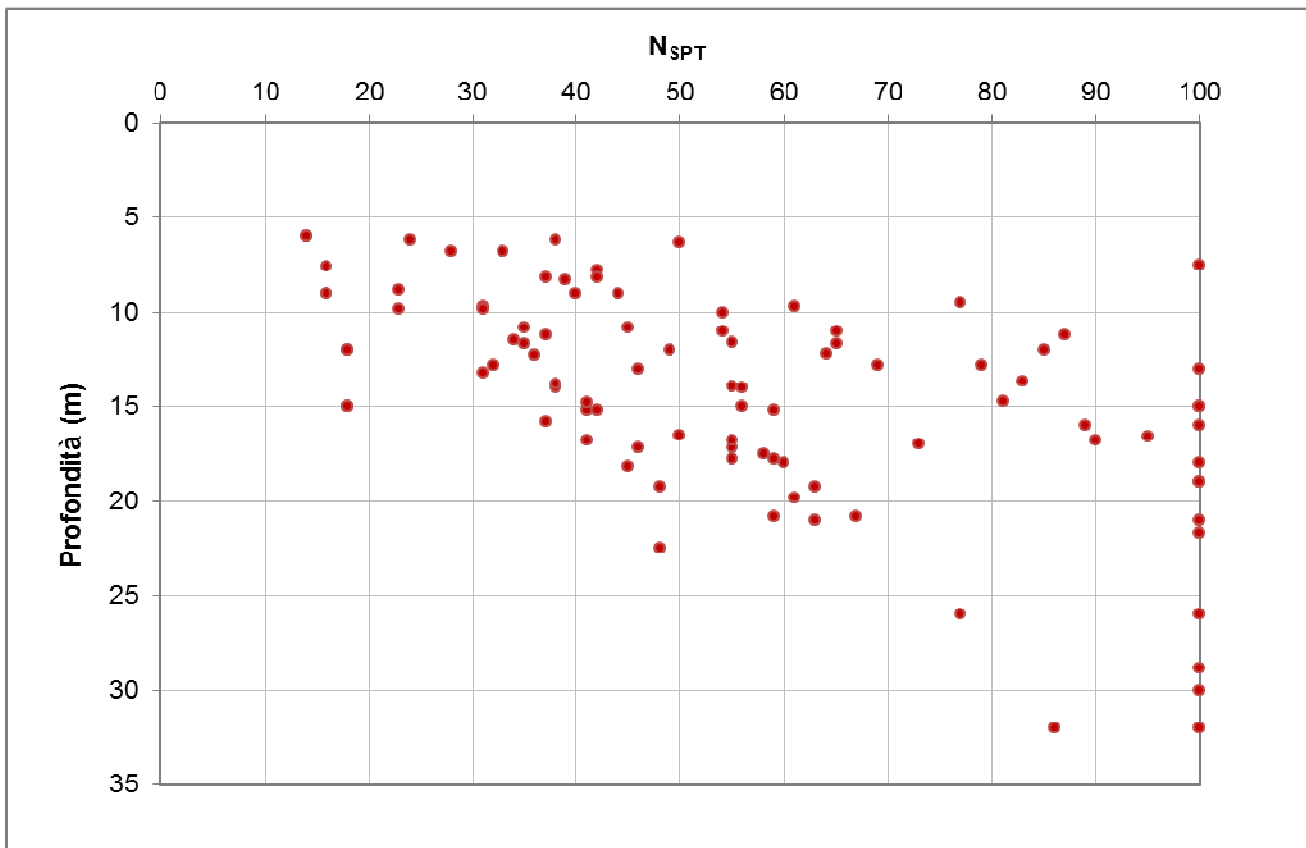


Figura 6-24. Argille di Lugagnano – Valori di NSPT

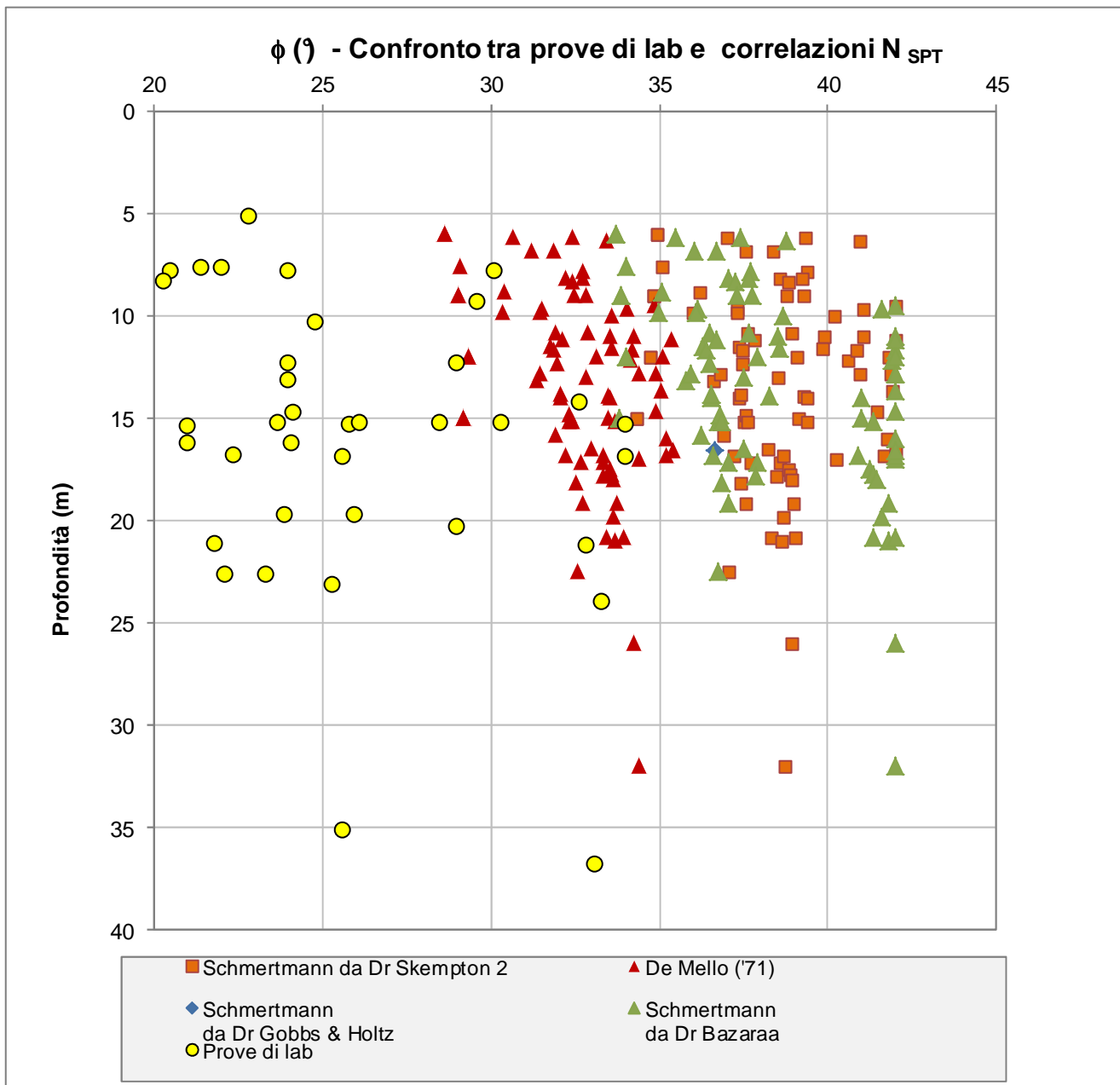


Figura 6-25. Argille di Lugagnano – Angoli d'attrito da NSPT e prove di laboratorio

Proprietà meccaniche di deformabilità

Dall'elaborazione delle prove edometriche disponibili si individua un grado di sovraconsolidazione decrescente con la profondità. In particolare gli strati superficiali, fino a profondità di circa 15-20m risultano caratterizzati da un forte grado di sovraconsolidazione (OCR 3-4), mentre gli strati più profondi presentano valori di OCR tipici di argille debolmente sovraconsolidate, al limite tendente ad uno.

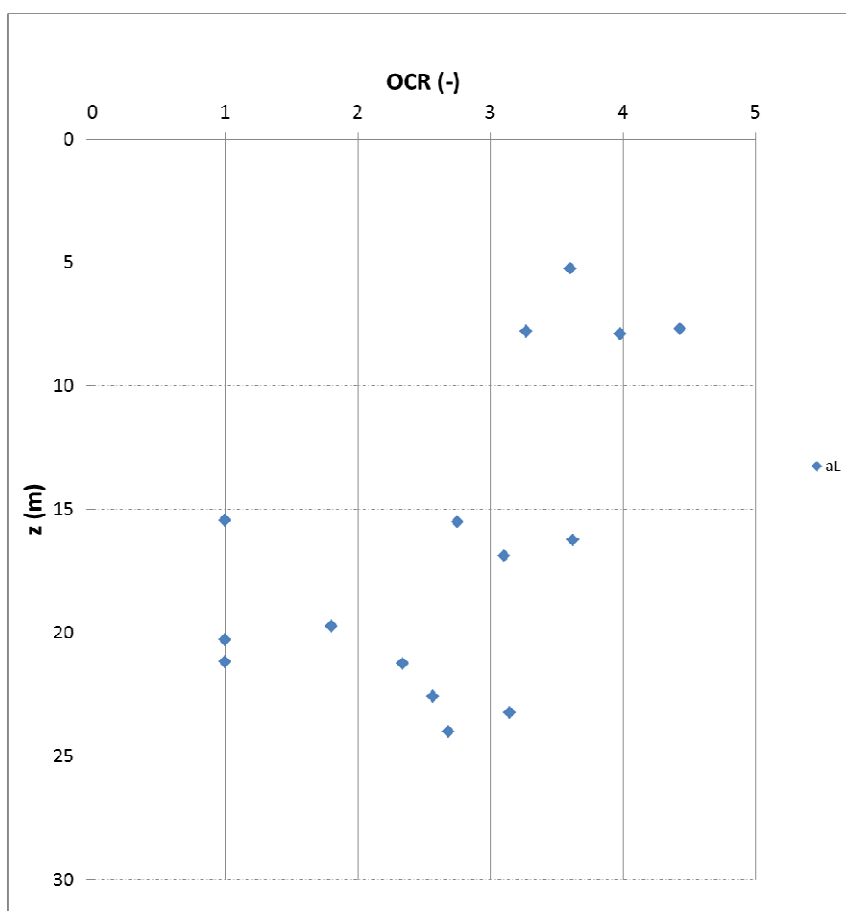


Figura 6-26 Argille di Lugagnano – Valori di OCR

Ai fini della valutazione delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso, si è considerato altresì l'insieme delle determinazioni ottenute dalle prove in sito (dilatometriche e pressiometriche) e per correlazione con l'esito delle prove SPT in foro di sondaggio. Per quanto riguarda la valutazione del Modulo Elastico, tale metodo di indagine presenta una maggiore affidabilità di quanto precedentemente accennato in seno alle valutazioni sui parametri di resistenza a taglio. Nel dettaglio sono state prese in considerazione le seguenti correlazioni: D'Apollonia - 1968; Jamiolkowski - 1988 (terreni SC); Webb - 1970, Stroud - 1989 e Schultze e Menzenbach - 1961.

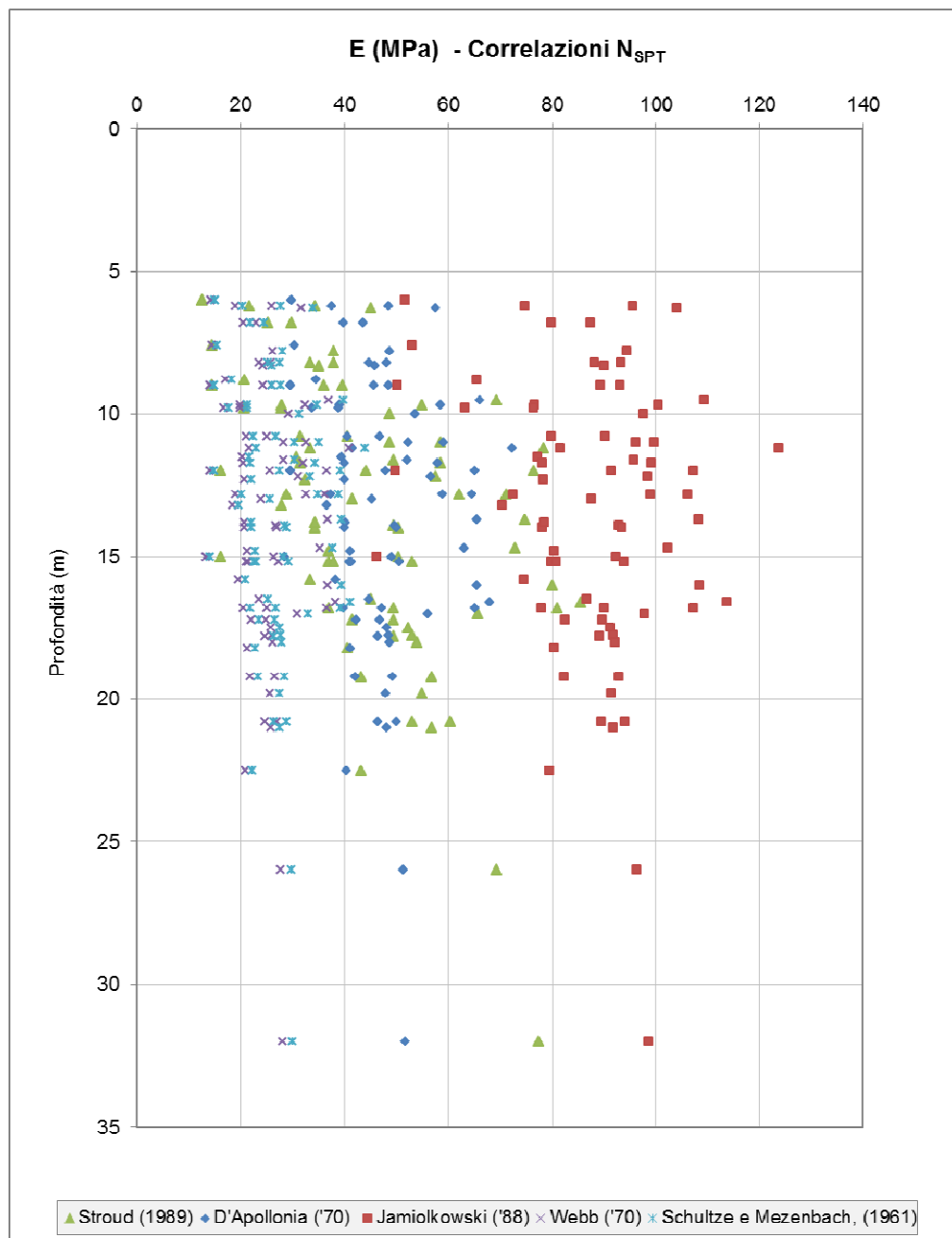


Figura 6-27 Argille di Lugagnano - Distribuzione con la profondità dei valori di Modulo elastico ottenuti da correlazioni con SPT

I risultati delle prove pressiometriche e dilatometriche distribuiti fino ai 70 m non mostrano un aumento importante con la profondità, se non per profondità prive di interesse per l'opera in esame. I valori si attestano dagli 80 MPa ai 250 MPa, considerando che i valori minimi considerati anche nei grafici corrispondono a particolari sondaggi con strati maggiormente destrutturati.

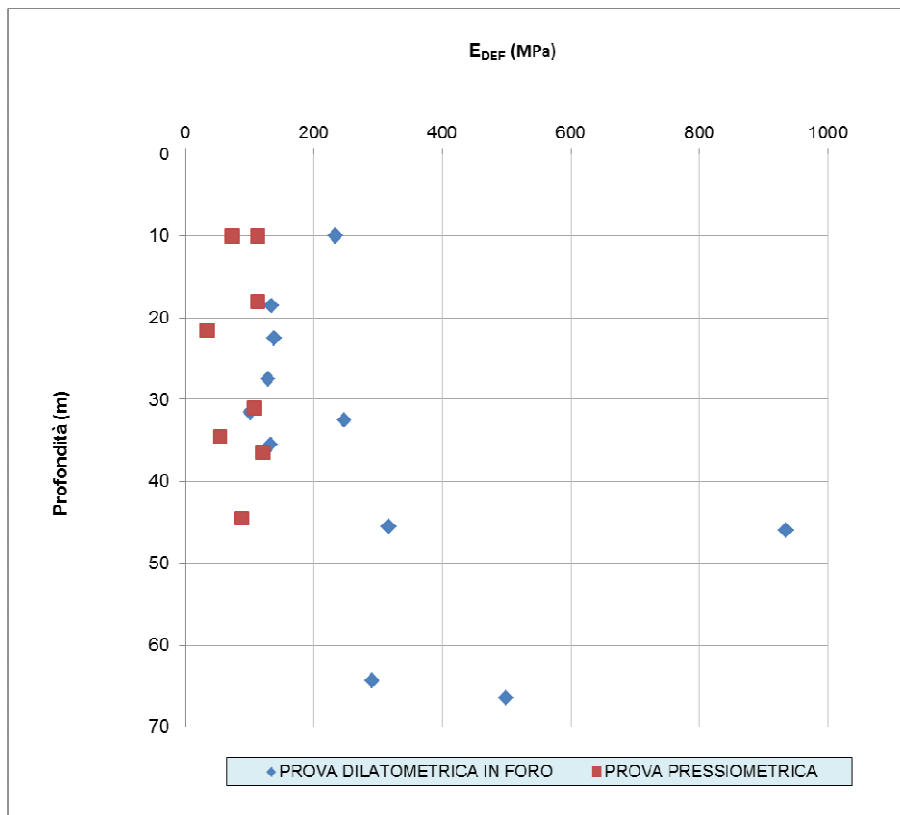


Figura 6-28 Argille di Lugagnano – Modulo di deformabilità – prove di sito

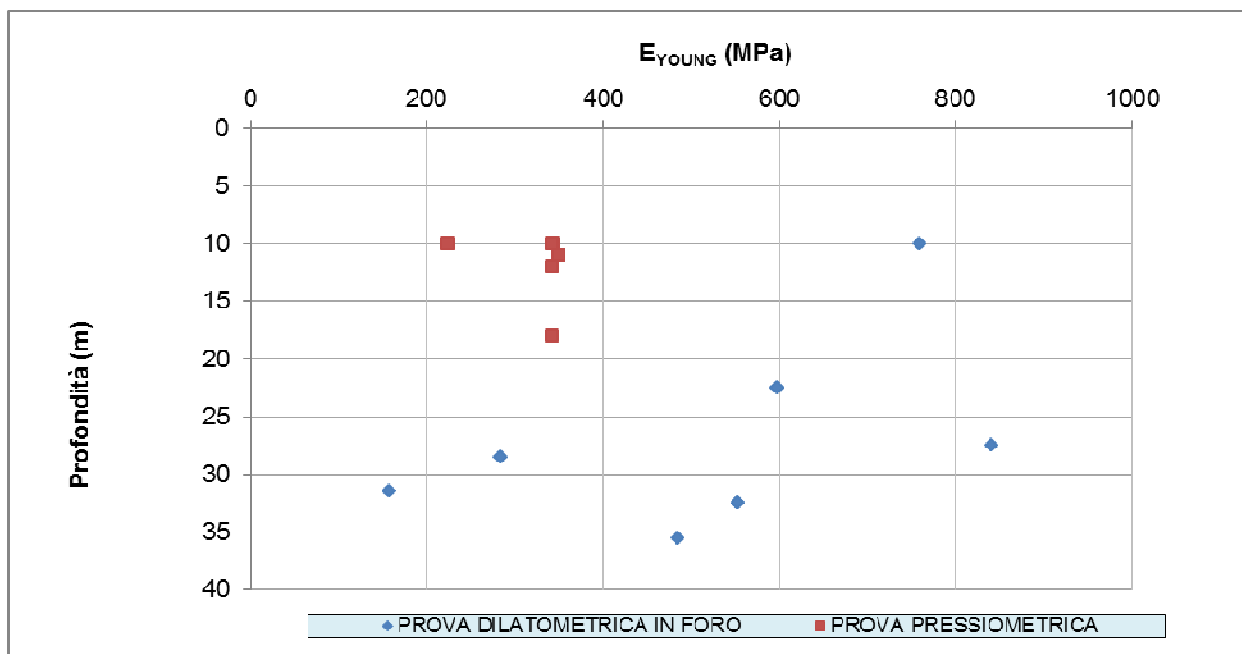


Figura 6-29 Argille di Lugagnano – Modulo di Young – prove di sito

Infine si riportano i risultati delle prove sismiche, in particolare gli stendimenti sismici e le Down-Hole. Per quanto riguarda le indagini a rifrazione, i risultati delle prove lungo la linea storica mostrano valori operativi dai 10÷12m superiori a 130 MPa e superiori a 200 MPa oltre i 20 m (GN41), mentre le prove poste più verso Nord lungo la futura galleria di linea mostrano valori di

velocità delle onde di taglio maggiori di 300 m/s già intorno ai 10 m e valori del modulo elastico dinamico superiori ai 3600 MPa. Questi risultati possono essere ritenuti come valore massimo per i range adottati nella caratterizzazione considerando cautelativamente un valore del modulo elastico operativo minimo pari a $E_0/10$ ($E_{op_max} = 200-350$ MPa).

I valori delle DH mostrano generalmente un aumento con la profondità nella formazione aL, ma non sono singolari casi in cui il valore di V_s resta pressoché costante anche fino ai 50m (cfr. immagini seguenti). I risultati mostrano valori del modulo elastico dinamico tali da poter ritenere accettabile un range per la formazione che va da un minimo di 150 MPa a massimi di 500 MPa, consapevoli del fatto che sono stati registrati valori di velocità delle onde anche pari a 900 m/s già a profondità di 15 m.

Si riportano di seguito l'andamento delle velocità e del modulo elastico operativo ricavato dalle prove DH nella zona delle Argille rispetto ai risultati delle prove di sito puntuali nella formazione. Le prove mostra valori di modulo operativo ($E_0/10$) leggermente più elevati rispetto ai risultati delle prove dilatometriche e pressiometriche alle stesse profondità nello strato tra 20m e i 40, mentre coglie con buona approssimazione il range definito per lo strato superficiale delle argille.

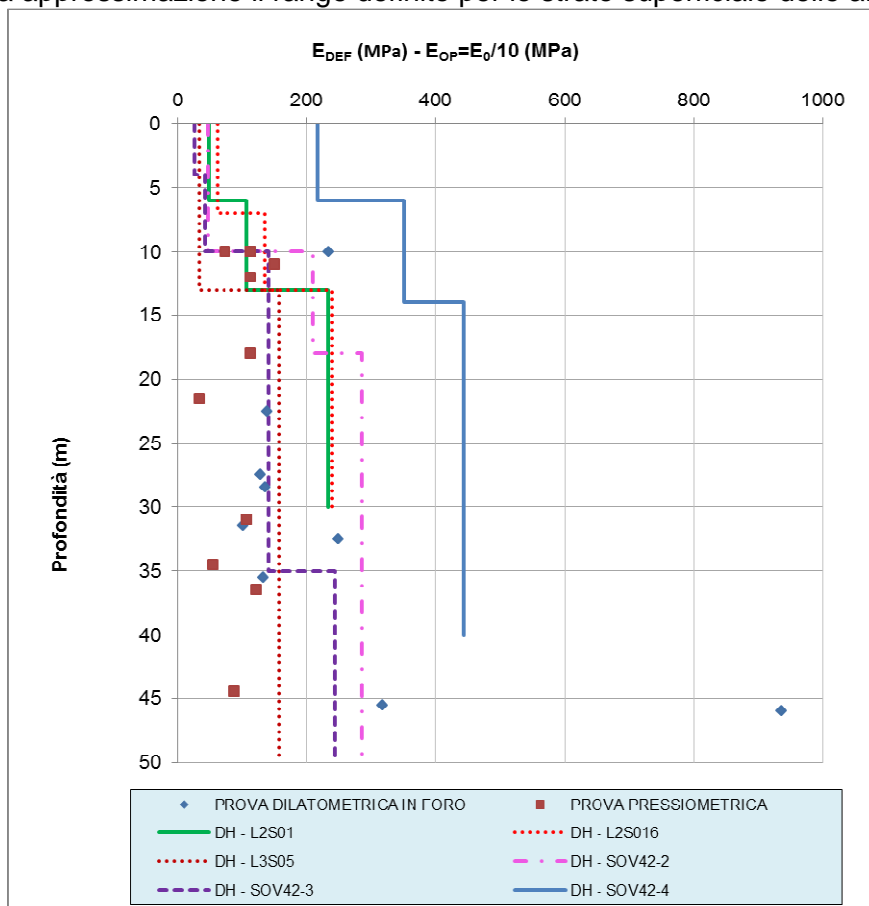


Figura 6-30. Confronto moduli operativi da DH e prove puntuali di sito

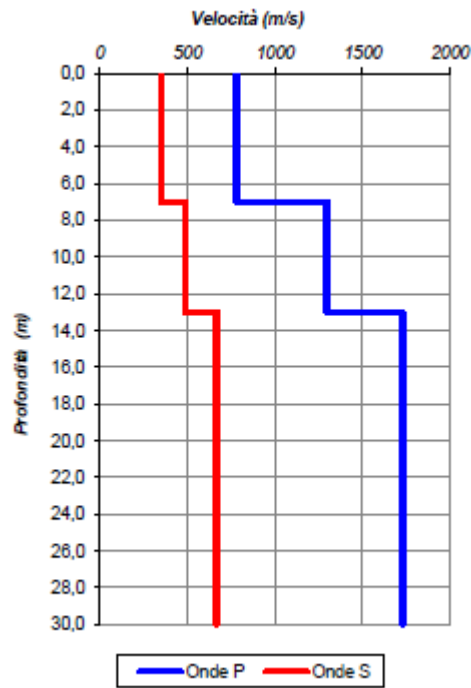


Figura 6-31. DH L2S16 (Eop=120÷300/220÷480 MPa)

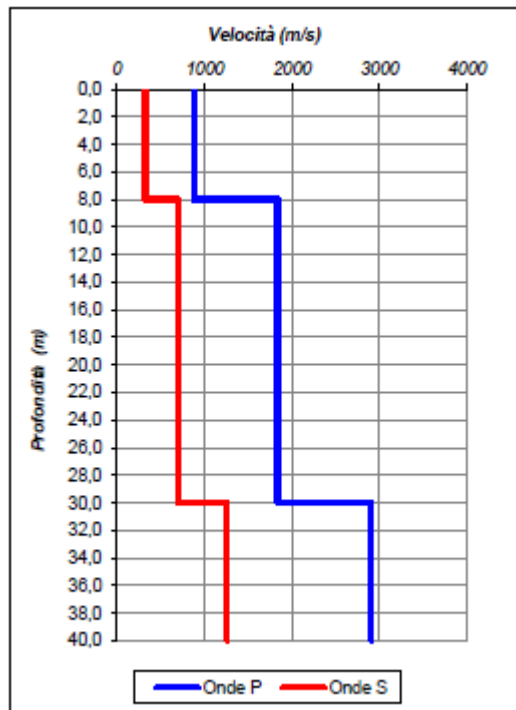


Figura 6-32. DH L2S07 – Eop==200-500 MPa

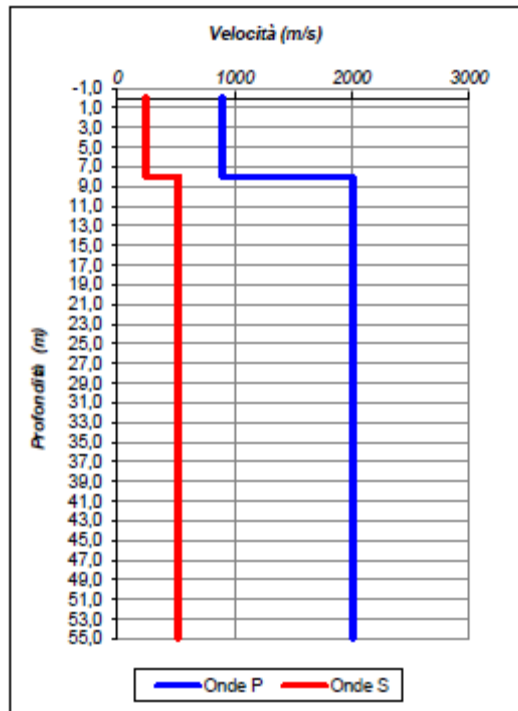


Figura 6-33. DH L3S05 - Eop==150-300 MPa

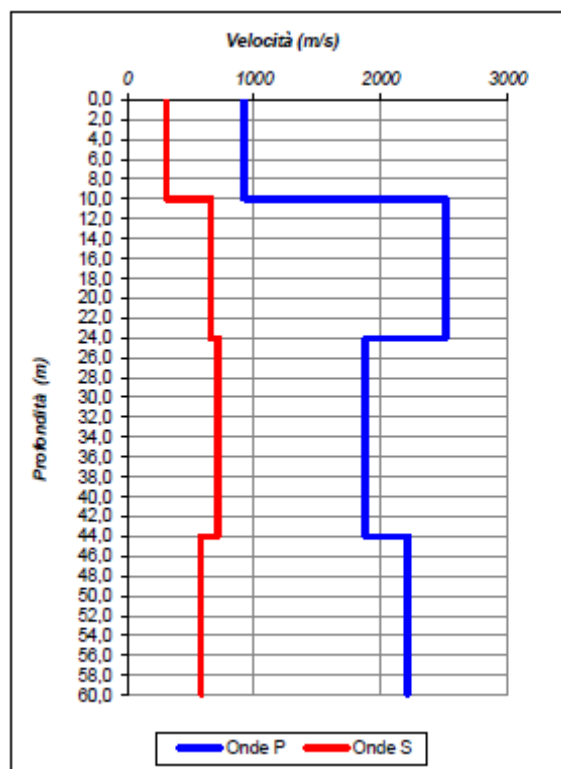


Figura 6-34. DH S0V42-2 - Eop==200-300 MPa

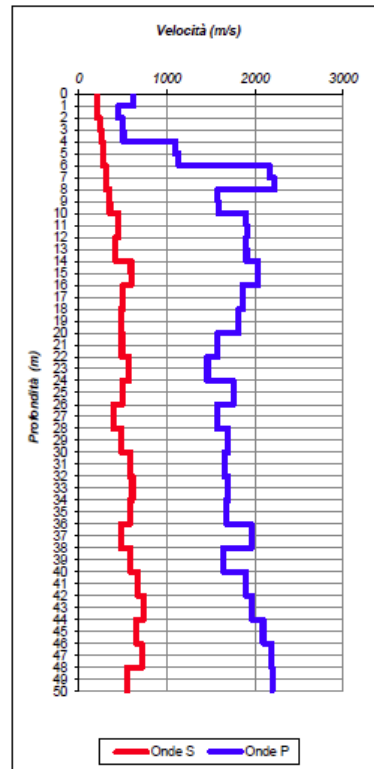


Figura 6-35. DH S0V42-3 - $E_{op} = 140-300$ MPa

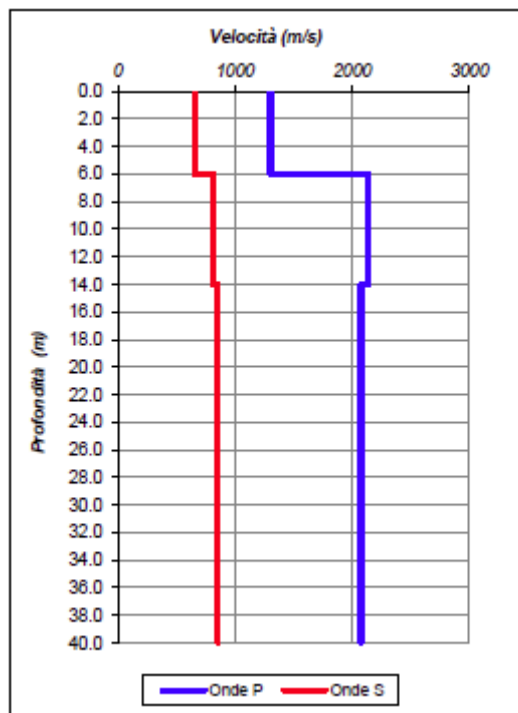


Figura 6-36. DH S0V42-4 - $E_{op} = 290-800$ MPa



Figura 6-37 Ubicazione stendimento 1 – GN41

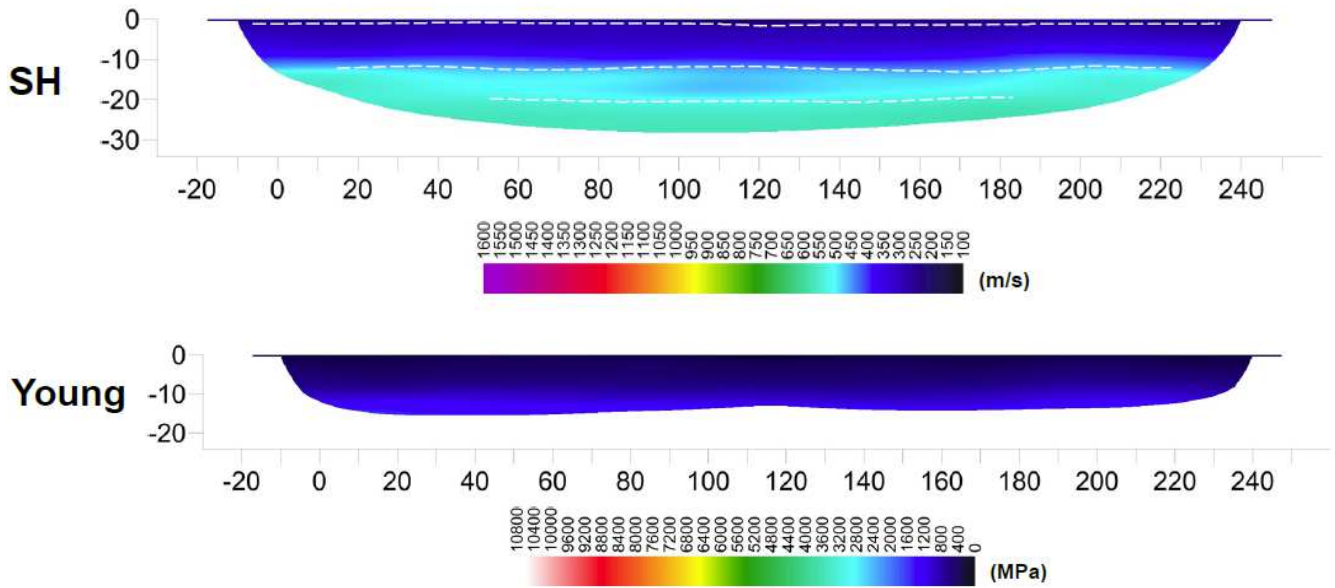


Figura 6-38 Risultati linee sismiche 1 – GN41



Figura 6-39 Ubicazione stendimento 2 – GN41

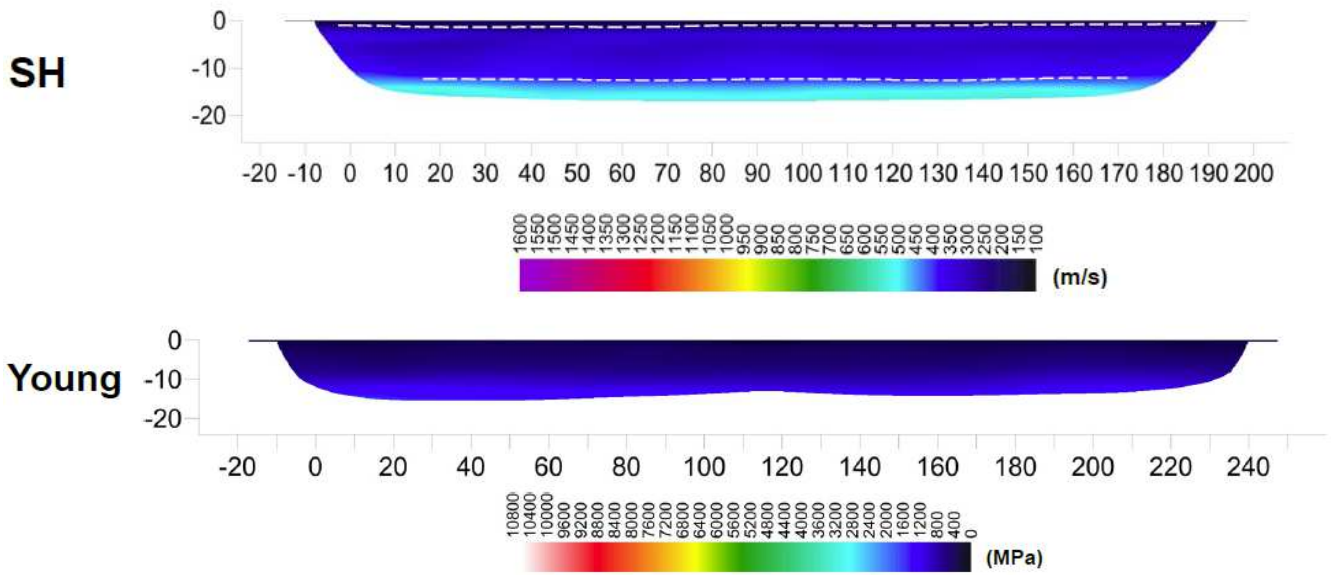


Figura 6-40 Risultati linee sismiche 2 – GN41

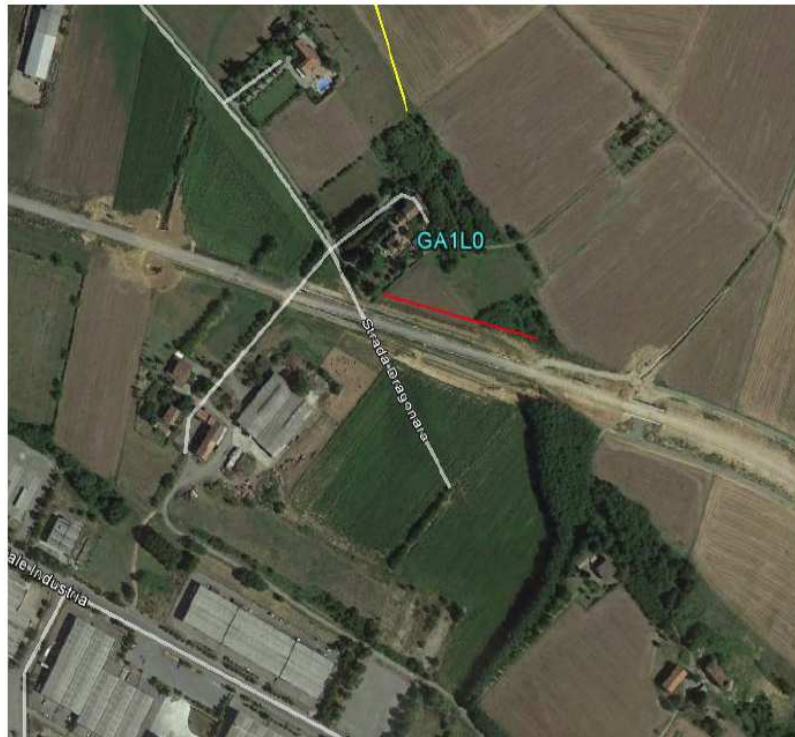


Figura 6-41 Ubicazione stendimento - GA1LL1

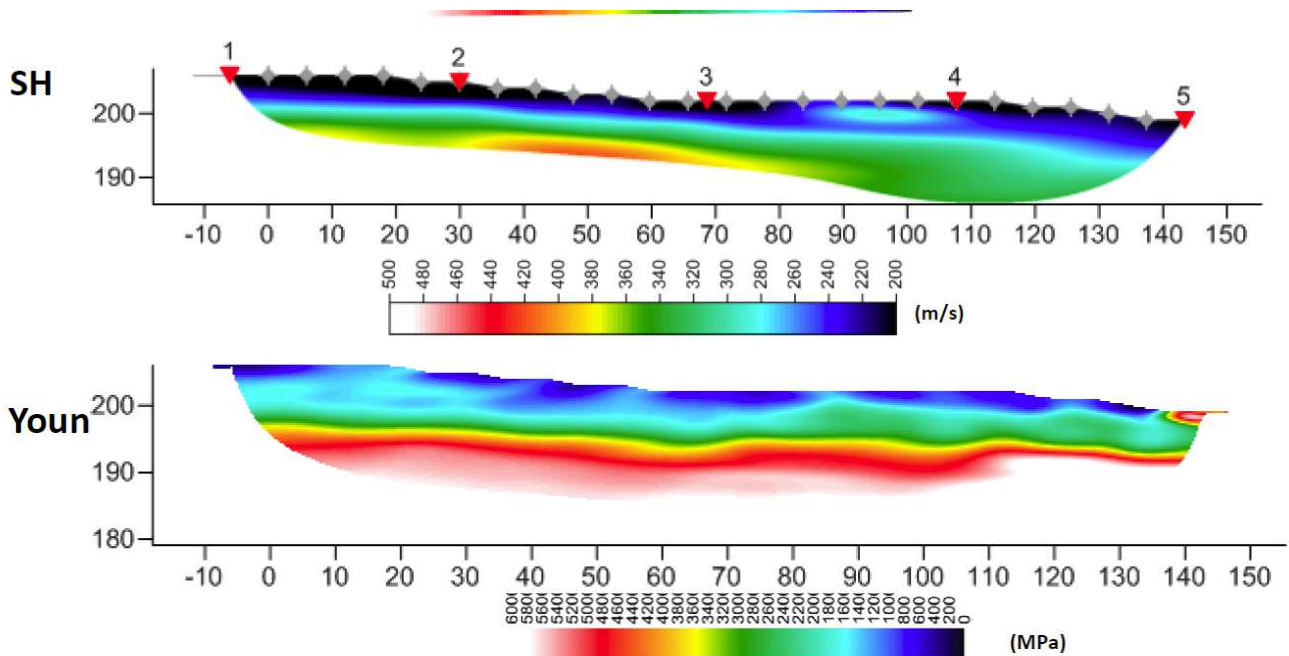


Figura 6-42 Risultati linee sismiche - GA1LL1

Parametri di compressibilità, consolidazione e permeabilità

Di seguito si riportano i parametri ricavati dalle prove edometriche .

- Indice di compressione nel tratto vergine c_c

I valori variano all'interno di un range generale tra 0.08 e 0.22, in particolare si evidenzia la variabilità di tale parametro in funzione del grado di sovraconsolidazione del provino.

- Indice di rigonfiamento c_s

I valori ottenuti ricadono con buona approssimazione nell'intervallo tipico di variazione $c_v/5 \div c_v/10$ (Ladd,1971), con valor medio circa pari a $c_s = 0.04$.

- Coefficiente di consolidazione primaria c_v

I coefficienti di consolidazione primaria c_v per problemi di flusso verticale per i campioni sovraconsolidati risultano dell'ordine di $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$; quelli per problemi di flusso orizzontale possono essere ipotizzati pari a circa 3 volte quelli verticali.

- Coefficiente di consolidazione secondaria c_{α}

Il coefficiente di consolidazione secondaria nell'ambito dei campioni sovraconsolidati risulta nel complesso compreso nel range $1 \times 10^{-3} \div 1 \times 10^{-4}$.

- Coefficiente di permeabilità verticale k_v

I coefficienti di permeabilità verticale derivabili dalle prove edometriche sono dell'ordine di $1 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$; quelli orizzontali possono essere ipotizzati dell'ordine di circa 3 volte quelli verticali.

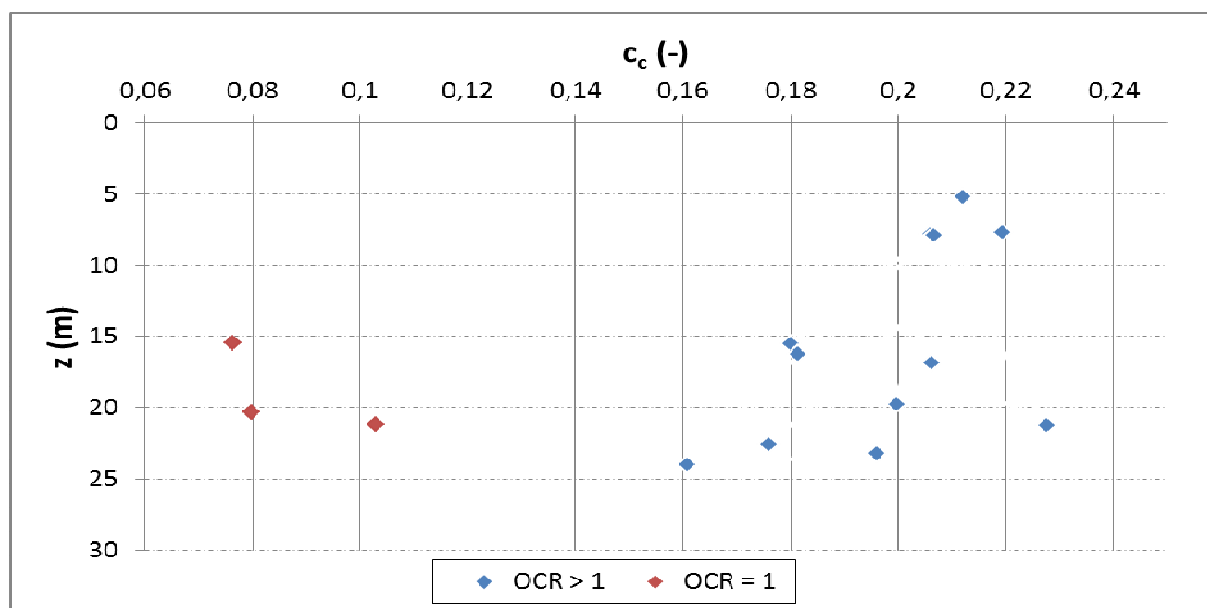


Figura 6-43 : indice di compressione al variare del grado di sovraconsolidazione

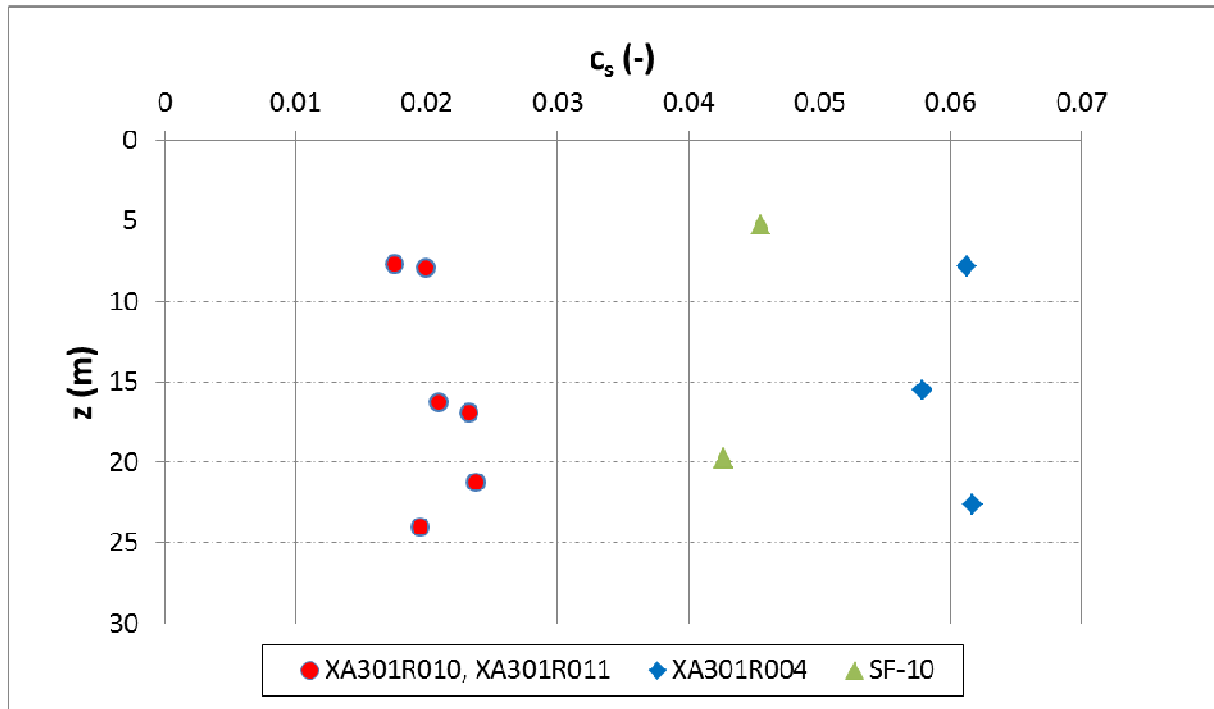


Figura 6-44 : indice di rigonfiamento per unità con OCR > 1

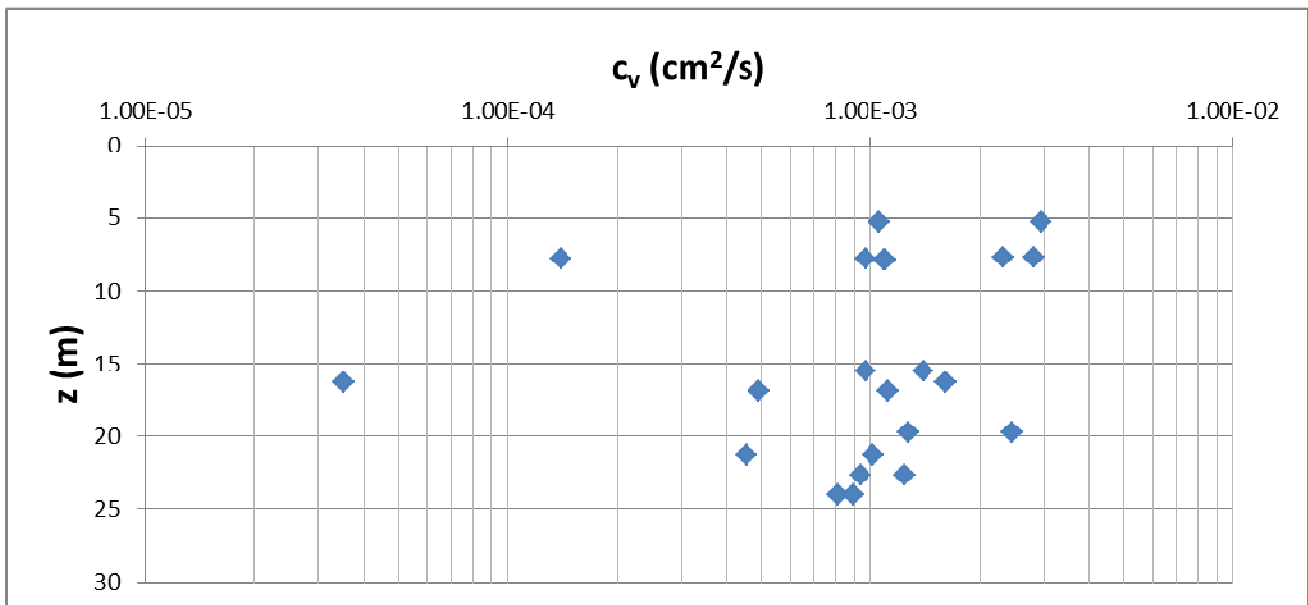


Figura 6-45. Coefficiente di consolidazione primaria (OCR > 1)

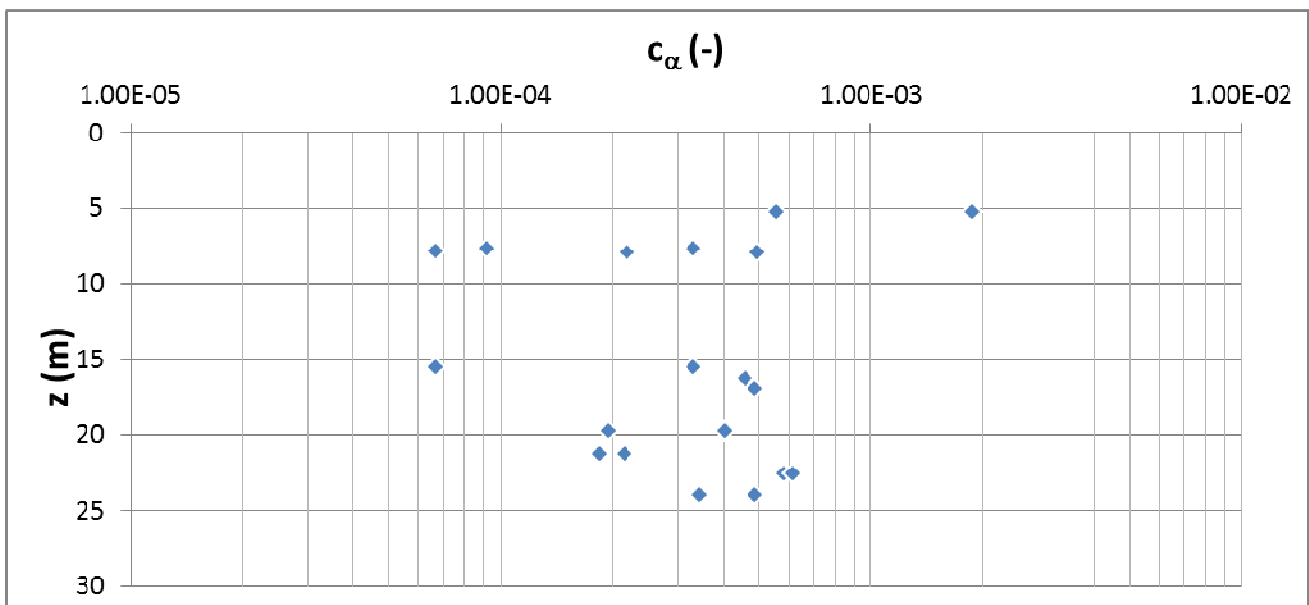


Figura 6-46. Coefficiente di consolidazione secondaria (OCR > 1)

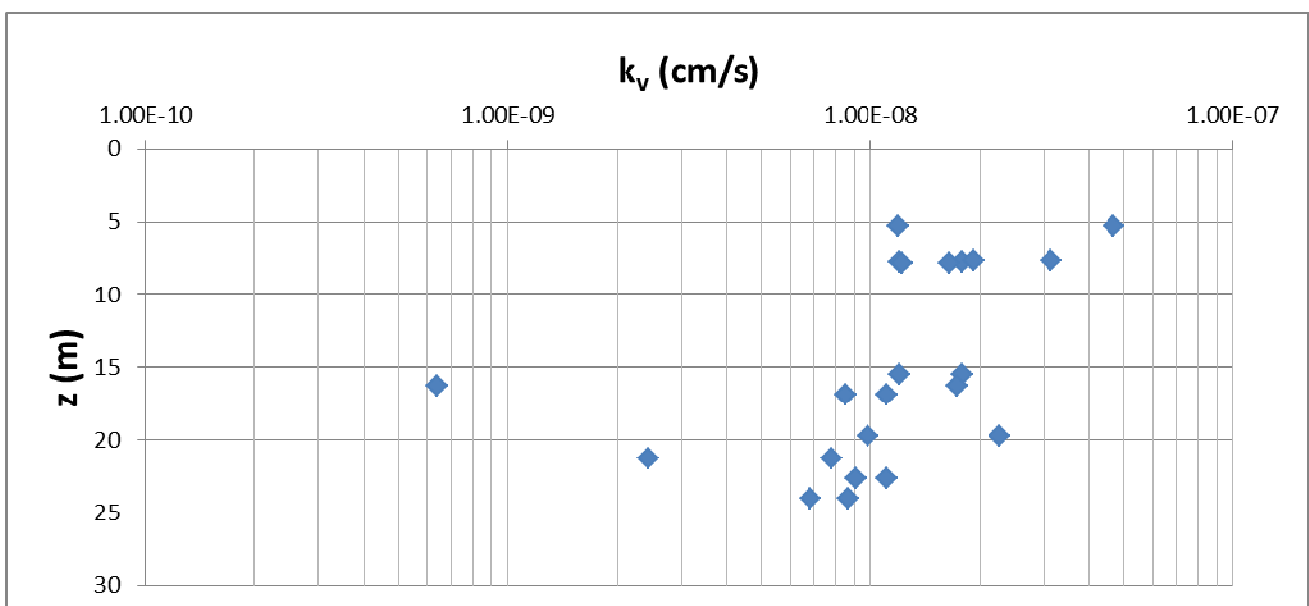


Figura 6-47. Coefficiente di permeabilità verticale (OCR > 1)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 83 di 107

6.5.2. Sintesi parametrizzazione geotecnica

Si riporta nella seguente tabella il riepilogo dei parametri fisici e meccanici derivati dalla caratterizzazione geotecnica.

Per ogni parametro fisico/meccanico è fornito, laddove opportuno, uno specifico intervallo di variabilità e, contestualmente, il valore ritenuto mediamente rappresentativo per l'unità geotecnica in esame.

Formazione	γ	k	ν	ϕ	c'	C_u	E	OCR
	[kN/m ³]	[m/s]	[-]	°	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]
<u>aL</u>	19.50-20.50	$10^{-8} / 10^{-10}$	0.30	21÷30	20÷100	100-500	80÷250	3-4 fino a 15/20m 1-3 oltre 20m

Tabella 6-4 - Parametrizzazione geotecnica per la formazione delle Argille di Lugagnano (aL)

6.6. Formazione di Cassano Spinola (cC)

6.6.1. Note introduttive

I Conglomerati di Cassano Spinola (cC), del Gruppo della gessoso-Solfifera, sono costituiti per la maggior parte da alternanze arenaceo-pelitiche e subordinatamente da corpi lenticolari di conglomerati.

Come evidenziato dall'analisi visiva e tattile delle carote disposte nelle cassette catalogatrici, la componente pelitica della formazione in esame è peraltro litologicamente assimilabile ai terreni che caratterizzano la formazione delle Argille di Lugagnano(aL); ciò che differenzia principalmente i due materiali è il livello di cementazione, mediamente più elevato nella componente pelitica della formazione cC - tanto da poter essere classificata come *marna argillosa*, rispetto alle *argille marnose* che caratterizzano la formazione aL .

6.6.2. Caratterizzazione fisico-meccanica e geotecnica

I dati sui conglomerati di Cassano Spinola delle precedenti fasi progettuali, uniti ai nuovi dati del PE, hanno mostrato delle caratteristiche fisiche spesso molto vicine alle Argille di Lugagnano, in particolare nella zona di interesse delle opere della linea dove è stata incontrata in particolar modo la facies pelitica della formazione. Nei prossimi paragrafi si riportano pertanto i dati relativi ai cC unitamente a quelli già mostrati in precedenza. per le aL.

Proprietà fisiche

L'elaborazione grafica dei principali parametri fisico-meccanici di interesse progettuale è proposta nelle seguenti figure.

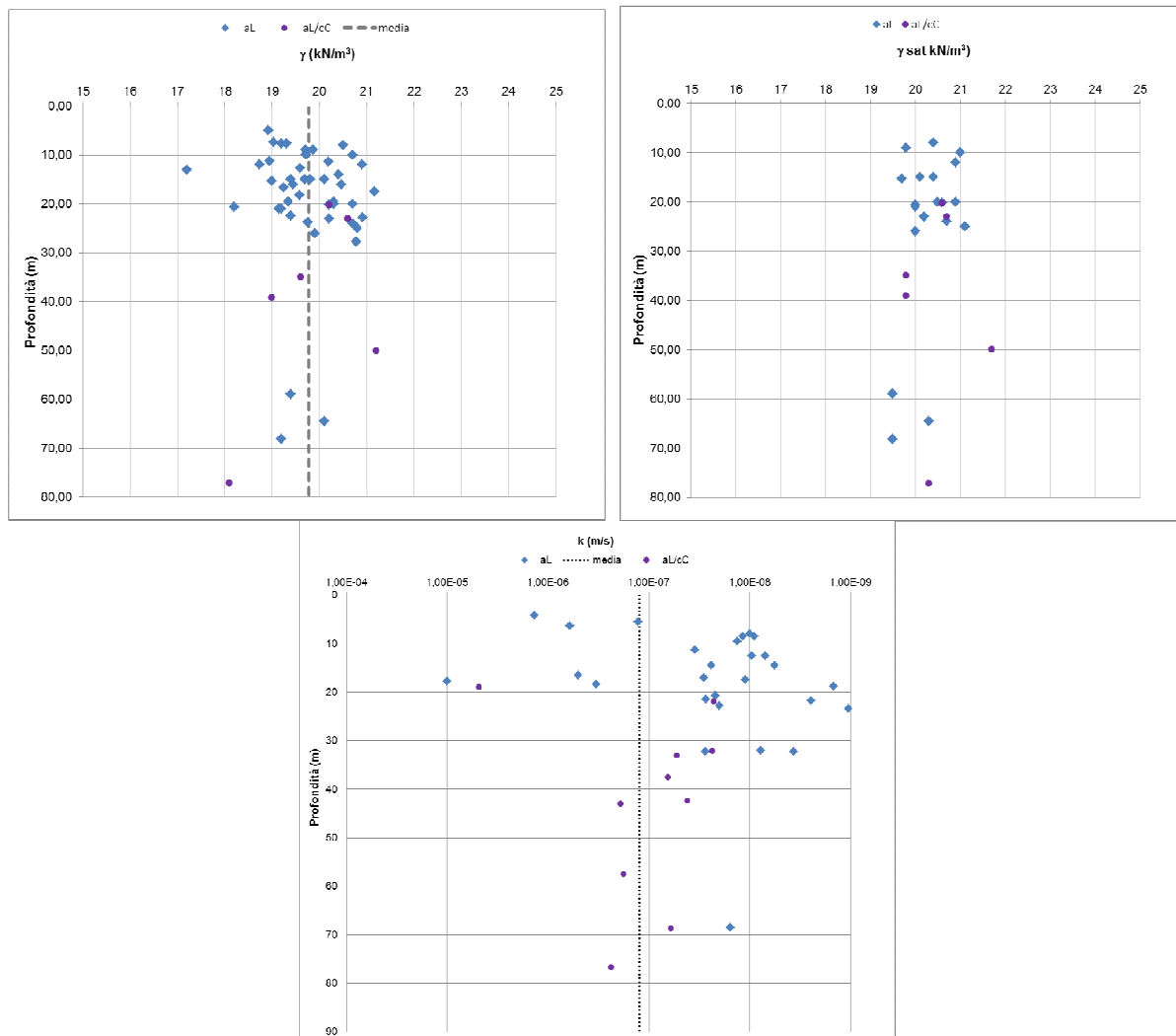


Figura 6-48. Conglomerati di Cassano Spinola – Argille di Lugagnano: caratteristiche fisiche

I conglomerati indagati non sembrano avere differenze in termini di peso di volume e permeabilità, andando a confermare peraltro quanto dichiarato in relazione idrogeologica. In funzione della percentuale di materiale fine si vede come anche le caratteristiche di saturazione sono paragonabili.

L'analisi granulometrica mostra più variabilità rispetto alle argille di Lugagnano, tenendo però anche conto del numero minore di campioni indagati, presentando più elevate percentuali sabbiose, sempre però mantenendo la maggioranza di materiale limoso e comunque una granulometria in prevalenza fine.

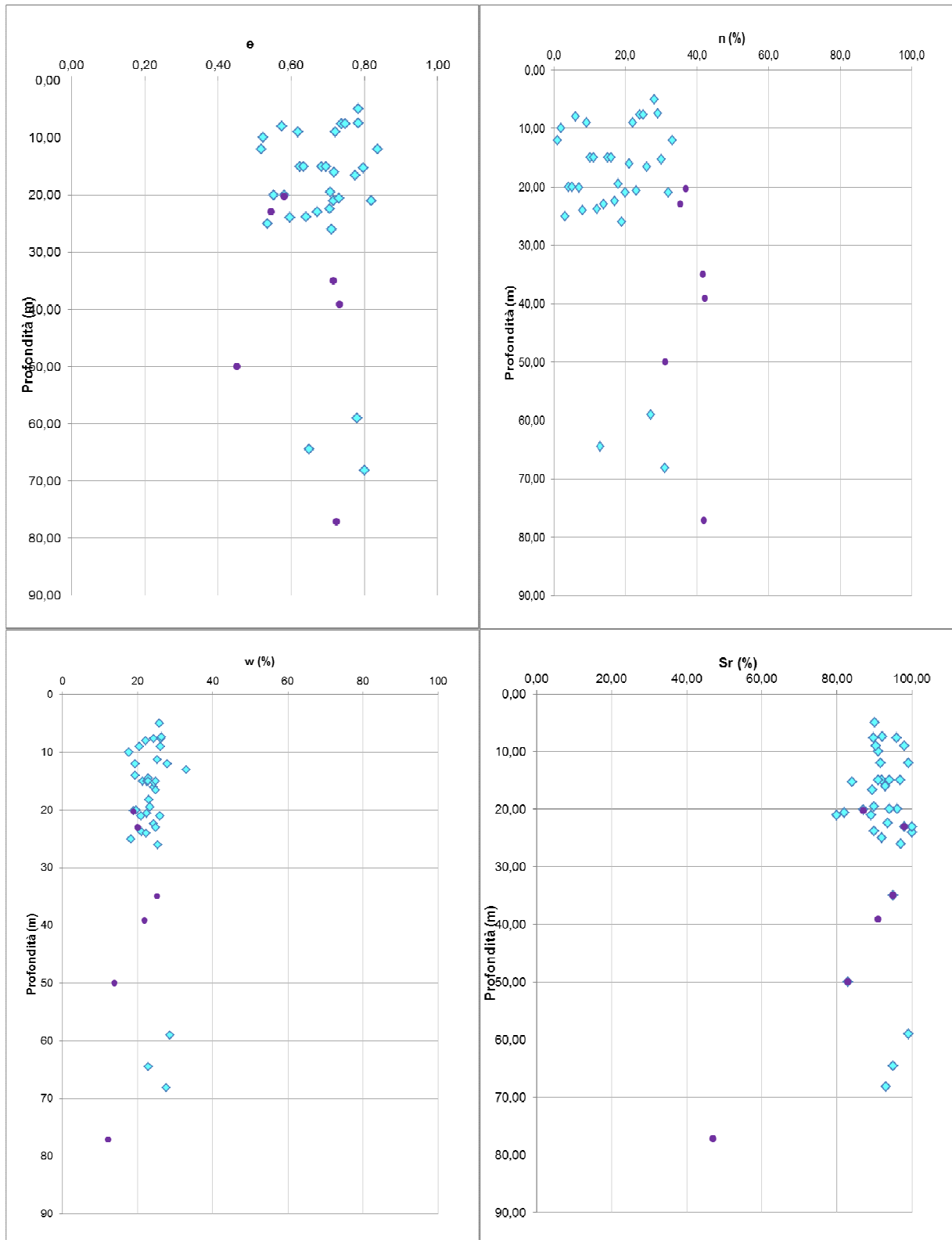


Figura 6-49 Conglomerati di Cassano Spinola – Argille di Lugagnano: caratteristiche fisiche

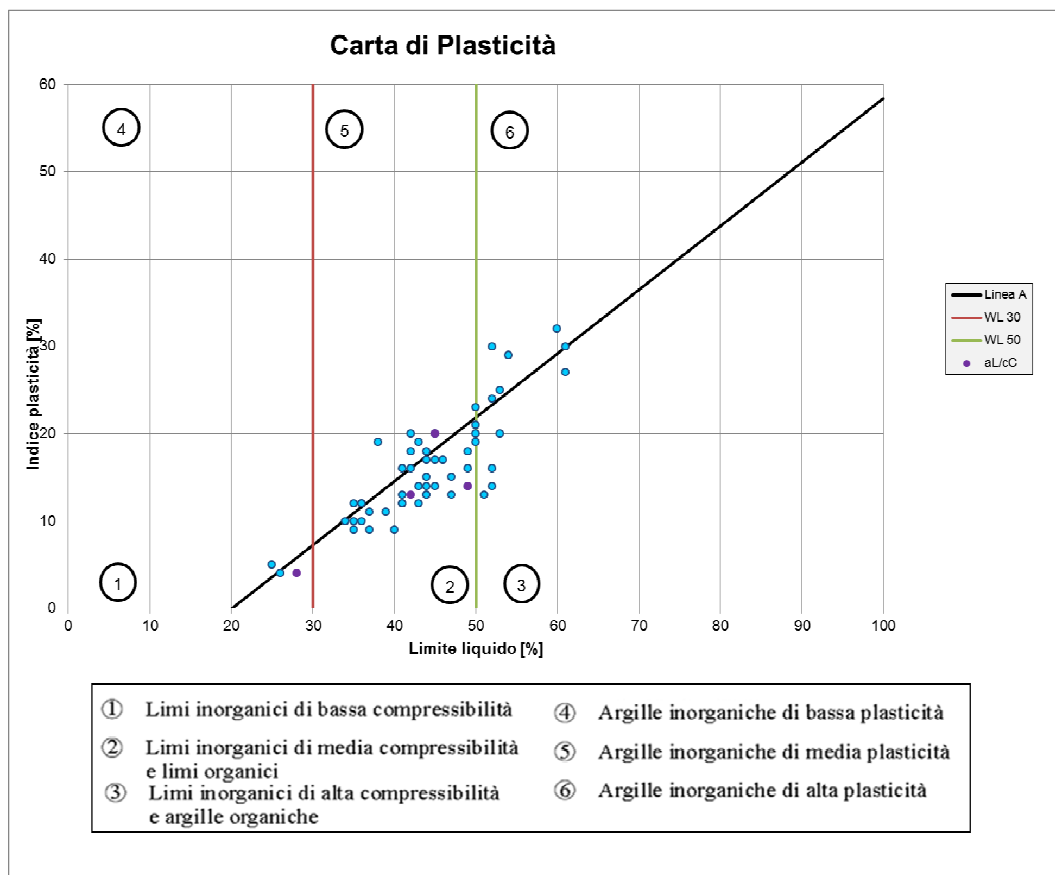


Figura 6-50. Argille di Lugagnano e Conglomerati di Cassano Spinola (facies pelitica) – Carta di plasticità

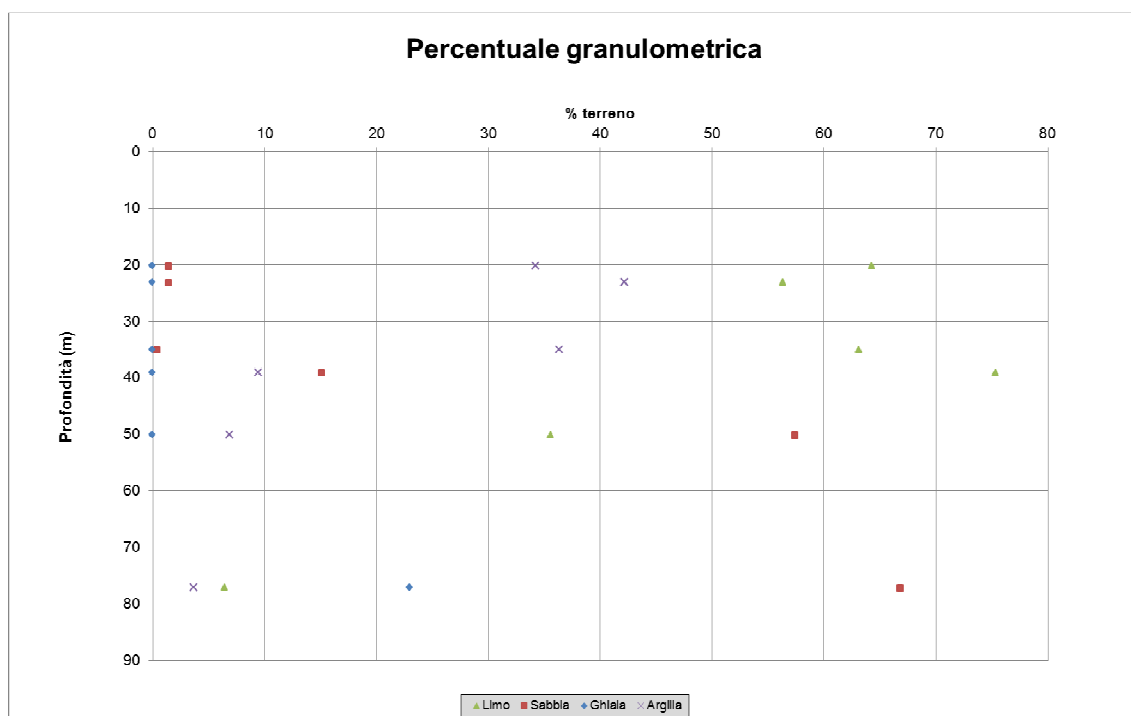


Figura 6-51. Conglomerati di Cassano Spinola: distribuzioni di percentuale granulometrica

Proprietà meccaniche di resistenza

L'analisi dei risultati delle prove meccaniche delinea, allo stato attuale, parametri di resistenza paragonabili ai valori di angolo di attrito appartenenti al range delle aL, mentre più bassi sono i valori di coesione, in funzione della presenza di matrice sabbiosa nei campioni sottoposti a prova.

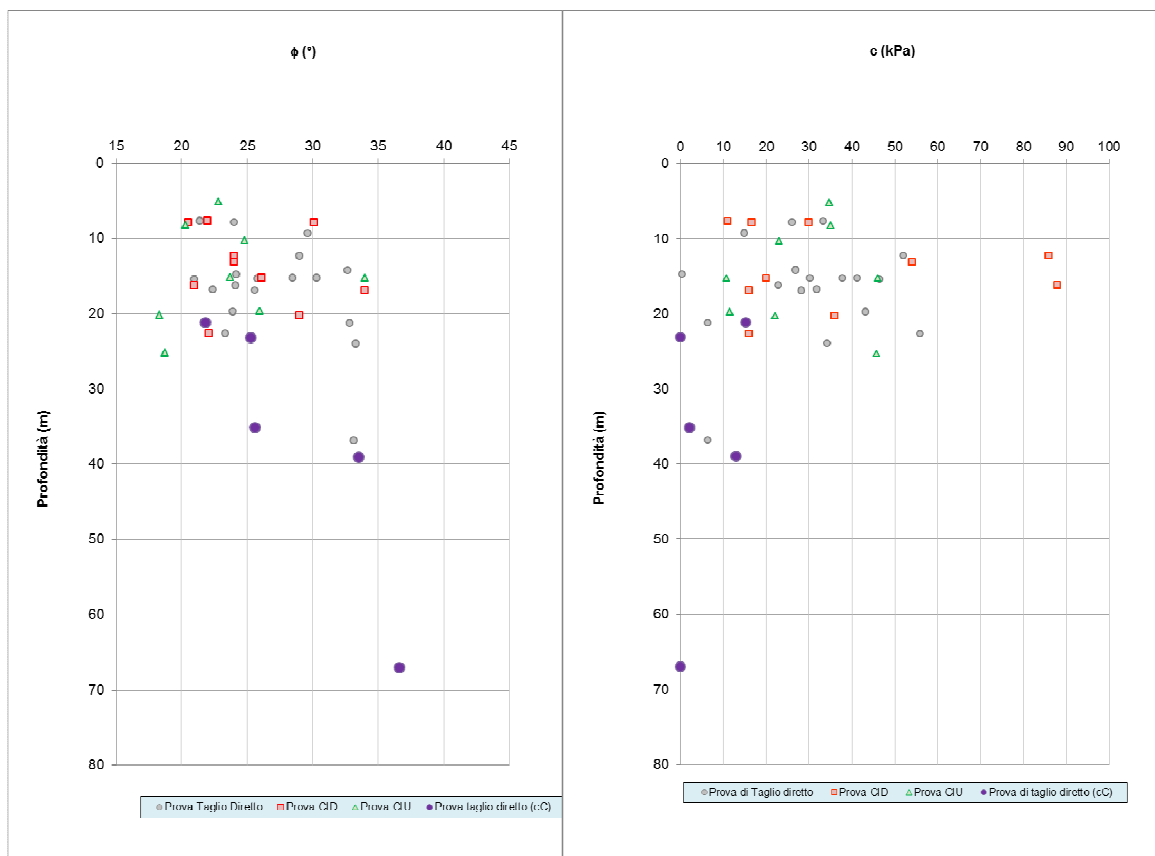


Figura 6-52 Conglomerati di Cassano Spinola – Argille di Lugagnano: proprietà meccaniche

In merito ai risultati della prova SPT, è noto come essa venga comunemente usata nella parametrizzazione dei terreni granulari quali sabbie e ghiaie mentre il suo utilizzo risulta più limitato nei terreni coesivi quali limi e argille o comunque caratterizzati da una discreta anisotropia in termini di componenti litologiche, quale il caso dei Conglomerati di Cassano Spinola: ne discende che, per la formazione in disamina, i risultati delle prove SPT e le relative interpretazioni risultano prevalentemente indicativi. A questo proposito, si nota che, in generale, le formule empiriche (NAVFAC 1982, Schmertmann 1977, Japanese Railways 1971, Road Bridge Specification 1971) utilizzate per la caratterizzazione dei terreni sabbiosi tendono a sovrastimare l'angolo di resistenza al taglio del terreno.

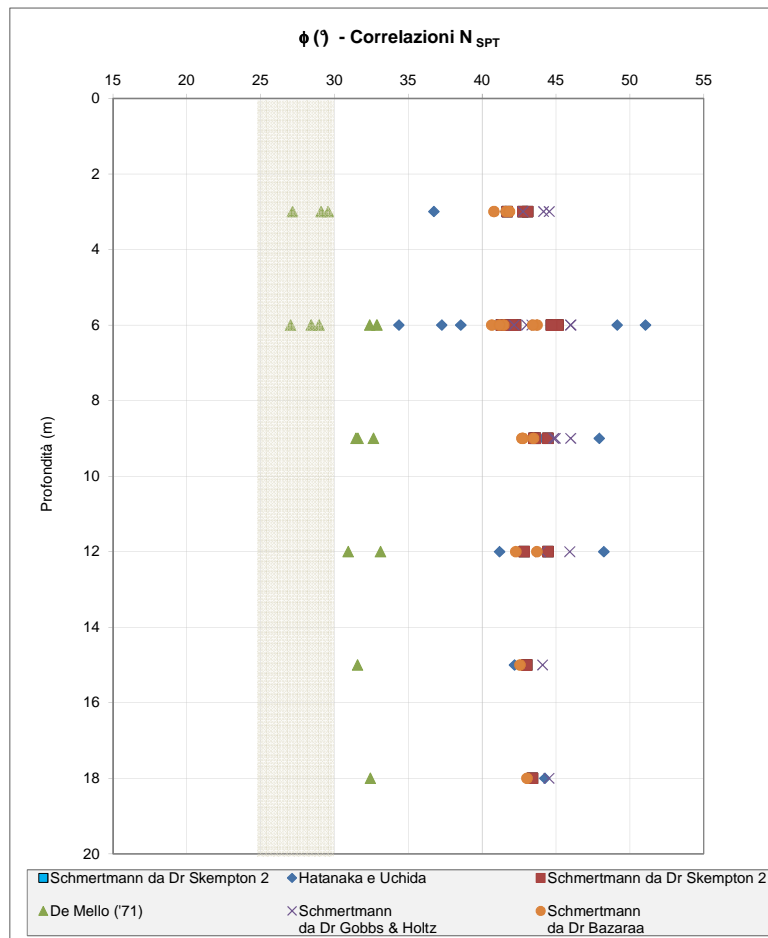


Figura 6-53 Conglomerati di Cassano Spinola (cC) - Distribuzione con la profondità dei valori di angolo di attrito ottenuti da correlazioni con SPT

Proprietà meccaniche di deformabilità

Le proprietà di deformabilità sono state investigate mediante alcune prove dilatometriche, che mostrano valori sicuramente superiori rispetto ai valori delle argille, anche se le zone sottoposte alle prove sono comunque più profonde.

In relazione ai livelli deformativi conseguenti all'interazione con le opere in progetto si ritiene corretto adottare un range operativo in linea con quello delle argille di Lugagnano.

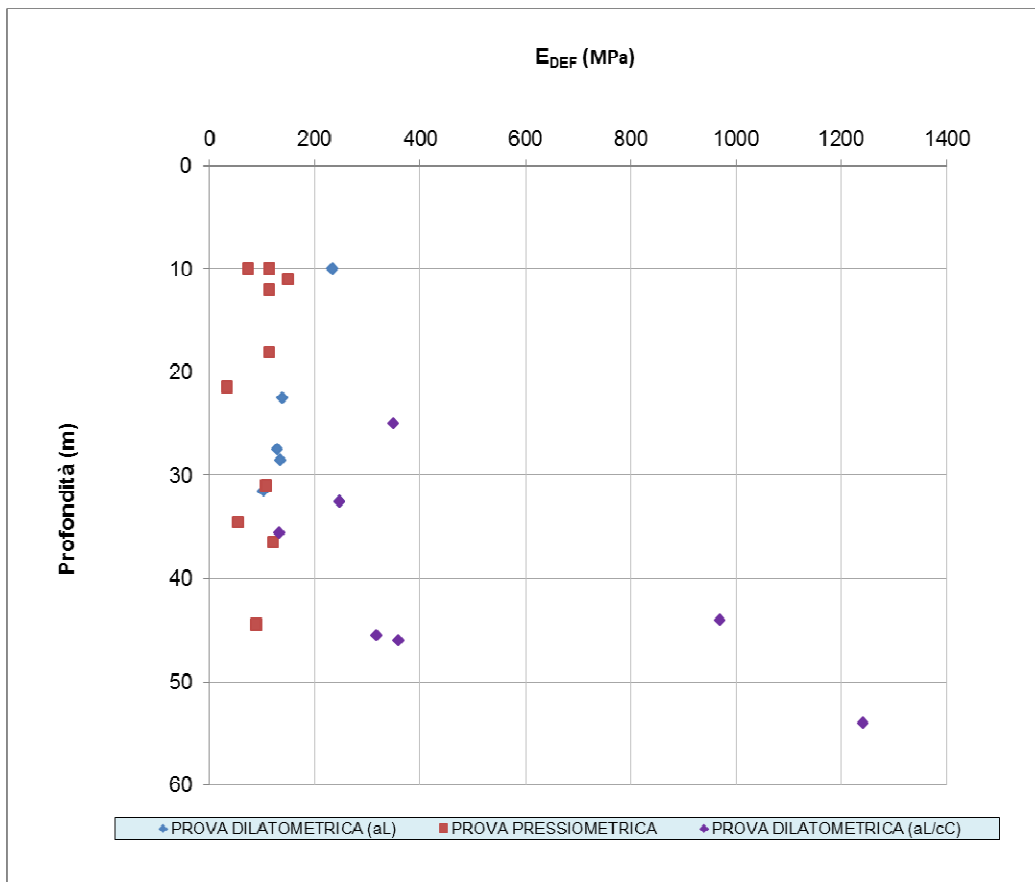


Figura 6-54. Risultati di modulo elastico operativo (aL-cC)

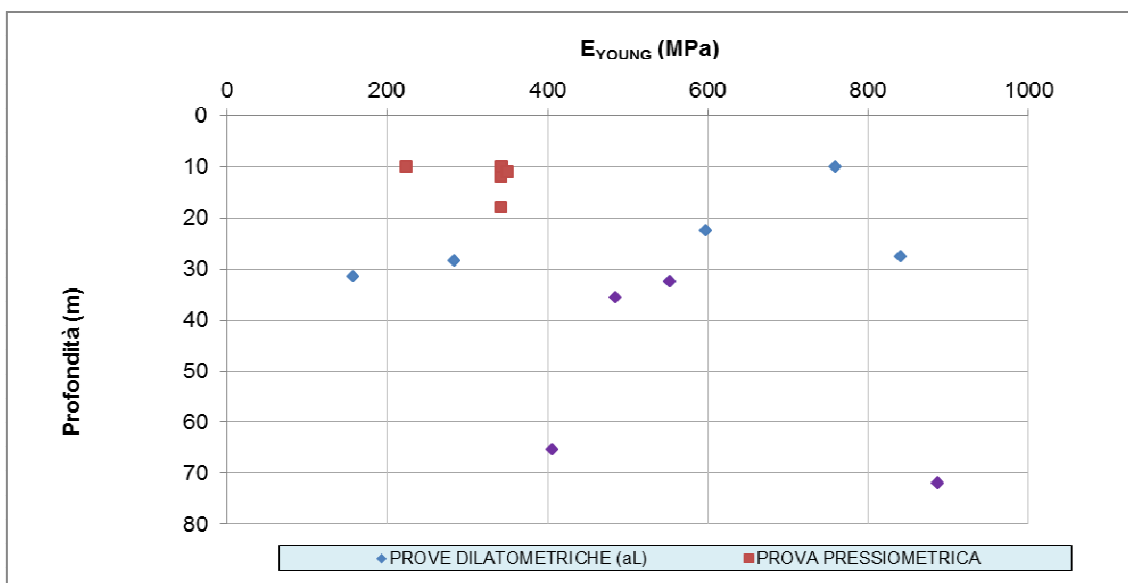


Figura 6-55. Risultati di modulo elastico (aL-cC)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 90 di 107

6.6.1. Sintesi parametrizzazione geotecnica

Si riporta nella seguente tabella il riepilogo dei parametri fisici e meccanici derivati dalla caratterizzazione geotecnica.

Per ogni parametro fisico/meccanico è fornito, laddove opportuno, uno specifico intervallo di variabilità e, contestualmente, il valore ritenuto mediamente rappresentativo per l'unità geotecnica in esame.

FORMAZIONE	γ	k	ν	ϕ	c'	E
	[kN/m ³]	[m/s]	[-]	°	[kPa]	[MPa]
<u>cC</u>	20÷21	10 ⁻⁶ ÷ 10 ⁻¹⁰	0.30	25÷30	10÷30	100÷200

Tabella 6-5 - Parametrizzazione geotecnica per la formazione dei Conglomerati di Cassano Spinola (cC)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01
	Foglio 91 di 107

6.7. Depositi fluviali medi (fl2)

6.7.1. Caratterizzazione fisico-meccanica e geotecnica

Ai fini della determinazione dei parametri fisico-meccanici per l'unità dei Depositi fluviali medi sono state elaborate le risultanze delle prove in situ ed in laboratorio condotte nell'ambito dei seguenti sondaggi geognostici:

Campagna di indagini P.P. (2001-2002)

- AA301B042
- EA301B043
- EA301R044
- SA301B041
- XA301A012
- XA301A013
- XA301B077
- XA301B078
- XA301B079
- XA301B080
- XA301B081
- XA301B082
- XA301B083
- SA301B084
- XA301B085
- XA301B086
- XA301B101
- XA301R109
- XA301B111
- XA301B112
- XA301BC01
- XA301BC02
- XA301D108
- XA301G022
- XA301G023
- XA301G024
- XA301R004
- XA301R005
- XA301R006
- XA301A008
- XA301R113
- XA301R011
- XA301R093
- XA301R096
- XA301R097

Campagna di indagini P.D. (2004)

Nessun dato disponibile

Campagna di indagini integrative P.D. (2005)

Nessun dato disponibile

Campagna di indagini P.E. Lotto 1 (2012-2013)

- SI48

Campagna di indagini P.E. Lotti 2 e 3

- Vedi sondaggi Argille di Lugagnano

Proprietà fisiche

L'elaborazione grafica dei principali parametri fisico-meccanici di interesse progettuale è proposta nelle seguenti figure.

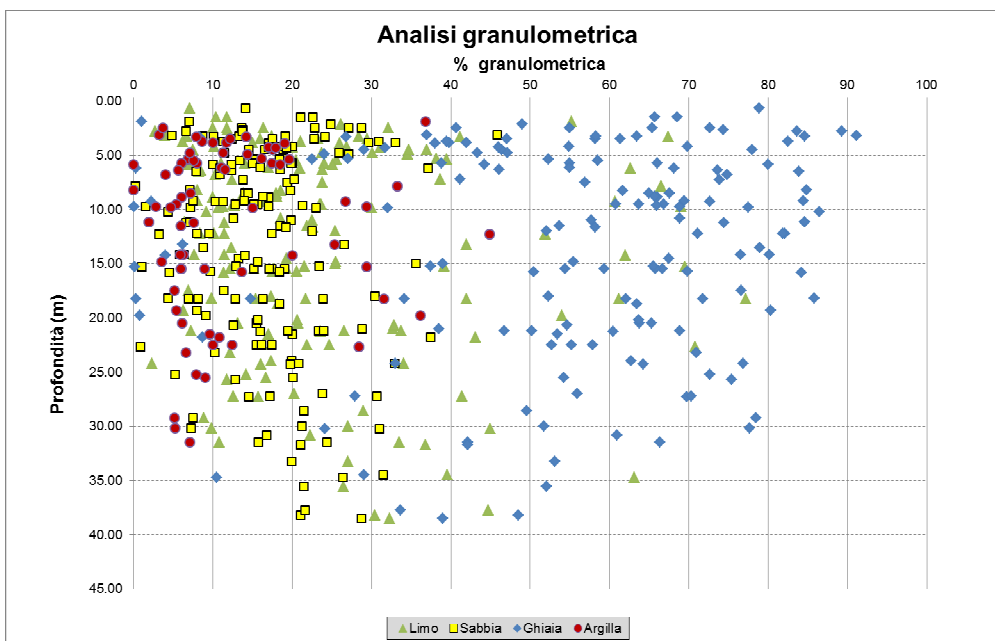


Figura 6-56: Depositi fluviali(fl2) - Composizione granulometrica

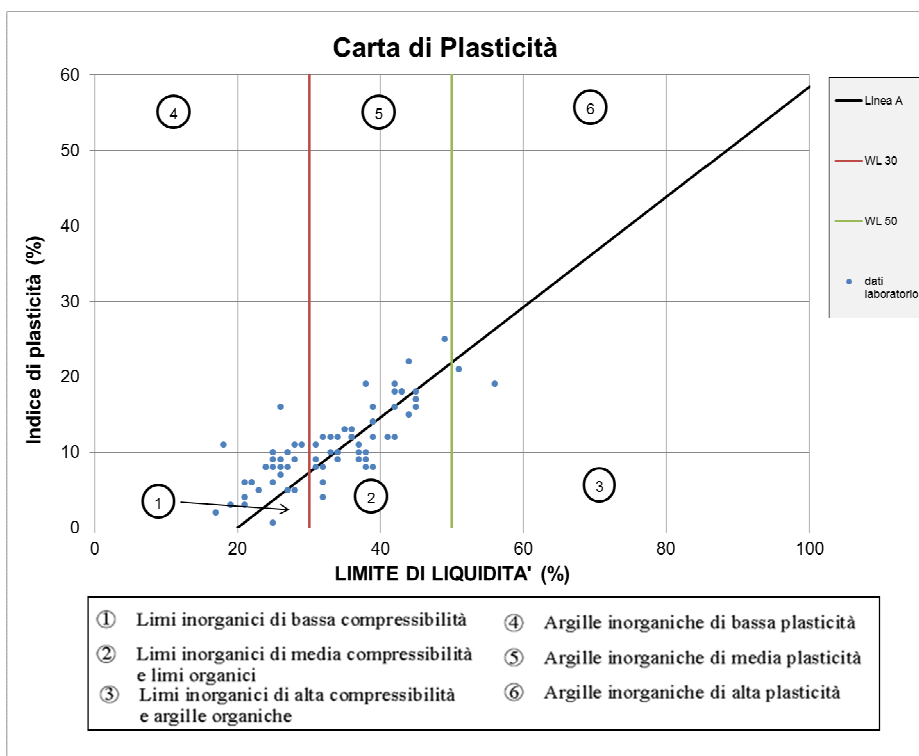


Figura 6-57: Depositi fluviali(fl2) - Carta di Casagrande

Le indagini condotte per la formazione in esame hanno mostrato che i depositi alluvionali si presentano secondo due differenti composizioni granulometriche: una con prevalente carattere grossolano, classificabile come ghiaia sabbiosa e ghiaia sabbiosa-limosa, e una con granulometria più fine, identificabile come limo sabbioso-argilloso. Non c'è una chiara evidenza geotecnica nella tratta in esame che possa far propendere per una unità specificatamente grossolana o fine: nella gran parte della tratta si nota una alternanza tra strati di limo sabbioso, a componente maggiormente fine, e spessori anche metrici di ghiaia grossolana in matrice limoso-sabbiosa.

Le prove Lefranc e Lugeon effettuate in sito hanno indicato per la formazione in esame una permeabilità medio-bassa per quanto riguarda il materiale prevalentemente limoso (tra 10^{-7} e 10^{-8} m/s), mentre più elevata per il materiale a prevalenza ghiaiosa (tra 10^{-4} e 10^{-6} m/s).

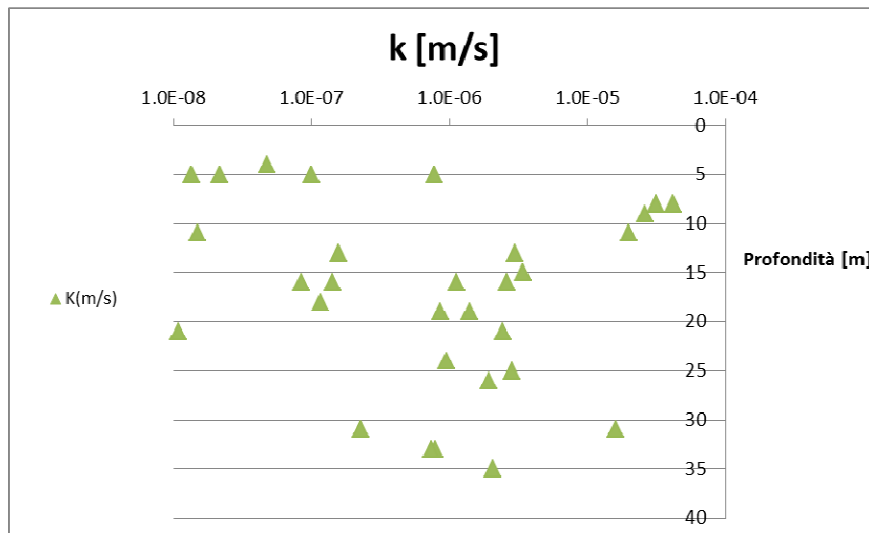


Figura 6-58: Depositi fluviali(f12) -- Permeabilità

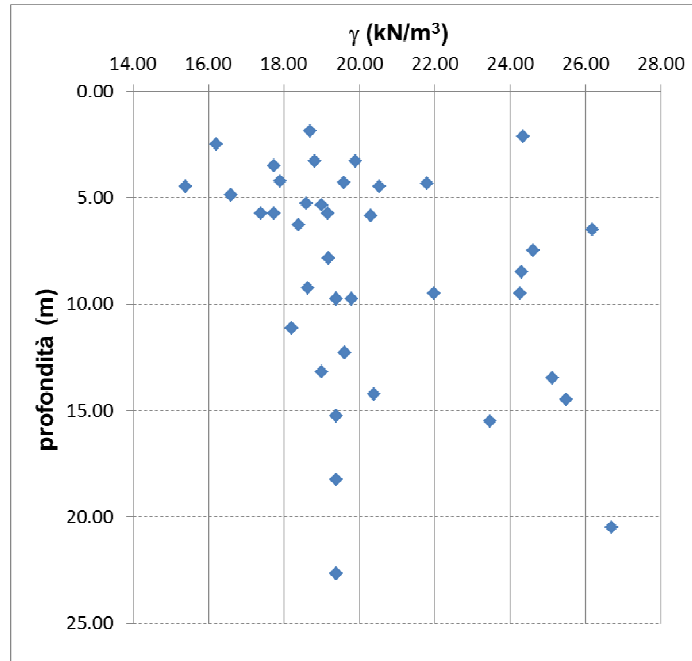


Figura 6-59: Depositi fluviali(f12) - Peso dell'unità di volume

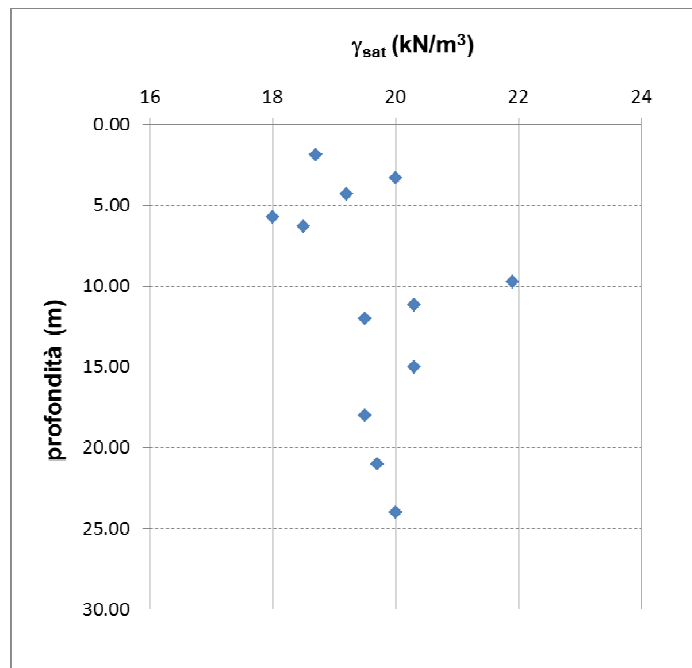


Figura 6-60: Depositi fluviali(f12) - Peso dell'unità di volume saturo

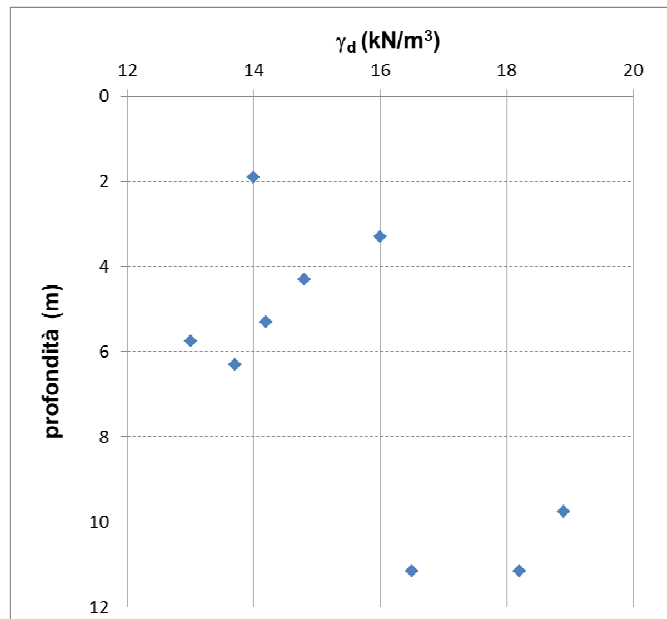


Figura 6-61: Depositi fluviali(f12) - Peso dell'unità di volume secco

Le prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in sito indicano per i depositi alluvionali una certa variabilità del peso di volume naturale, funzione della differente composizione granulometrica riscontrata; con valori prevalentemente all'interno del range pari a 18-19 kN/m³.

Proprietà meccaniche di resistenza

Di seguito si riassumono i principali dati desunti dalle indagini.

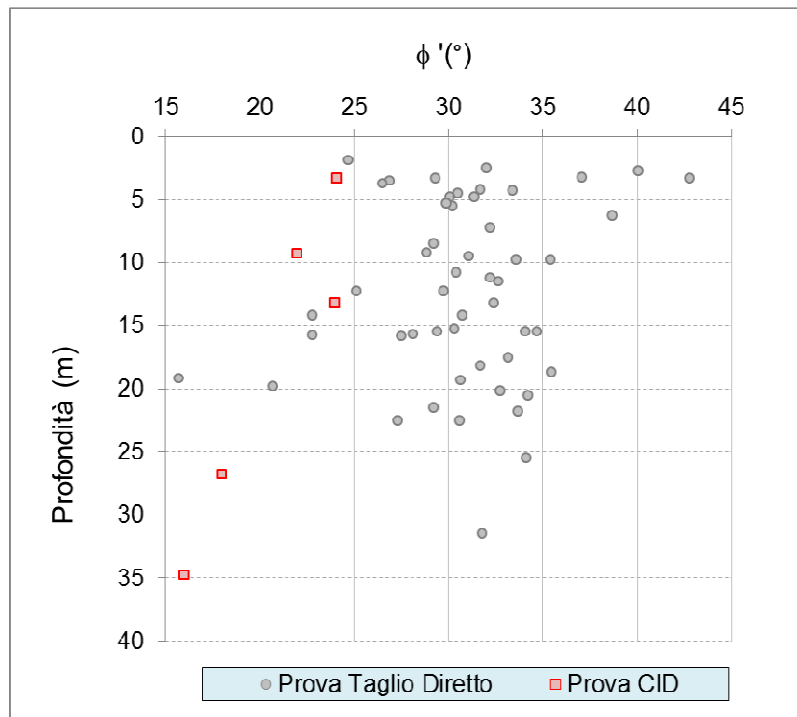


Figura 6-62. Depositi fluviali(fl2) - Angolo d'attrito

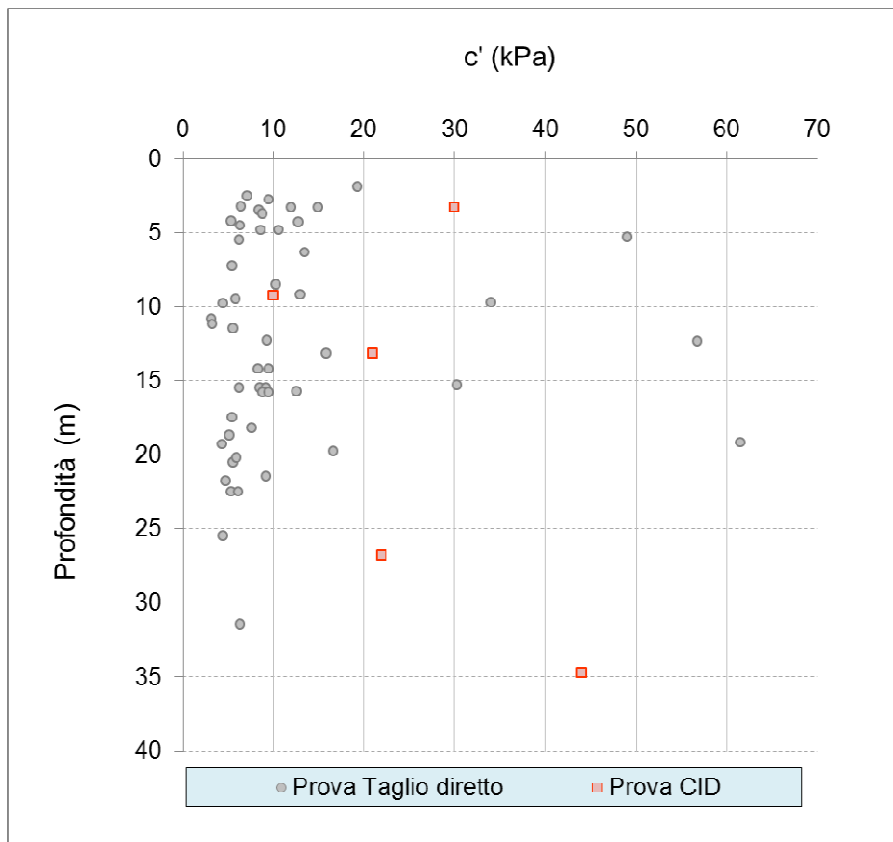


Figura 6-63: Depositi fluviali(fl2) - Coesione

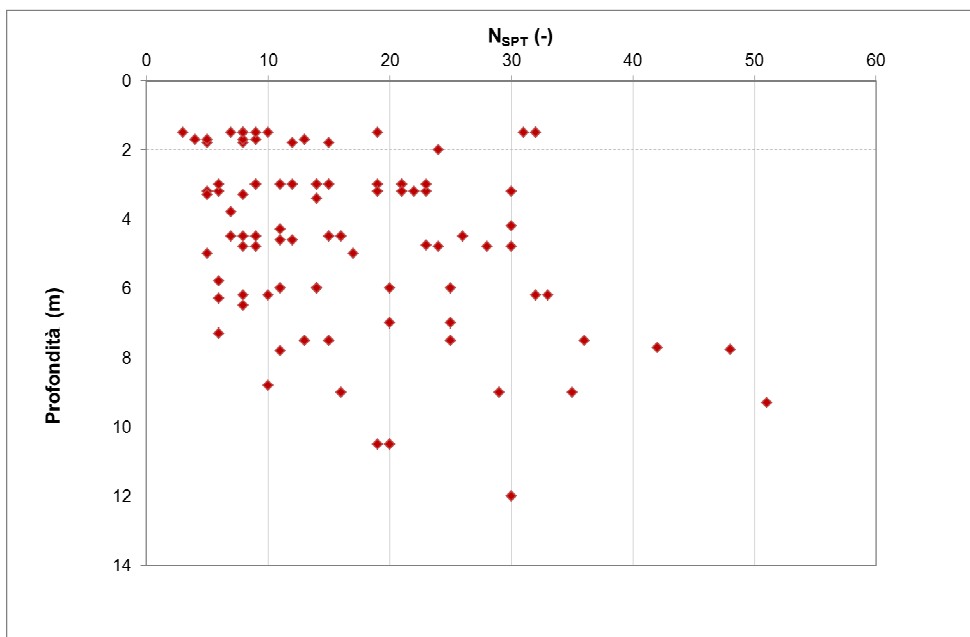


Figura 6-64: Depositi fluviali(fl2)- Prove SPT

Si noti nuovamente come la formazione in oggetto presenti due differenti tipologie, una composta di materiale più grossolano (descrivibile come ghiaia sabbiosa) l'altra a matrice limo-sabbiosa. La seconda tipologia, presenta coesioni più elevate ed angoli di attrito inferiori. Nell'area in esame, con riferimento a quanto presentato nel paragrafo precedente, risulta spesso presente anche la tipologia a matrice più grossolana. A tale conformazione corrispondono valori di angolo d'attrito mediamente compresi tra 29-35 gradi e coesione compresa tra i 5 ed i 15 kPa. Le prove SPT mostrano un sostanziale aumento dei valori con la profondità.

Proprietà meccaniche di deformabilità

Ai fini della valutazione delle caratteristiche di deformabilità dei depositi superficiali si è considerato l'esito delle prove SPT in foro di sondaggio. Di seguito si riportano i risultati ottenuti mediante le correlazioni proposte da D'Apollonia - 1968; Jamiolkowski - 1988 (terreni SC); Webb - 1970, Stroud - 1989 e Schultze e Menzenbach - 1961.

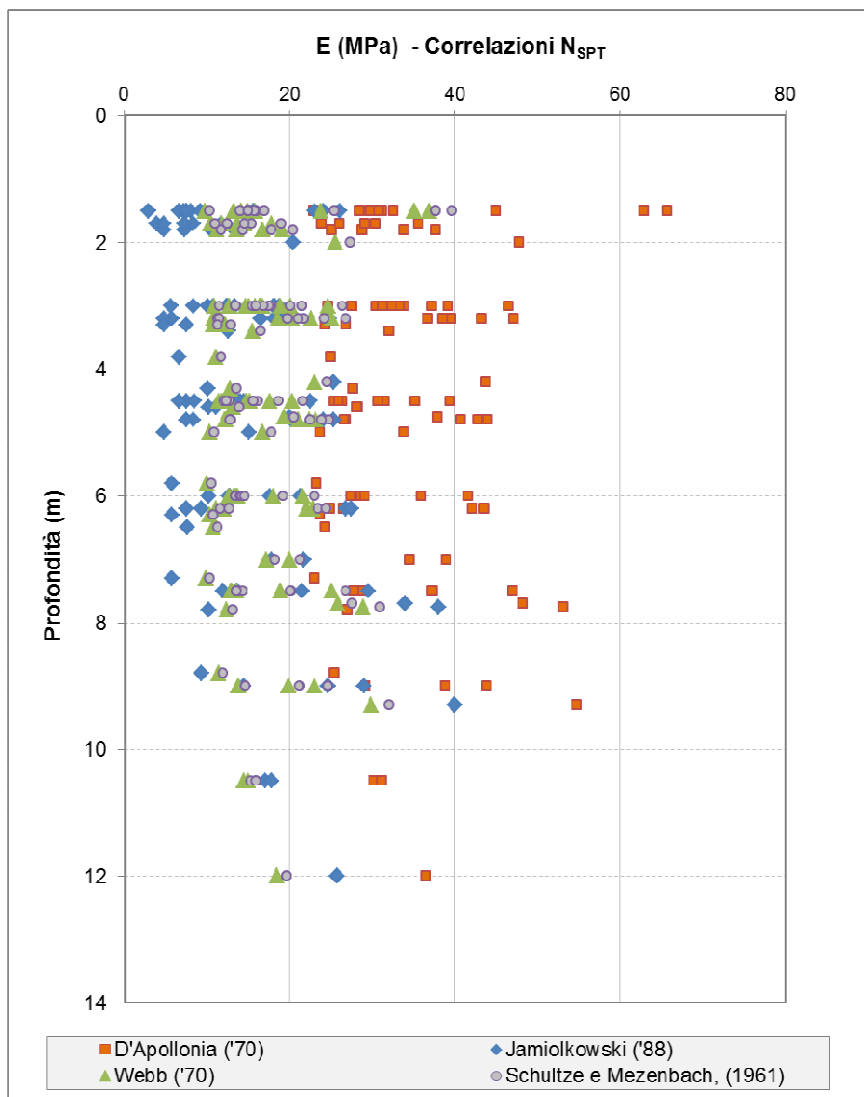


Figura 6-65: Depositi fluviali(f12)-Modulo elastico da correlazioni con SPT

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5100ECVRBGN0000002A01 Foglio 99 di 107

I risultati evidenziano un leggero incremento del modulo elastico con la profondità, con valori medi intorno ai 30 MPa; la parametrizzazione risulta in linea con i risultati in termini di modulo operativo $E_{op}=E_0/10$ ricavati dalle DH e dagli stendimenti riportati al §6.5.1, con valori per i primi 10m che oscillano tra i 20 e i 60 MPa con picchi di 90 MPa).

6.7.2. Sintesi parametrizzazione geotecnica

Si riporta nella seguente tabella il riepilogo dei parametri fisici e meccanici derivati dalla caratterizzazione geotecnica.

Per ogni parametro fisico/meccanico è fornito, laddove opportuno, uno specifico intervallo di variabilità e, contestualmente, il valore ritenuto mediamente rappresentativo per l'unità geotecnica in esame.

FORMAZIONE	γ	k	ν	ϕ	c'	E
	[kN/m ³]	[m/s]	[-]	°	[kPa]	[MPa]
<i>f12</i>	18÷19	$10^{-5} \div 10^{-7}$	0.30	29÷35	5÷15	20÷50

Tabella 6-6 - Parametrizzazione geotecnica per la formazione dei Depositi Fluviali Medi (f12)

6.8. CONSIDERAZIONI SIGNIFICATIVE SULLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER LO SCAVO IN MACCHINA

In relazione alle criticità discusse al §3.4, sono stati analizzati i dati derivanti dalla caratterizzazione geotecnica col fine di definire alcune particolarità non strettamente connesse con la parametrizzazione per le analisi progettuali.

6.8.1. Fresabilità

Con riferimento alla parametrizzazione meccanica derivata per le Arenarie di Serravalle ed alle Marne di Sant'Agata, al di fuori delle fasce tettonizzate (porzione inferiore mA2), si rileva come a fronte di caratteristiche di rigidità discrete e di un limitato stato di fratturazione globale (da cui discende la buona risposta deformativa all'apertura del cavo, in presenza di coperture nell'ordine dei 100 m), siano state rilevate nel corso delle prove di laboratorio modeste caratteristiche di resistenza della matrice rocciosa. In particolare i valori di UCS della matrice arenacea si attestano mediamente attorno ai 7.50 MPa (range di variazione 5-10 MPa), mentre, nel caso delle Marne essi non superano i 5 MPa, con valor medio individuato attorno ai 3 MPa.

Le prove di fresabilità condotte sui provini disponibili per le unità suddette, hanno inoltre evidenziato buone caratteristiche di perforabilità, sia con riferimento alle Arenarie che con riferimento alle Marne.

Criteria di determinazione degli indici di fresabilità

L'indice DRI (Drilling Rate Index) e l'indice CLI (Cutter life Index) sono misure indirette della fresabilità dell'ammasso roccioso. Esperienze condotte (Bruland 1998) mostrano che DRI a CLI forniscono una buona e riproducibile misura della fresabilità e abrasività della roccia. Un terzo metodo per la stima della fresabilità della roccia è possibile tramite il parametro CWI (Cutter Wear Index).

L'indice DRI può essere descritto come il valore di resistenza alla frantumazione S_{20} corretto tramite il Sievers' J-value (S_J) per tenere in conto della durezza superficiale della roccia. La correlazione tra DRI, S_{20} e S_J è fornita dall'abaco in Figura 6-66, alla destra del quale sono specificate le categorie per la classificazione dell'indice DRI.

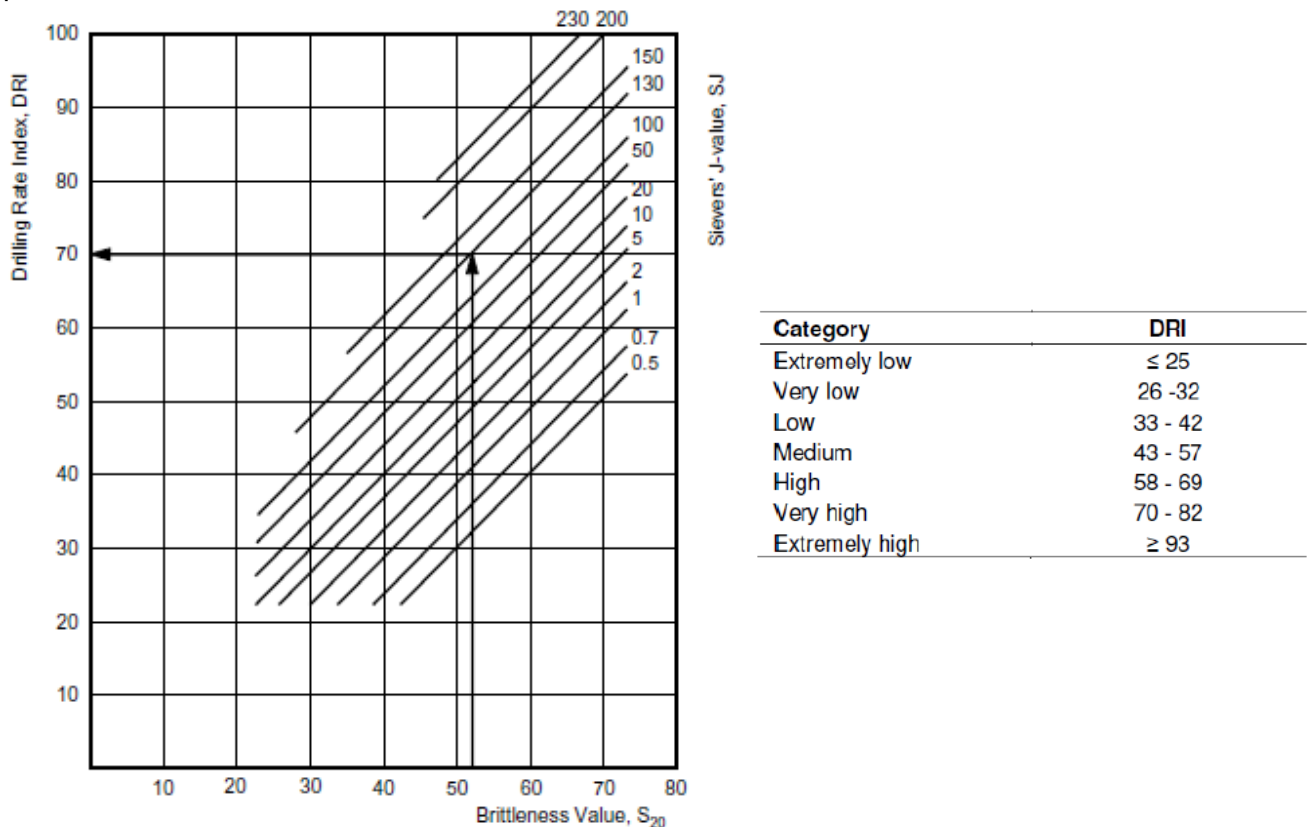


Figura 6-66. Abaco per la determinazione dell'indice DRI (a sinistra) e classificazione per categorie (a destra)

L'indice CLI è stimato sulla base del valore di S_J e dell'indice AVS (Abrasion Value Steel). CLI fornisce una stima del consumo dei cutter durante l'avanzamento della TBM, espressa in ore di scavo per cutter. In assenza di determinazioni sperimentali dell'indice AVS, ottenute da prove di abrasività NTU con cutter in acciaio, è possibile procedere ad una stima servendosi di indicazioni presenti nella letteratura scientifica (vedi Figura 6-67). La correlazione tra CLI, AVS e S_J è fornita dall'equazione seguente:

$$CLI = 13.84 \cdot \left(\frac{S_J}{AVS} \right)^{0.3847} \quad \text{(Equazione 1)}$$

Rock Type	Number of Samples	AVS
Limestone	17	0.2–1.4
Shale	17	0.4–10
Siltstone	4	0.4–44
Sandstone	36	0.4–52
Quartzite	20	17–63

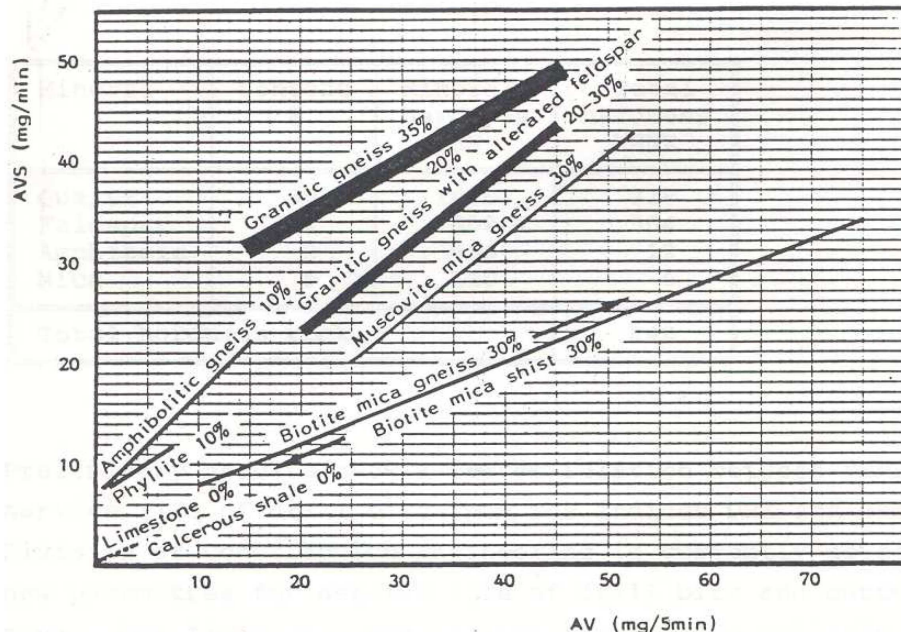


Figura 6-67. Range di variazione tipici dell'indice CLI in funzione della litologia del campione

Category	CLI
Extremely low	< 5
Very low	5.0 - 5.9
low	6.0 - 7.9
medium	8.0 - 14.9
High	15.0 - 34.0
Very high	35.0 - 74.0
Extremely high	≥ 75

Tabella 6-7. Classificazione per categorie dell'indice CLI

Il parametro CWI indica il consumo dei cutter della TBM, espresso in m³ scavato per disco, ed è correlabile al CAI index ottenuto da prova Cerchar test e alla resistenza a compressione uniassiale (UCS), tramite il grafico di Figura 6-68, adattato e modificato da Maidl (2001).

In assenza di prove di compressione monoassiale eseguite sullo stesso campione su cui è stata condotta la prova Cerchar, è possibile stimare UCS dalla prova di microdurezza al cono identer NCB. Il valore dell'indice ottenuto (I_s) tramite il cono identer ha infatti una forte correlazione con il valore di UCS, in particolare la relazione è approssimativamente lineare con intercetta nulla:

$$UCS [MPa] = 24.8 I_s \pm 13.8 \text{ MPa}$$

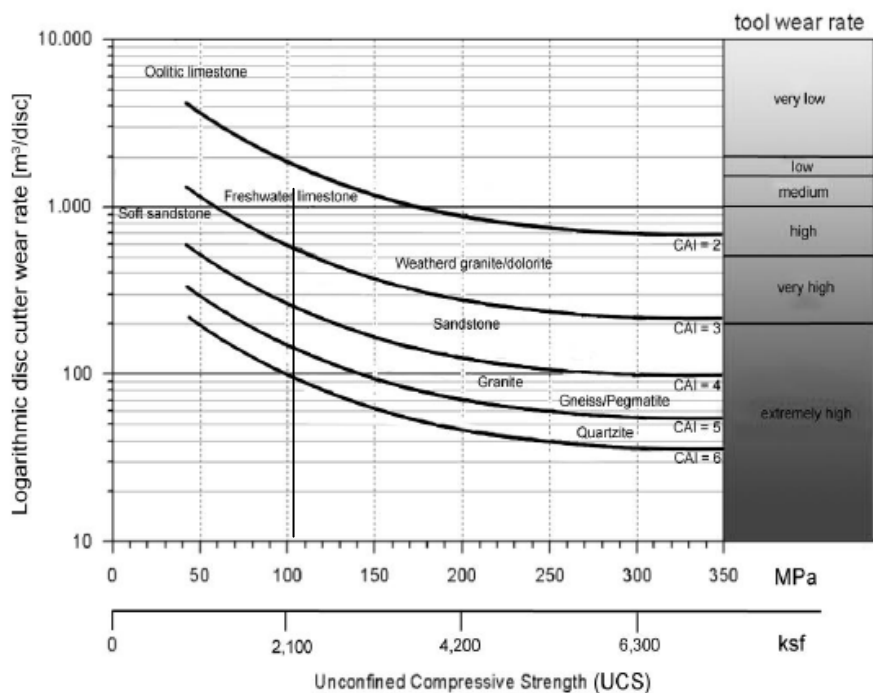


Figura 6-68: abaco per la determinazione dell'indice CWI

Risultati per le formazioni interessate dallo scavo

Sono stati sottoposti a prove di fresabilità due campioni (L3-S08bis-R2, L3-S04-R2) riconducibili alla Formazione di Serravalle (aS) riportati nelle immagini sottostanti.



L3-S08bis-R2



L3-S04-R2

Figura 6-69. Campioni posti a prove di fresabilità (aS)

Sono stati determinati sperimentalmente i parametri CAI index, UCS da prove di indentazione, SJ (perforabilità Siever) e fragilità (indice S20), di cui alle seguenti tabelle di riepilogo. I parametri di fresabilità derivati, oggetto di analisi, sono il CWI ed il DRI.

	L3-S08bis-R2	L3-S04-R2
n/ntot (%)	-	-
CAI Index (-)	2.54	0.46
UCS(Is) (MPa)	38	45
CWI (m ³ /cutter)	≈ 1 100 <i>low</i>	- <i>very low</i>

	L3-S08bis-R2	L3-S04-R2
n/ntot (%)	-	-
S _J (mm/10)	137	140
S ₂₀ (%)	54	60
DRI (-)	72 <i>high - very high</i>	80 <i>very high – extremely high</i>

Si forniscono nel seguito i risultati delle prove condotte sul campione L3-S10-CR3 riconducibile alla formazione delle Marne di Sant'Agata (mA), estratto dal foro di sondaggio L3-S10 eseguito lungo la Galleria Serravalle.



L3-S10-CR3

Figura 6-70. Campioni posti a prove di fresabilità (aS)

	L3-S10-CR3
n/ntot (%)	-
CAI Index (-)	0.48
UCS(Is) (MPa)	38.00
CWI (m ³ /cutter)	- <i>very low</i>

	L3-S10-CR3
n/ntot (%)	-
S _J (mm/10)	≈150.00
S ₂₀ (%)	≈80.00
DRI (-)	> 82 <i>extremely high</i>

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5100ECVRBGN0000002A01 <table border="1" data-bbox="1422 230 1525 309"> <tr> <td>Foglio 104 di 107</td> </tr> </table>	Foglio 104 di 107
Foglio 104 di 107		

Dall'analisi dei dati di letteratura unitamente ai risultati delle prove effettuate si riporta la seguente stima dei parametri connessi alla fresabilità degli ammassi (DRI) ed al consumo degli utensili di scavo (CLI).

Arenarie di Serravalle (aS)

DRI= 50, CLI = 30

Marne di Sant'Agata Fossili (mA2)

DRI= 60, CLI = 30

Membro di Riomaggiore (gS)

DRI= 80, CLI = 60

Conglomerati di Cassano Spinola (cC)

DRI= 70, CLI = 40

Argille di Lugagnano (aL)

DRI= 80, CLI = 50

6.8.2. *Clogging*

Le formazioni attraversate nel contesto di pianura hanno mostrato un potenziale di clogging medio-alto. Il cosiddetto effetto clogging costituisce il blocco della testa di scavo / coclea di estrazione, a seguito del fenomeno di adesione del muck (a componente prevalentemente argillosa) sugli elementi delle testa della fresa e alle varie parti metalliche della macchina (coclea).

Per le seguenti formazioni è stato determinato, tramite le usuali correlazioni con le caratteristiche di plasticità (I_c e I_p) il potenziale di clogging riportato nel grafico sottostante:

- Marne di Sant'Agata Fossili (in rosa nel grafico)
- Membro di Riomaggiore (in rosso nel grafico)
- Conglomerati di Cassano-Spinola (in blu nel grafico)
- Argille di Lugagnano (in blu nel grafico)

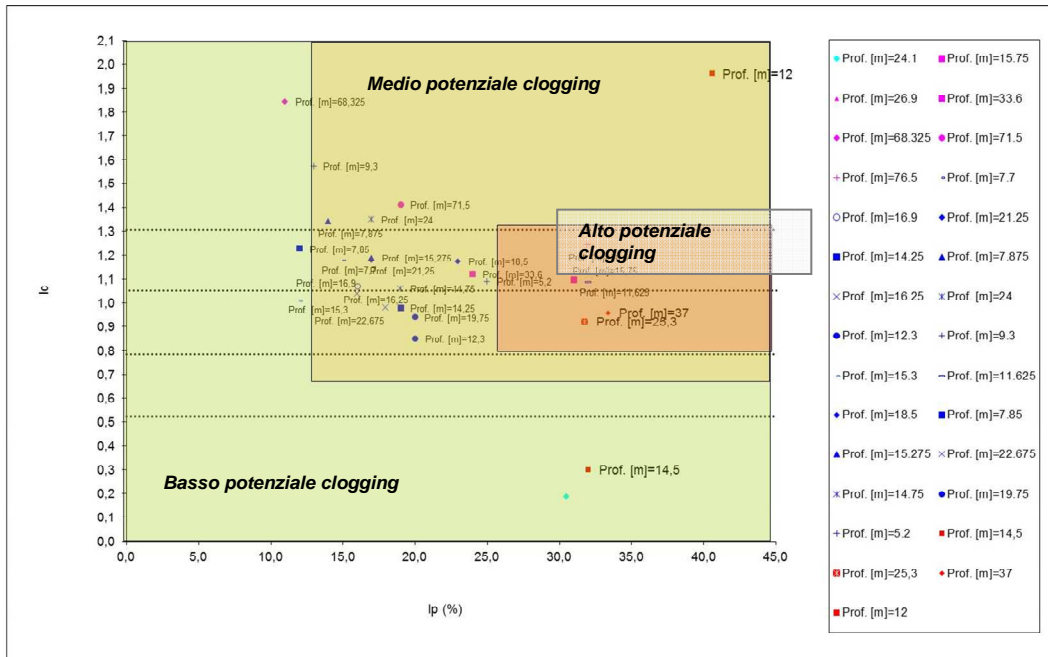


Figura 6-71. Carta del Potenziale Clogging – formazioni comprese nel settore di pianura della Galleria Serravalle

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p> <p>Foglio 106 di 107</p>

7. BIBLIOGRAFIA

- Allasinaz A., Gelati R., Gnaccolini M., Martinis B., Orombelli G., Pasquarè G. & Rossi P.M. (1971) – Note illustrative e Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000, foglio 82, Genova. Nuova tecnica Grafica, roma, pp134.
- Barla (1995) – “Tunnelling under squeezing rock conditions”, International Society for rock mechanics, ISRM
- Boni A. & Casnedi R. (1970) – Note illustrative e Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000, fogli 69, Asti e 70, Alessandria. Poligrafica & Cartevalori, Ercolano (Na), pp. 64.
- Capponi, G., Cortesogno, L., Crispini, L., Gaggero, L., Bonci, M.C., Perilli, N., Piazza, M., Vannucci, G., Firpo, M., Piccazzo, M., Pacciani, G. & Ramella, A. (2007) - Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000, Foglio 213-230 “Genova”. S.EL.CA. Firenze.
- Capponi, G., Crispini, L., Cortesogno, L., Gaggero, L., Firpo, M., Piccazzo, M., Cabella, R., Nosengo, S., Bonci, M.C., Vannucci, G., Piazza, M., Ramella, A., Perilli, N., et alii (2009) - Note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000, foglio 213-230 – Genova.
- Cortesogno L. & Haccard D. (1984) – Carta Geologica della zona Sestri – Voltaggio. – Mem. Soc. Geol. It.
- Cortesogno L. & Haccard D. (1984) – Note illustrative alla carta Geologica della zona Sestri – Voltaggio. – Mem. Soc. Geol. It., Geol. It., 1984 (28).
- Hoek – Marinos (2005)- Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses - 2005
- Italferr (2001) – Progetto Preliminare. Tratta A.C. Milano-Genova, III Valico.
- Italferr (2005) – Progetto Definitivo. Tratta A.C. Milano-Genova, III Valico.
- Marini M. (1997) – Carta Geologica della Val Polcevera e zone limitrofe (Appennino Settentrionale) alla scala 1:25000.
- Marini M. (1998) – Carta Geologica della Val Polcevera e zone limitrofe (Appennino Settentrionale) alla scala 1:25000. Note illustrative. – Atti Tic. Sc. Terra, vol.40.
- Ministero dell'Ambiente, Servizio Valutazione Impatto Ambientale – Richiesta integrazione A.C. Genova-Milano. Protocollo N°10784/VIA/A.O/13.G ,Roma, 5 Settembre 2000.
- Piana, F., Falletti, P., Fioraso, G., Irace, A., Mosca, P., et alii (in prep.) – Carta geologica del Piemonte in scala 1:250.000. Consiglio Nazionale delle Ricerche, IGG Torino; Università degli Studi di Torino, DST; Politecnico di Torino, DIATI.
- Provincia di Genova (1998) – Area 06: Difesa del suolo, Opere Ambientali e Piano di Bacino – Torrente Chiaravagna e Torrente Polcevera. Piano di bacino stralcio per la difesa idrogeologica, geomorfologica, per la salvaguardia della rete idrografica e per la compatibilità delle attività estrattive.Consultabile su: <http://cartogis.provincia.genova.it/cartogis/pdb/>.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5100ECVRBGN0000002A01</p>	<p>Foglio 107 di 107</p>

- Soc. Geol.It. (1991) – Alpi Liguri. Collana Guide Geologiche Regionali vol.2 – BE.MA.