

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
 STRUTTURA TECNICA DI MISSIONE
 REGIONE PIEMONTE
 COMUNE DI TORINO



INFRATRASPORTI.TO S.r.l.

METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO
 LINEA 1 PROLUNGAMENTO SUD – TRATTA 4 LINGOTTO/BENGASI
 APPALTO INTEGRATO PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA ED
 ESECUZIONE DEI LAVORI, AI SENSI DELL'ART. 232 D.LGS 163/2006

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTA RESPONSABILE 	RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  Mandante </div> <div style="text-align: center;">  Mandataria </div> </div>	
ENTE CONCESSIONARIO (R.U.P.)	TITOLO ELABORATO: RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	
DIRETTORE DEI LAVORI		
(Empty)		
SCALA: —		DATA: 31-05-2012

REVISIONI DEL DOCUMENTO					
Rev.	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
0	Emissione esecutiva	31-05-'12	Giometti	Giometti	Comi
A					
B					
C					
D					

File:	Cartella	Progr.	CODICE ELAB.:	Contratto	Lotto	Fase	Progetto	WBS	Doc.	Num.	R.I.	R.E.
14_MTL1T4A0E_GEOGENR007	2.1	14	MTL1T4	AO	E	GEO	GEN	R	007	—	0	0

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1 Documenti di progetto	4
2.1.1 Progetto Esecutivo	4
2.1.2 Progetto definitivo	4
2.2 Normativa	4
2.3 Bibliografia	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	6
3.1 Profilo geologico	9
3.1.1 Ghiaia, ciottoli e sabbie in matrice limosa (Depositi fluvioglaciali e fluviali rissiani)	9
3.1.2 Limi sabbiosi debolmente argillosi e sabbie grigio-azzurre con fossili (Depositi di ambiente marino neritico del Pliocene)	9
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE	11
4.1 Indagini in sito	11
4.1.1 Fasi precedenti la progettazione definitiva	11
4.1.2 Progetto Definitivo	11
4.1.3 Progetto Esecutivo	12
4.2 Prove di laboratorio	13
4.2.1 Progetto Definitivo e indagini pregresse	13
4.2.2 Progetto Esecutivo	13
4.3 Letture piezometriche	14
5. CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI	15
5.1 Riconoscimento terreni	15
5.2 Densità relativa	16
5.3 Parametri di resistenza	16
5.4 Parametri di rigidezza	19
6. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA	21
6.1 Successione stratigrafica	21
6.2 Livello di falda	21

6.3	Caratterizzazione geotecnica	22
6.3.1	Unità 1	22
6.3.2	Unità 2	23
6.3.3	Unità 2a	31
6.3.4	Unità 2b	34
6.3.5	Unità 3	40
6.3.6	Unità 6	40
6.4	Abrasività e durezza dei materiali grossolani	43
6.5	Considerazioni sulle metodologie di scavo	45

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività di progettazione e successivamente di esecuzione degli interventi relativi all'estensione della linea metropolitana automatica 1 di Torino per il tratto Lingotto – Piazza Bengasi, la presente relazione tratta la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto.

Il tracciato del prolungamento verso Sud, totalmente in sotterraneo, congiunge la Stazione Lingotto, esistente, con Piazza Bengasi percorrendo l'asse di Via Nizza; si sviluppa per una lunghezza pari a circa 1900 m e comprende le due stazioni "Italia 61" e "Bengasi", la predisposizione per il manufatto di bivio per la diramazione verso Lingotto FS, due pozzi di intertratta e un pozzo terminale.

Il progetto prevede una galleria a doppio binario che consente la circolazione di convogli di larghezza pari a 2.08 m, scavata a foro cieco sotto la viabilità urbana.

La soluzione costruttiva prevalente prevista per la realizzazione della galleria a foro cieco è lo scavo meccanizzato mediante l'impiego di fresa scudata a piena sezione (TBM). Nel caso in esame, con sezione a doppio binario, il diametro interno della galleria è di 7.00 m.

In quanto segue si riporta:

- breve inquadramento geologico dell'area interessata;
- elenco e descrizione delle campagne di indagini disponibili nell'area;
- criteri di interpretazione delle indagini;
- caratterizzazione stratigrafica;
- caratterizzazione geotecnica;
- note sulla sismicità dell'area.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti di progetto

2.1.1 Progetto Esecutivo

- [1] Planimetria di ubicazione indagini – elab. MTL1T4A1EGEOGENS006
- [2] Profilo geotecnico 1/2 - elab. MTL1T4A0EGEOGENS002.1
- [3] Profilo geotecnico 2/2 – elab. MTL1T4A0EGEOGENS002.2
- [4] Relazione sulle indagini geognostiche integrative in sito – Elab. MTL1T4A0EGEOGENR003
- [5] Relazione sulle indagini geognostiche integrative in laboratorio – Elab. MTL1T4A0EGEOGENR004

2.1.2 Progetto definitivo

- [6] Relazione geotecnica – Elab. MTL1T4A0DGEOGENR002

2.2 Normativa

- [7] D.M. 11.03. 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” e s.m.i.;
- [8] Circ. Min. LL.PP. 24-9-1988 n. 30483: “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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- [9] O.P.C.M. 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*” e s.m.i.;

2.3 Bibliografia

- [10] Barla G., Vai L.: “Indagini geotecniche per la caratterizzazione del sottosuolo di Torino lungo il tracciato del Passante Ferroviario”. XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma 1999.
- [11] Carrieri G., Fornari, E., Guglielmetti V., Crova R. (2006) “Torino metro line 1: Use of three TBM-EPBs in very coarse grained soil conditions”. Proc. World Tunnel Congress and 32nd ITA Assembly, Seoul, Korea, 22–27 April 2006.
- [12] Casagrande A. (1948) “Classification and Identification of Solis”. Transaction ASCE, V. 113, p. 901
- [13] Cestari F. (1996) “Prove geotecniche in sito” Geo-Graph
- [14] D’Appolonia D.J., D’Appolonia E., and Brisette R.F. (1970). “Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand”. JSMFD, ASCE, vol.96, SM2

- [15] De Mello V.F.B. (1971) "The standard Penetration Test". SOA., 4th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Juan, Puerto Rico, V. 1, pp. 1-86
- [16] Gibbs H.J., Holtz W.G. (1957) "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing". Proc. IV ICSMFE, London
- [17] Guglielmetti V., Grasso P., Mahtab A., Xu S. (2007) "Mechanized Tunnelling in Urban Areas" Taylor & Francis
- [18] Jamiolkowski M., Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Pasqualini E., *et al.* (1985) "Penetration resistance and liquefaction of sands" Proc. 11th ICSMFE, S.Francisco
- [19] Jamiolkowski M., Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Pasqualini E. (1985) "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils". Theme Lecture, V. 1. XI ICSMFE, S. Francisco
- [20] Lancellotta R. (1987) "Geotecnica" Zanichelli
- [21] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical Shear Wave Velocity in Terms of Characteristics Soil Indexes". Earthquake Engng. And Strct. Dynamics, Vol. 6
- [22] Peila O., Pelizza S. (2012) "EPB tunnel designing. Investigations, soil conditioning and backfilling technology" Mechanized Tunnelling in Urban Areas, Roma
- [23] Schmertmann J.H. (1977) "Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test". Univ. Of Florida, Gainesville (USA)
- [24] Shioi, Y., Fukui, J. (1982) "Application of N-value to Design of Foundations". JACI, Vol. 81, No. 5, Sept-Oct., pp. 469-475
- [25] Skempton A.W. (1985) "Residual strength of clays in landslides, folded strata and laboratory". Geotechnique 35, pp. 3-18
- [26] Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test Procedure and The Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, aging and Overconsolidation". Geotechnique 36, N°3
- [27] Teale R. (1965) "The concept of specific energy in rock drilling", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Pergamon Press
- [28] Terzaghi K., Peck R.B. (1948) In R. Whitlon: "Basic soil mechanics". 2nd edition – Balkema
- [29] Winkerton H.F., Fang, H.Y. (1975) "Foundation Engineering Handbook". Van Nostrand Reinhold
- [30] Yoshida Y., Monotori I. (1988) "Empirical Formulas of SPT Blow-Counts for Gravelly Soils". Proc. ESOPT-1, Orlando (USA)
- [31] Yoshida Y., Ikemi M., and Kokusho T. (1988) "Empirical formulas of SPT blow-counts for gravelly soils". Penetration testing ISOPT-1, Orlando, Balkema

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio comunale di Torino si estende per circa l'80% su un'area semi-pianeggiante costituita dagli apporti successivi delle conoidi alluvionali poste allo sbocco delle valli alpine; la restante parte del territorio è costituito dai rilievi collinari ubicati a Est del fiume Po. L'area urbana presenta una debole pendenza procedendo da ovest verso est, passando da 260-270 m s.l.m. a circa 220 m s.l.m.

Le conoidi alluvionali sono costituite da depositi di origine fluvioglaciale, successivamente rimodellati, almeno nei livelli più superficiali, dai corsi d'acqua che attraversano il territorio comunale (Po, Stura di Lanzo, Dora Riparia e Sangone). I termini litologici dei depositi fluvioglaciali sono legati ai litotipi del bacino idrografico di alimentazione: il Massiccio Ultrabasico di Lanzo (serpentiniti, ultrabasiti) per la Stura di Lanzo e il Complesso del Dora Maira (gneiss, quarziti), Calcescisti a Pietre Verdi, Serie dell'Ambin (micascisti, quarziti) per la Dora Riparia e il Sangone.

Gli apporti di materiali a granulometria più fine (limi sabbiosi e/o argillosi), presenti in lenti all'interno delle ghiaie, sono attribuibili al fiume Po, caratterizzato in tale tratto del suo corso da una limitata energia di sedimentazione.

L'assetto geologico generale, ricostruito in base alle numerose indagini svolte nel sottosuolo torinese, è suddiviso, per i primi 150 m circa di profondità, in tre complessi litostratigrafici (dal più superficiale al più profondo):

- depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani (Quaternario), principalmente composti da ghiaie, ciottoli e livelli di sabbie in matrice sabbioso-limosa;
- depositi lacustri e fluviolacustri riferibili al Villafranchiano Autoctono (Pleistocene Inferiore - Pliocene Superiore) composti da limi argillosi e livelli sabbioso-ghiaiosi;
- depositi di ambiente marino neritico del Pliocene composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili.

Lo spessore del primo complesso, lungo la tratta in oggetto, è compreso, generalmente, tra 32 m e 40 m circa, salvo possibili variazioni localizzate. Dall'esame dei dati a disposizione, si è avuta parziale conferma, anche per tale tratta, di quanto già riscontrato in corrispondenza delle precedenti tratte funzionali, Collegno - Torino Porta Nuova e Porta Nuova - Lingotto, ovvero della presenza di orizzonti cementati all'interno dei depositi fluvioglaciali (ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice limosa), caratteristici del sottosuolo di Torino e noti in letteratura con il termine di "puddinghe". Tali orizzonti possiedono andamento discontinuo e grado di cementazione o di addensamento variabile. Rispetto alle tratte funzionali precedenti, come accennato, questi strati conglomeratici sono stati rinvenuti con minore frequenza e continuità, ed in nessun caso si è riscontrata la presenza di livelli ad elevata cementazione.

Il grado di cementazione e la geometria dei conglomerati assumono rilevanza ai fini della definizione del comportamento geotecnico dei materiali nonché della loro attitudine allo scavo. All'interno dei depositi

fluvioglaciali è stata inoltre occasionalmente riscontrata la presenza di livelli di materiali coesivi sotto forma di corpi discontinui lentiformi.

Il limite inferiore dei depositi fluvioglaciali rissiani è costituito da un contatto di tipo erosionale. La potenza del secondo complesso, desunta da informazioni bibliografiche, varia molto in relazione alla zona di riferimento, da un massimo di 140 m (Piazza Marmolada) a pochi metri nella zona nord di Torino, nelle vicinanze della Stura di Lanzo. Il contatto tra la base del complesso Villafranchiano ed i depositi Pliocenici è di eteropia di facies.

In corrispondenza della tratta funzionale in esame, il complesso riferibile al Villafranchiano Autoctono non è stato riconosciuto, mentre è presente il complesso marino Pliocenico in maniera estesa, coerentemente con il contatto di eteropia di facies già rilevato nella tratta funzionale precedente, all'altezza della stazione Marconi.

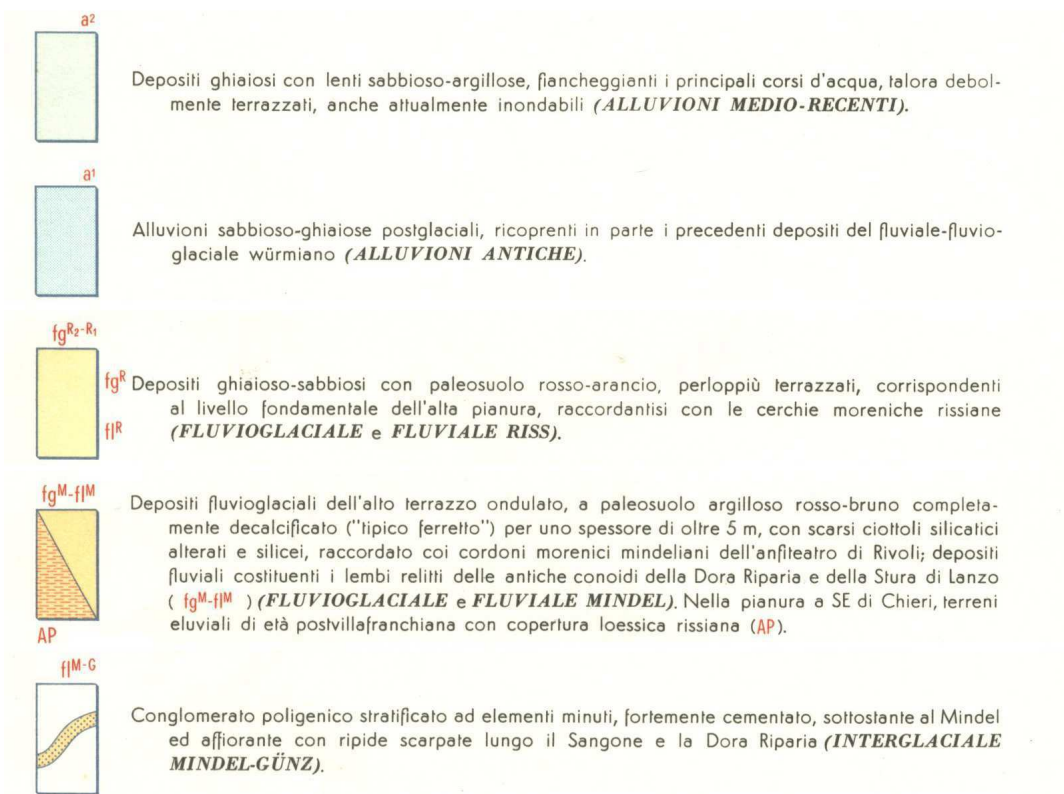
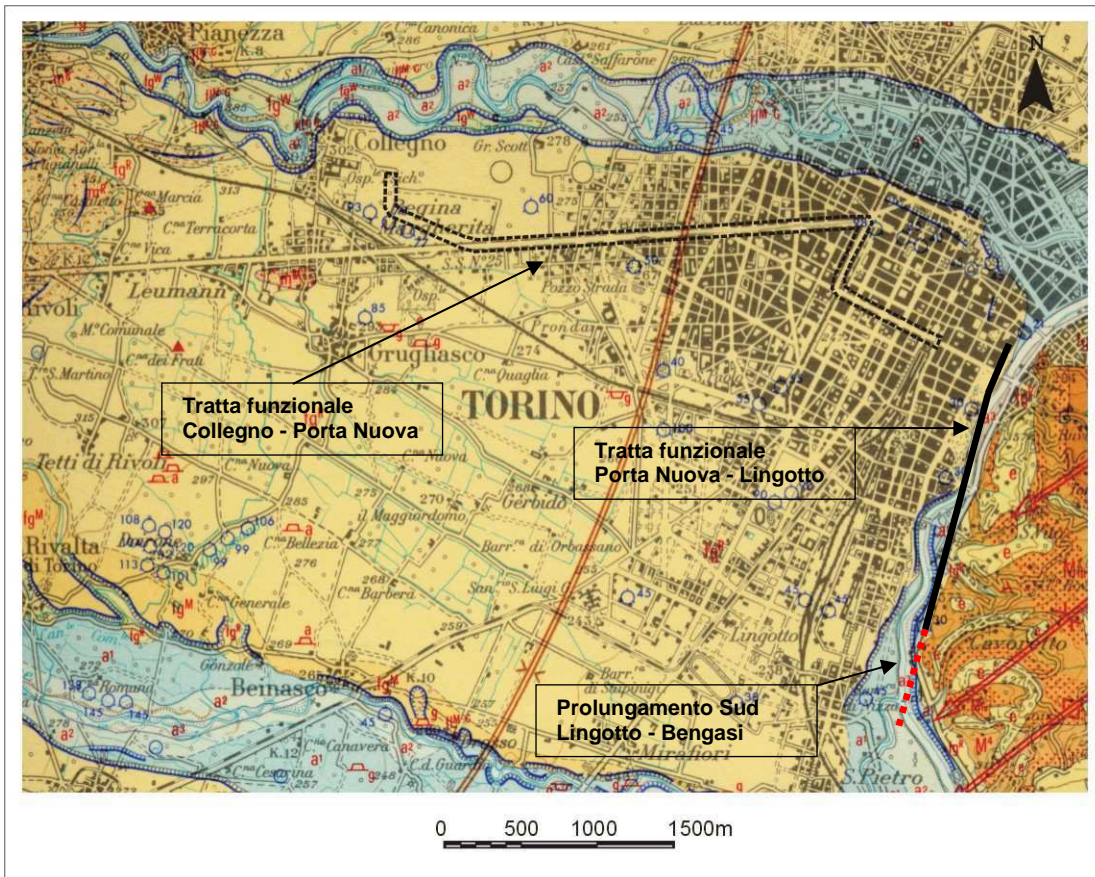


Figura 2.1 - Estratto dal foglio n. 56 della Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000.

3.1 Profilo geologico

La definizione del modello geologico di riferimento è stata effettuata, a livello generale, sulla base delle informazioni reperite in letteratura oltre che di quelle provenienti dalle indagini geognostiche effettuate nel passato lungo il tracciato in progetto e delle quali è stato possibile ottenere le risultanze stratigrafiche.

Il modello ha portato al riconoscimento dei seguenti complessi litostratigrafici omogenei, (descritti procedendo dall'alto verso il basso):

- depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani: ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice limosa;
- depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene, composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili.

Esso ha trovato conferma dall'esito delle indagini geognostiche condotte in fase di progettazione Definitiva ed Esecutiva.

3.1.1 *Ghiaia, ciottoli e sabbie in matrice limosa (Depositi fluvioglaciali e fluviali rissiani)*

Le ghiaie, che rappresentano la frazione avente la maggior rilevanza in termini percentuali, si accompagnano a sabbie medio - grossolane, ciottoli e livelli lentiformi limoso - argillosi. I ciottoli risultano sostanzialmente composti da quarziti, gneiss, serpentiniti e metagabbri, e raramente presentano un'alterazione tale da comprometterne la struttura. La forma varia da sub-arrotondata ad arrotondata, ma sono frequenti anche ciottoli discoidi: questa forma appiattita è assai frequente anche nella ghiaia e nel ghiaietto. Le dimensioni dei ciottoli sono molto variabili, potendo raggiungere, talvolta, carattere di veri e propri trovanti (osservati sia durante i lavori del Passante Ferroviario-1° Lotto, sia nella prima tratta della Linea 1 della Metropolitana). Il diametro di 10-30 cm è quello maggiormente rappresentato. Sono inoltre qua e là presenti livelli lenticolari di ciottoli e ghiaie discoidi privi di matrice sabbioso limosa fine.

La peculiarità di questi depositi è data dalla presenza di cementazione, variabile di grado sia in profondità che lungo lo sviluppo complessivo dell'opera. Il fenomeno è dovuto alla precipitazione del carbonato di calcio e magnesio presente in soluzione sia nell'acqua di falda, sia nell'acqua di infiltrazione meteorica, per variazioni di temperatura e di pH. I carbonati presenti in soluzione provengono principalmente dalle acque della Dora Riparia, che alimenta la falda superficiale nei periodi di maggior portata. Come già detto precedentemente, sulla base delle informazioni stratigrafiche a disposizione per la tratta Lingotto - Bengasi, la cementazione si presenta prevalentemente all'inizio della tratta, ed è individuabile con una maggiore persistenza in un intervallo di profondità compreso tra 5 m e 15 m.

All'interno di tali depositi grossolani sono stati rilevati dei livelli aventi granulometria più fine (limi sabbioso-argillosi), aventi spessori dell'ordine di 4-5 m.

3.1.2 *Limi sabbiosi debolmente argillosi e sabbie grigio-azzurre con fossili (Depositi di ambiente marino neritico del Pliocene)*

I litotipi che caratterizzano questo complesso vanno dalle sabbie alle argille, con predominanza dei depositi più fini in corrispondenza della pianura torinese.

Le argille, tipicamente di colore azzurrognolo, risultano alquanto siltose nella parte sommitale della formazione e contengono frequentemente resti fossili.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

4.1 Indagini in sito

4.1.1 Fasi precedenti la progettazione definitiva

Sono stati considerati n. 9 sondaggi a carotaggio continuo, spinti a profondità compresa fra 12m e 80m dal piano di campagna, condotti nell'ambito di diverse progettazioni, fra le quali in prevalenza lavori nelle aree ex Fiat Avio e in seconda battuta il tratto precedente della linea metropolitana e la futura Torre del Palazzo della Regione.

Nei suddetti fori di sondaggio sono state condotte prove penetrometriche standard SPT e prove di permeabilità Lefranc; alcuni di quei sondaggi sono stati infine attrezzati con piezometri a tubo aperto.

La sottostante tabella riporta una sintesi dei sondaggi considerati e delle prove in foro in essi condotte.

SOND.	ANNO	PROF.	ZONA / OPERA	PROGETTO	PROVE SPT	PROVE Lefranc	PIEZOMETRO
		(m)					
S4	1990	12	Centro fiere	Aree ex Fiat Avio (varie)	6		
S5	1990	12	Centro fiere	Aree ex Fiat Avio (varie)	6		
STO2	1990	20	Piazza Fabio Filzi	Aree ex Fiat Avio (varie)			
SP2	1991	60	Centro congressi	Aree ex Fiat Avio (varie)	26		
S38	2001	29	Stazione Lingotto	P.E. Metro TO - Lotto 2 - Tratta Marconi Lingotto	8	3	x
PM12	2005	35	Fiat Avio - Via Nizza	P.D. di bonifica e messa in sicurezza delle aree ex Fiat Avio			
S56	2005	15	Fiat Avio - Via Nizza	P.D. di bonifica e messa in sicurezza delle aree ex Fiat Avio			x
S57	2005	15	Fiat Avio - Via Nizza	P.D. di bonifica e messa in sicurezza delle aree ex Fiat Avio			x
St12	2008	80	Palazzo della Regione Piemonte	P.D del nuovo Palazzo della Regione Piemonte	7		x

Tabella 4-4-1 – Indagini in sito precedenti il P.D.

4.1.2 Progetto Definitivo

La campagna di indagine per la progettazione definitiva ha compreso le seguenti indagini in sito (2007 ÷ 2008):

- o n. 8 sondaggi a carotaggio continuo, di cui n. 4 (denominati Sc1 ÷ Sc4) geognostici e n. 4 (P1 ÷ P4) ambientali (comunque utilizzati anche al fine della caratterizzazione stratigrafica);
- o n. 2 sondaggi a distruzione di nucleo, SD1 e SD2;
- o n. 1 pozzo Ø 300 mm per eseguire una prova di pompaggio;

- prove penetrometriche standard SPT nei fori di sondaggio sopra elencati;
- n. 16 prove di permeabilità Lefranc;
- n. 1 prova pressiometrica.

Nei fori di sondaggio Sc1 e SD1 sono state condotte prove geofisiche *down hole*.

In tutti i restanti fori, compreso il pozzo, sono stati installati piezometri a tubo aperto.

Durante l'esecuzione dei sondaggi Sc1 e SD1 sono stati registrati i principali parametri di perforazione (velocità di avanzamento, velocità di rotazione, spinta, coppia, pressione).

In tutti i sondaggi, oltre al rilievo della temperatura e della conducibilità dell'acqua, sono state eseguite le seguenti prove geofisiche:

- gamma ray,
- *down hole*,
- rilievi sonici (5 kHz e 20 kHz).

4.1.3 Progetto Esecutivo

Le verticali di indagine proposte sono state scelte e ubicate in relazione ai seguenti obiettivi principali:

- definizione della successione stratigrafica fino alle profondità di interesse in alcuni tratti non coperti dalle indagini pregresse disponibili, per ricostruire un profilo stratigrafico e geotecnico basato per quanto possibile su dati e riscontri diretti sufficientemente ravvicinati lungo l'intera tratta;
- in particolare -ma non esclusivamente- individuazione di eventuali lenti e livelli di unità fini (2a) entro le profondità di interesse;
- caratterizzazione di dettaglio delle unità incontrate, con lo scopo non solo di ottimizzare il dimensionamento delle opere previste (diaframmi, galleria, pozzi), ma anche la scelta e la definizione degli interventi di consolidamento, ciò con particolare ma non esclusivo riferimento alle unità più fini;
- individuazione della superficie piezometrica lungo l'intera tratta;
- caratterizzazione ambientale dei terreni e delle acque di falda.

Sono state svolte le seguenti indagini in sito:

- n. 9 sondaggi geognostici a carotaggio continuo di lunghezza pari a 30m;
- n. 4 sondaggi a distruzione di nucleo di lunghezza pari a 30m;
- prove penetrometriche standard SPT nei fori di sondaggio;
- n. 14 prove di permeabilità Lefranc;
- n. 1 prova pressiometrica.

Per n. 4 sondaggi sono stati registrati i parametri di perforazione (velocità di avanzamento, velocità di rotazione, spinta, coppia, pressione).

Alcuni (n. 9) fori di sondaggio sono stati attrezzati con tubi in PVC da 3" per l'esecuzione di prove geofisiche in foro (*down hole* e *cross hole*).

Il sondaggio SCI-4 è stato attrezzato con tubo piezometrico da 2" con tratto filtrante fra 12 m e 27 m da testa foro.

Dai sondaggi sono stati prelevati complessivamente n. 77 campioni rimaneggiati e n. 2 campioni indisturbati.

Sono stati programmati n. 8 ulteriori sondaggi a valenza ambientale (PI-1 ÷ PI8), posizionati in prossimità dei principali manufatti previsti lungo la tratta in progetto. Questi sondaggi, attrezzati con piezometri a tubo aperto, sono mirati a: caratterizzare dal punto di vista ambientale i terreni di scavo per determinarne l'eventuale riutilizzo e le modalità di stoccaggio e smaltimento; caratterizzare l'acqua di falda e monitorarne la qualità dalla fase *ante operam* al *post operam*; rilevare la quota di falda e verificare eventuali influssi sulla falda a seguito della realizzazione delle opere in progetto. Di sette dei sondaggi ambientali era già prescritta l'esecuzione sin dalla fase progettuale precedente (cfr. el. MTL1T4A0DAMBGENR003 del Progetto Definitivo), in cui se ne definiva numero, ubicazione, lunghezza e obiettivi.

L'ubicazione di tutte le indagini elencate è riportata nell'elaborato di progetto al doc. di rif. [1].

4.2 Prove di laboratorio

4.2.1 Progetto Definitivo e indagini pregresse

Dai sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno per le prove di laboratorio, principalmente di classificazione (analisi granulometriche, determinazione dei pesi di volume, del contenuto d'acqua, dei limiti di consistenza) e di resistenza e deformabilità (prove triassiali ed edometriche). Sui clasti di dimensioni maggiori (ciottoli grossolani, di pezzatura anche superiore al decimetro), sono state inoltre condotte prove mirate all'individuazione della tecnologia di scavo più idonea (analisi petrografiche, di abrasività, durezza, perforabilità, resistenza meccanica).

I risultati di tutte queste prove sono allegati agli elaborati del Progetto Definitivo.

4.2.2 Progetto Esecutivo

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni di terreno in larghissima prevalenza rimaneggiati, data la granulometria granulare predominante; è stato possibile tuttavia prelevare anche campioni indisturbati all'interno di lenti più fini rinvenute all'interno della formazione granulare. Sui campioni sono state eseguite prove di laboratorio di classificazione (an. granulometrica, peso di volume, contenuto d'acqua naturale, indice dei vuoti, limiti di consistenza, ove queste prove si potessero applicare), di resistenza (TD, TX), di rigidità (edometri).

Sui clasti ghiaiosi di dimensioni maggiori sono state condotte prove di laboratorio per determinare l'abrasività e la fragilità, al fine di valutare eventuali difficoltà per la TBM e in generale contribuire alla definizione della migliore metodologia di scavo.

4.3 Letture piezometriche

Alla data di redazione di questo documento, si dispone delle letture piezometriche effettuate nell'ambito del PD e di una nuova serie di letture agli stessi piezometri, ove ancora attivi.

SONDAGGIO	PROFONDITA' SONDAGGIO	QUOTA P.C.	Febbraio 2008		Marzo 2012	
			SOGGIACENZA	QUOTA PIEZOMETRICA	SOGGIACENZA	QUOTA PIEZOMETRICA
			(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)
	(m)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)
SC1	45	230,500	13,0	217,5	-	-
SD1	36	232,219	-	-	-	-
SC2	40	232,940	12,0	220,9	-	-
PP1	36	231,700	13,5	218,2	-	-
SC3	40	231,595	13,3	218,3	-	-
SC4	35	231,848	14,0	217,8	-	-
SD2	36	233,771	13,0	220,8	-	-
P1	38,5	232,468	13,0	219,5	13,3	219,2
P2	30	232,131	12,5	219,6	12,4	219,7
P3	30	232,349	13,0	219,3	12,5	219,8
P4	35	232,462	13,1	219,4	12,8	219,7

Tabella 4-4-2 – Letture ai piezometri del PD

5. CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni, in termini di parametri di resistenza e in parte di parametri di rigidità, si è basata per lo più sull'interpretazione delle prove SPT, strumento principe in terreni granulari anche grossolani come quelli largamente predominanti lungo il tracciato.

5.1 Riconoscimento terreni

Oltre che dall'osservazione diretta della stratigrafia attraversata da ciascun sondaggio a carotaggio continuo, informazioni sui terreni sono state tratte dalla registrazione di alcuni parametri di perforazione (velocità di avanzamento, spinta, pressione di iniezione del fluido di perforazione e coppia di rotazione) in sondaggi a distruzione di nucleo o, in alcuni casi, anche a carotaggio continuo, sia in fase di Progetto Definitivo che in quella attuale.

Dai parametri registrati si ricava l'energia specifica E_s , definita come quantità di lavoro che deve essere spesa per la perforazione dell'unità di volume di terreno e data dalla formula (Teale, 1965, doc. rif. [27]):

$$E_s = \frac{F}{A} + \frac{2\pi \cdot V \cdot T}{A \cdot B}$$

in cui:

F = spinta

V = velocità di rotazione

T = coppia

A = area della perforazione

B = velocità di avanzamento

Precedenti studi mostrano tuttavia che campagne diverse condotte negli stessi terreni possono portare a determinare valori di energia specifica anche molto diversi; in particolare, uno studio proprio sul sottosuolo di Torino (cfr. Barla e Vai, 1999, doc. rif. [10]) ha preso in considerazione due diverse campagne di indagine nella stessa zona e ha mostrato un rapporto medio di circa 7:1 fra i valori di energia specifica ottenuti da una campagna e quelli ottenuti dall'altra.

E' quindi necessaria una taratura dei parametri registrati sulla base di un confronto con le stratigrafie attraversate dalle perforazioni a carotaggio continuo più vicine. Già i Progettisti del PD avevano effettuato tale taratura per le diagrafie allora disponibili.

5.2 Densità relativa

Per la stima della densità relativa D_R si è fatto ricorso a diverse correlazioni empiriche di letteratura, confrontate successivamente fra loro; una prima stima è stata condotta in accordo alla correlazione indicata da Skempton (1986, doc. rif. [26]):

$$D_R \cong \left(\frac{N'_{SPT}}{60} \right)^{0.5}$$

nella quale:

$$N'_{SPT} = (ER_{IM}/60) \cdot C_N \cdot N_{SPT}$$

N_{SPT} = numero di colpi misurati ($N_2 + N_3$);

ER_{IM} = rendimento energetico medio dell'attrezzatura di prova utilizzata, espressa in percentuale; fattore correttivo per il rendimento energetico; per le attrezzature impiegate si può considerare $ER_{IM} = 60\%$

C_N = coefficiente di correzione che normalizza il valore di N_{SPT} rispetto alla tensione efficace verticale σ'_{vo} , espresso come:

$$C_N = 1/\sigma'_{vo}{}^n$$

con $n = 0.56$ (Jamolkowski *et al.*, 1985, doc. rif. [17]) e σ'_{vo} in kg/cm^2

In analogia alla scelta cautelativa dei Progettisti del P.D., che si condivide, la normalizzazione rispetto allo stato tensionale efficace è stata applicata solo per $\sigma'_{vo} > 100 \text{ kPa}$ (che equivale a porre $C_N \leq 1$); a valori limitati di σ'_{vo} , cioè nei primi metri dal piano di campagna, l'applicazione della correzione suddetta porta infatti ad incrementi molto elevati di N'_{SPT} e, corrispondentemente, a valori molto elevati di D_R e dell'angolo di resistenza a taglio ϕ' , stimato indirettamente in funzione della D_R stessa.

La densità relativa è stata stimata, in alternativa e per confronto, anche secondo la correlazione di Yoshida *et al.* (1988, doc. rif. [30]):

$$D_R \cong 25 \cdot N_{SPT}^{0.44} \sigma'_v{}^{-0.13}$$

in cui la tensione verticale efficace è espressa in kPa.

5.3 Parametri di resistenza

Nell'applicazione dei metodi di letteratura e nell'interpretazione dei risultati delle prove si è tenuto conto di alcuni aspetti.

- Come è noto, la frequente presenza di ghiaia anche grossolana può portare a valori elevati del numero di colpi NSPT, non a causa di un maggiore stato di addensamento del terreno ma della

dimensione stessa dei clasti rispetto alla dimensione della punta standard utilizzata per la prova; ciò, se non tenuto in debito conto, può portare a sovrastime dei parametri nell'utilizzazione delle correlazioni di letteratura, più spesso tarate su depositi sabbiosi o ghiaiosi meno grossolani.

- o Alcune delle correlazioni di letteratura tendono a sovrastimare i valori dell'angolo di resistenza a taglio in corrispondenza di bassi livelli tensionali (cioè nei primi metri dalla superficie) e quando i valori stessi dell'angolo di attrito siano piuttosto elevati, come prevedibile in terreni granulari grossolani come quelli esaminati.

Per tali motivi, si sono applicate alcune cautele, quali:

- o non sono stati considerati, nell'applicare le correlazioni, i risultati delle prove SPT interrotte a rifiuto ($N_{SPT} > 100$ colpi/30cm);
- o in generale, per ogni formazione esaminata l'intervallo di variabilità di ogni parametro è stato definito assumendo valori nella parte inferiore della "nuvola" ottenuta dall'interpretazione delle indagini (trascurando e trattando separatamente eventuali valori palesemente fuori dal *pattern* generale, attribuibili a lenticelle isolate di materiale diverso o a locali diversità nello stato di addensamento).

Con le premesse sopra indicate, l'angolo di resistenza a taglio è stato stimato sulla base di diverse correlazioni dirette o indirette coi risultati delle prove SPT.

Si è fatto anzitutto riferimento alla correlazione fra l'angolo di attrito di picco e i risultati di prove SPT proposta da Shioi e Fukuni (1982, doc. rif. [24]) ed espressa da:

$$\varphi' = (15 \cdot N'_{SPT})^{1/2} + 15$$

Si è anche fatto ricorso ai classici nomogrammi di Schmertmann (1977, doc. rif. [22] e Figura 5-5-1), che fornisce una stima dell'angolo di resistenza a taglio φ' in funzione della densità relativa del deposito, e di De Mello (1971, doc. rif. [15], e Figura 5-2) in funzione dei risultati delle prove penetrometriche standard SPT e dello stato tensionale efficace, nomogrammi entrambi validi per terreni granulari, quali quelli largamente prevalenti lungo la tratta.

Nell'utilizzare questi nomogrammi si deve tenere in considerazione che essi tendono a sovrastimare l'angolo di resistenza a taglio per bassi valori dello sforzo verticale efficace e per valori elevati ($>38^\circ$) dell'angolo di attrito stesso (Cestari, 1996, doc. rif. [13]).

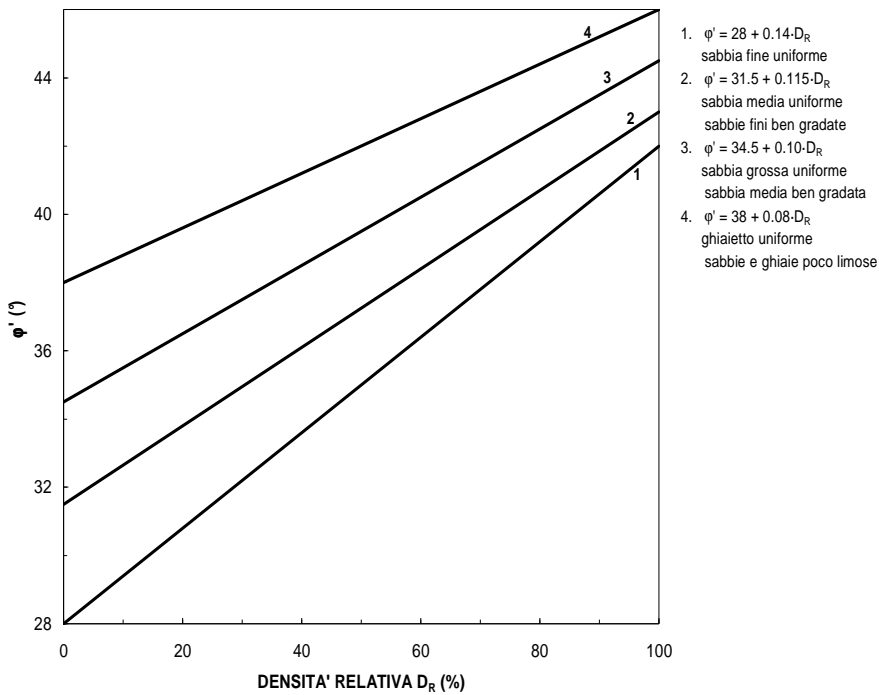


Figura 5-5-1 – Relazione fra angolo di attrito e densità relativa (Schmertmann, 1977)

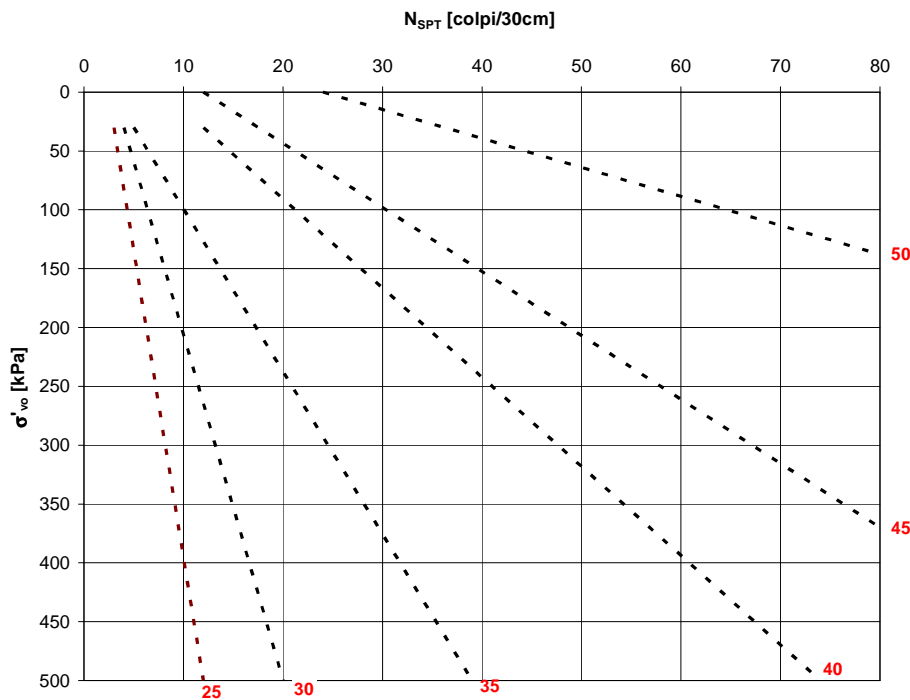


Figura 5-2– Relazione fra angolo di attrito e risultati di prove SPT (De Mello, 1971)

Ai valori di ϕ' così stimati si sono affiancati quelli ottenuti dalle prove di taglio diretto condotte in laboratorio, ove disponibili, tuttavia è da tenere presente che, quando eseguite su terreni granulari, si tratta di prove eseguite su campioni rimaneggiati e ricostituiti, eventualmente dopo rimozione della frazione più grossolana inidonea per la prova. Di conseguenza i valori ottenuti saranno da considerare in

genere sottostimati rispetto al valore caratteristico dell'unità geotecnica a cui appartengono i campioni sottoposti a tali prove, e prossimi ai minimi attesi per l'unità stessa.

5.4 Parametri di rigidezza

Per la stima dei parametri di rigidezza si è fatto principale riferimento alle prove SPT, interpretate alla luce della correlazione di Ohta e Goto (1978, doc. rif. [21]), secondo cui:

$$V_S = 54.33 \cdot N_{SPT}^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot (z / 0.303)^{0.193}$$

nella quale

V_S = velocità di propagazione delle onde elastiche di taglio nel terreno [m/s]

z = profondità dal piano di campagna [m]

α = coefficiente funzione dell'età del deposito

$\alpha = 1$ per depositi recenti

$\alpha = 1.3$ per depositi del Pleistocene o Terziario

β = coefficiente funzione della granulometria

$\beta = 1.00$ per limi e argille

$\beta = 1.09$ per sabbie

$\beta = 1.19$ per sabbie e ghiaie

I depositi incontrati lungo il tracciato risalgono al Rissiano e quindi Pleistocene (depositi fluvioglaciali, unità 2, 2a, 2b, 3:) o al Villafranchiano e quindi Pliocene (depositi fluviolacustri, unità 6). Il coefficiente α è stato quindi assunto pari a 1.3 per tutti i depositi attraversati.

Si è assegnato $\beta = 1.19$ alle unità 2 e 3, $\beta = 1.09$ all'unità 2b, $\beta = 1.0$ alle unità 2a e 6.

Dalla velocità di propagazione delle onde elastiche di taglio V_S così stimate si può calcolare il modulo elastico di taglio a piccole deformazioni G_0 :

$$G_0 = V_S^2 \cdot \gamma / g$$

con:

γ = peso di volume unitario del terreno [kN/m³]

g = accelerazione di gravità = 9.81 m/s²

Dal modulo elastico di taglio si risale, in base alla teoria dell'elasticità, al modulo elastico normale (o di Young) a piccole deformazioni E_0 :

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0$$

In presenza di ghiaia grossolana e di livelli o zone cementate, come nel sottosuolo della tratta in oggetto, la formulazione sopra riportata tende in genere a sottostimare i valori di V_S . Valori più realistici sono da

stimare in funzione delle velocità delle onde di taglio effettivamente registrate mediante le prove geofisiche in foro (*cross hole* e *down hole*).

I moduli elastici a piccole deformazioni così ottenuti dovranno essere opportunamente ridotti per ottenere i moduli operativi, in funzione del tipo di analisi.

I moduli operativi possono comunque essere stimati in base alle correlazioni empiriche proposte da D'Appolonia *et al.* (1970, doc. rif, [13]), secondo la quale:

$$E' = a + b \cdot N_{SPT} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

in cui:

$a = 0.756$ per terreni normalconsolidati ; $a = 1.043$ per terreni sovraconsolidati

$b = 18.75$ per terreni normalconsolidati ; $b = 36.79$ per terreni sovraconsolidati

Si dispone inoltre di alcune prove pressiometriche condotte nei fori di sondaggio.

6. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

6.1 Successione stratigrafica

Come anticipato anche al cap. 3, il profilo del terreno nella zona interessata dalle opere in progetto (come per altro nella zona di Torino più in generale) vede i seguenti complessi litostratigrafici omogenei, considerati a partire dalla base di un riporto antropico (Unità 1 nel seguito del documento) di spessore variabile e procedendo dall'alto verso il basso:

- depositi fluvioglaciali e fluviali rissiani (risalenti quindi al Pleistocene), costituiti da ghiaie e sabbie, in percentuali reciproche variabili con continuità, con frequenti ciottoli, in matrice limosa (Unità 2); all'interno del complesso si incontrano terreni più fini (limi sabbioso-argillosi, Unità 2a) organizzati in lenti discontinue e di spessore che solo occasionalmente raggiunge alcuni metri; e zone o livelletti cementati (Unità 3), anch'essi discontinui e di spessore o volume limitato;
- sempre nell'ambito del complesso fluviale-fluvioglaciale rissiano, nella parte inferiore dello stesso, si ha uno strato di sabbia limosa con ghiaietto (Unità 2b), di spessore molto variabile e irregolare;
- alla base dell'Unità 2b sabbioso-limosa si hanno, fino alle massime profondità indagate (e per altro di interesse) depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene, composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili (Unità 6).

In questo documento (e di conseguenza negli elaborati di carattere geologico-geotecnico allegati al presente Progetto Esecutivo) si è scelto di adottare la medesima denominazione –o meglio numerazione– delle unità geotecniche del Progetto Definitivo, per garantire continuità e facilità di lettura e di confronto fra le risultanze delle due fasi progettuali.

Come anticipato, il riporto superficiale (Unità 1) ha spessore variabile lungo il tracciato ma generalmente dell'ordine di 4m, con alcune aree in cui tale spessore cresce (piazza Filzi, in prossimità del PB1; e piazza Bengasi) fino anche a 8m.

Il complesso fluviale-fluvioglaciale formato dalle Unità 2, 2a, 2b e 3 arriva a profondità di 35 ÷ 40 m circa dal piano di campagna. L'Unità 2b separa in genere questo complesso dalla sottostante Unità 6, il cui tetto presenta andamento irregolare; tuttavia, a tratti (zona della stazione Italia '61) fra la base dell'Unità 2b e la sommità dell'Unità 6 si ritrova ancora uno spessore a granulometria più grossolana attribuibile all'Unità 2.

6.2 Livello di falda

Il dato è basato sulle letture effettuate nell'ambito della Progettazione Definitiva (2008) e su quelle effettuate ad Aprile 2012 nei piezometri del PD ancora attivi; le quote di falda rilevate sono per altro nella sostanza concordi con quelle misurate nei fori di sondaggio del PE, sebbene alla data di redazione del presente documento il livello di falda nei fori stessi potrebbe non essere pienamente stabilizzato.

Le letture ai piezometri del PD (sia quelle del 2008 che quelle del 2012) sono state utilizzate per la ricostruzione dei seguenti profili di falda di riferimento:

- o profilo involuppo delle minime soggiacenze rilevate;
- o profilo di progetto per le opere provvisionali (+2m dall'involuppo delle minime soggiacenze);
- o profilo di progetto per le opere nella configurazione definitiva (+5m dall'involuppo delle minime soggiacenze).

Questi profili di riferimento sono riportati sul profilo geologico e su quello geotecnico (cfr. rispettivamente elaborati MTL1T4A0EGEOGN1S001.1/.2 e MTL1T4A0EGEOGN1S002.1/.2).

6.3 Caratterizzazione geotecnica

6.3.1 Unità 1

Come detto, si tratta di terreni di riporto, costituiti prevalentemente da ghiaia e ciottoli con scarsa matrice, localmente più limoso-sabbiosi; a luoghi sono state rinvenute elementi in muratura e porzioni di solette in calcestruzzo, da attribuirsi a fabbricati in luogo precedentemente demoliti e/o pavimentazioni stradali.

Come già nel P.D., sui profili geotecnici si è riportato graficamente, in via cautelativa, uno spessore pressoché costante e pari a 4m (lo spessore del riporto effettivamente rilevato nei sondaggi è indicato nelle colonnine stratigrafiche degli stessi, riportate sul profilo). Localmente si è riscontrato uno spessore maggiore (piazza Filzi, zona del campo prove in piazza Bengasi), ma fuori dall'asse della linea, in corrispondenza di cui è tracciato il profilo.

Non si dispone di molte prove per caratterizzare questa unità.

Peso di volume

Si può stimare:

$$\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$$

Angolo di resistenza a taglio

Le due prove penetrometriche statiche condotte in questa unità nel foro di sondaggio SP2 (indagini precedenti la fase di P.D.), interpretate secondo i criteri descritti nel capitolo precedente, portano a stimare i valori dell'angolo di resistenza a taglio riportati nella tabella sottostante.

	Prof. [m t.f.]	N _{SPT} [colpi/30cm]	φ'			
			Shioi - Fukui	De Mello	Schmertmann	Road & Bridge Adm.
SPT 1	1.5	6	24.4	~35	35.6	28.8
SPT2	3.0	50	42.4	~45	42,8	42.0

Tabella 6-3 – Unità 1: angolo di resistenza a taglio da prove SPT

Quando si tenga conto che gli abachi di De Mello e Schmertmann tendono a sovrastimare i valori dell'angolo di attrito per bassi valori dello sforzo verticale efficace e per angoli di attrito elevati ($\varphi' > 38^\circ$), li vari metodi sembrano portare a una stima sufficientemente concorde, con maggiore dispersione dei valori ricavati dalla prova più superficiale; il risultato della prova più profonda (3m da p.c.) appare piuttosto elevato e potrebbe essere influenzato dalla presenza di ciottoli o elementi quali frammenti di laterizi o calcestruzzo.

Per quanto riguarda Schmertmann, si sono considerate la seconda e la terza curva indicate dall'autore, rispettivamente per la prima e la seconda prova. La densità relativa utilizzata ancora nelle correlazioni di Schmertmann è quella stimata in base a Yoshida *et al.* (1988, doc. rif. [30]).

In quanto segue si confermerà in via cautelativa l'intervallo di variabilità indicato nel Progetto Definitivo, che pone un limite superiore più basso dei valori stimati come sopra indicato:

$$\varphi' = 28^\circ \div 34^\circ$$

Moduli elastici

Le prove geofisiche in foro hanno restituito velocità di propagazione delle onde di taglio V_s in questo primo strato comprese nell'intervallo:

$$V_s = 100 \div 500 \text{ m/s}$$

Da cui si può risalire a moduli elastici di taglio a piccole deformazioni G_0 :

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \cong 20 \div 480 \text{ MPa}$$

e i corrispondenti moduli normali a piccole deformazioni:

$$E'_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0 \cong 50 \div 1200 \text{ MPa}$$

La correlazione di d'Appolonia *et al.* (1970, doc. Rif.) applicata alle due prove SPT disponibili fornisce:

$$E' = 11 \text{ MPa} \quad ; \quad E' = 92 \text{ Mpa}$$

Ancora sulla base delle osservazioni soprastanti in merito alla prova SPT a 3m di profondità, e tenendo anche conto del fatto che questo strato sarà interessato da paratie, per le quali si può indicare, in generale, un modulo operativo $E' = (1/5 \div 1/3) \cdot E'_0$, si è assunto:

$$E' = 10 \div 50 \text{ MPa}$$

6.3.2 Unità 2

Costituisce l'unità geotecnica largamente predominante nella porzione di sottosuolo interessata dalle opere in progetto; si tratta di depositi fluvio-glaciali rissiani, composti da sabbie eterometriche e ghiaie, con presenza di ciottoli piuttosto frequente, generalmente in matrice sabbiosa, a luoghi sabbioso-limoso. A luoghi si riscontra una debole cementazione.

All'interno di questa unità si riscontra la presenza di lenti e livelli a granulometria più fine (Unità 2a, costituita da limi sabbiosi, localmente argillosi, più sporadicamente argille; e Unità 2b, formata da sabbie

da debolmente limose a limose, con ghiaietto) e altri a granulometria analoga all'unità principale ma con un grado di cementazione maggiore (Unità 3).

Queste unità 2a, 2b e 3 sono trattate separatamente nel seguito.

Peso di volume

Le determinazioni di laboratorio del P.E. mostrano valori generalmente compresi nell'intervallo $18.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$, con una punta che supera 22 kN/m^3 ; questi dati sono in buon accordo con la caratterizzazione del P.D.. Nell'analizzare i dati si deve tenere presente che la granulometria del materiale non consente un campionamento perfettamente indisturbato e che quindi la determinazione del peso di volume avviene su campioni che hanno avuto un rilascio che porta prevedibilmente a una sottostima del valore di γ .

E' quindi plausibile assumere che il valore del peso di volume in sito si attesti sui valori massimi dell'intervallo delle determinazioni sperimentali, se non addirittura oltre. Perciò si assumerà:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Unità 2 - Peso di volume

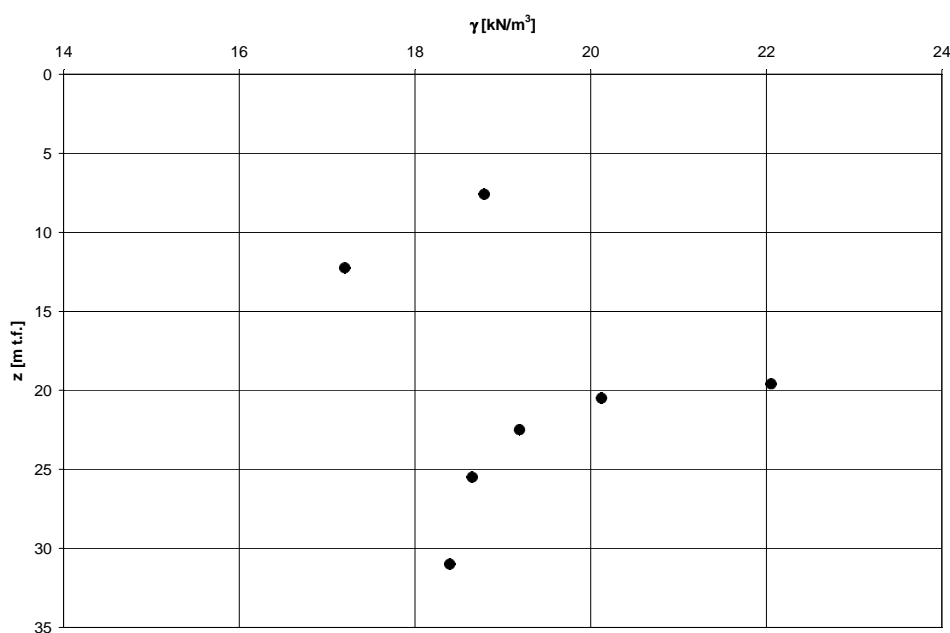


Figura 6-1 – Unità 2: peso di volume

Densità relativa

Le correlazioni di Skempton e Yoshida (cfr. par. 5.2) che forniscono una stima della densità relativa in funzione dei risultati delle prove penetrometriche standard SPT hanno restituito i valori rappresentati graficamente nelle sottostanti Figura 6-2 e Figura 6-3, nelle quali, in via cautelativa, sono stati trascurati (e quindi non riportati) i risultati delle prove interrotte a rifiuto.

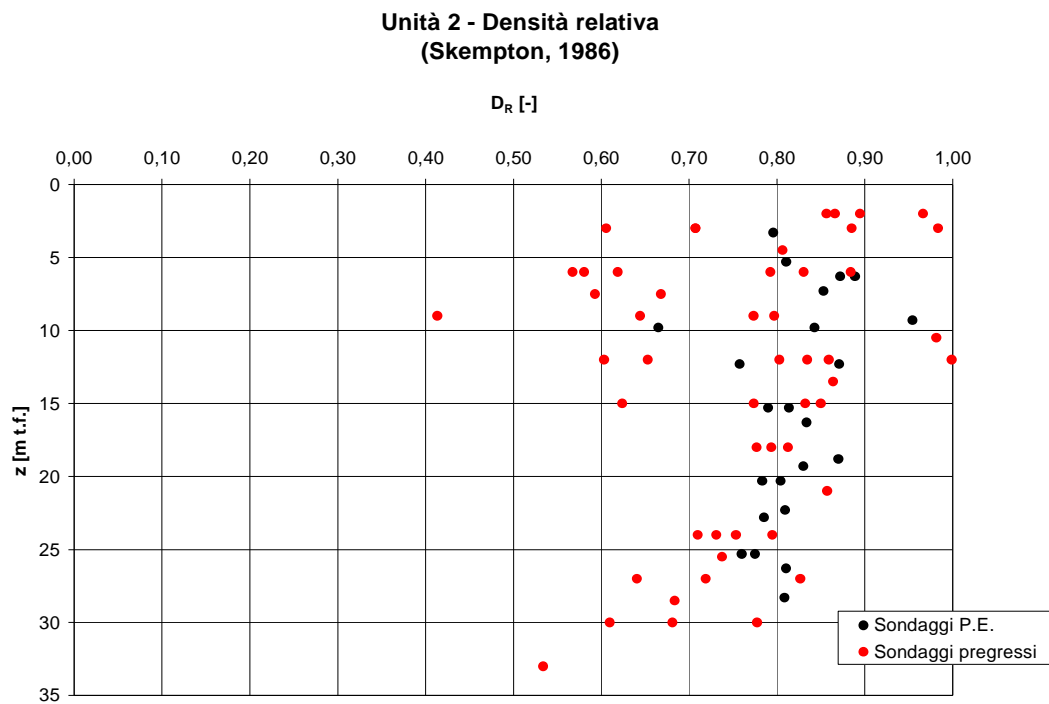


Figura 6-2 – Unità 2: densità relativa da prove SPT (Skempton)

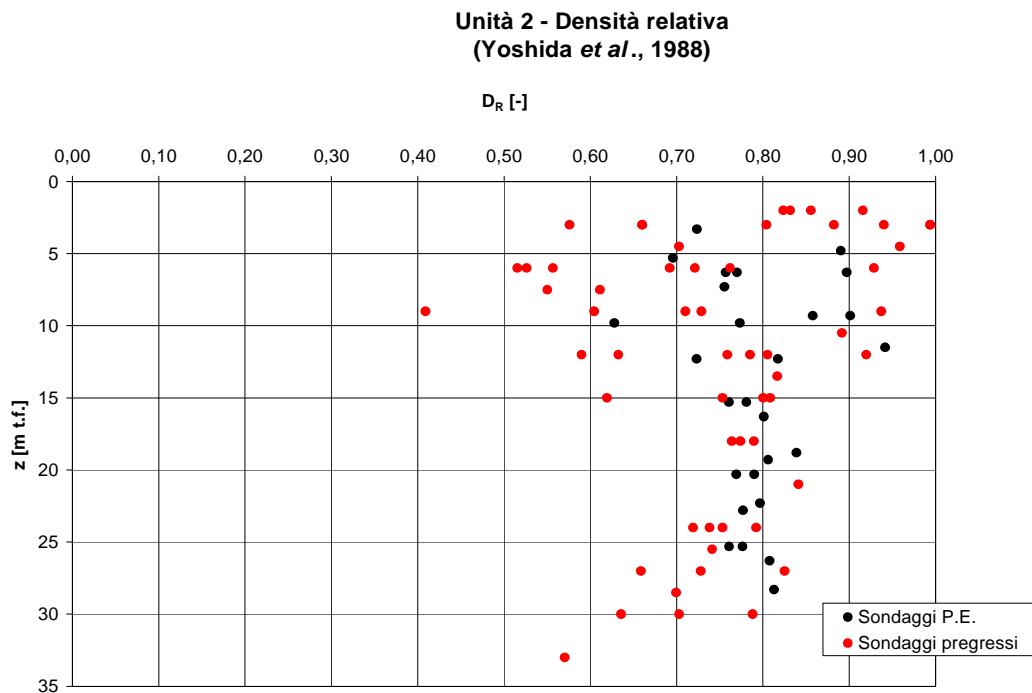


Figura 6-3 – Unità 2: densità relativa da prove SPT (Yoshida *et alii*)

Trascurando i valori massimi e considerando le due figure compressivamente, sembra potersi indicare un intervallo:

$$D_R = 75 \div 90 \%$$

pur con alcune zone meno addensate ($D_R \cong 55 \div 70 \%$), o forse con una granulometria meno grossolana, nei primi 10 ÷ 15m da piano campagna e poi avvicinandosi alla base dello strato.

Angolo di resistenza a taglio

La Figura 6-4 sottostante mostra i valori di angolo di resistenza a taglio stimati sulla base delle correlazione di Shioi e Fukui (cfr. par. 5.3) coi risultati delle prove SPT, avendo trascurato in via cautelativa le prove interrotte a rifiuto.

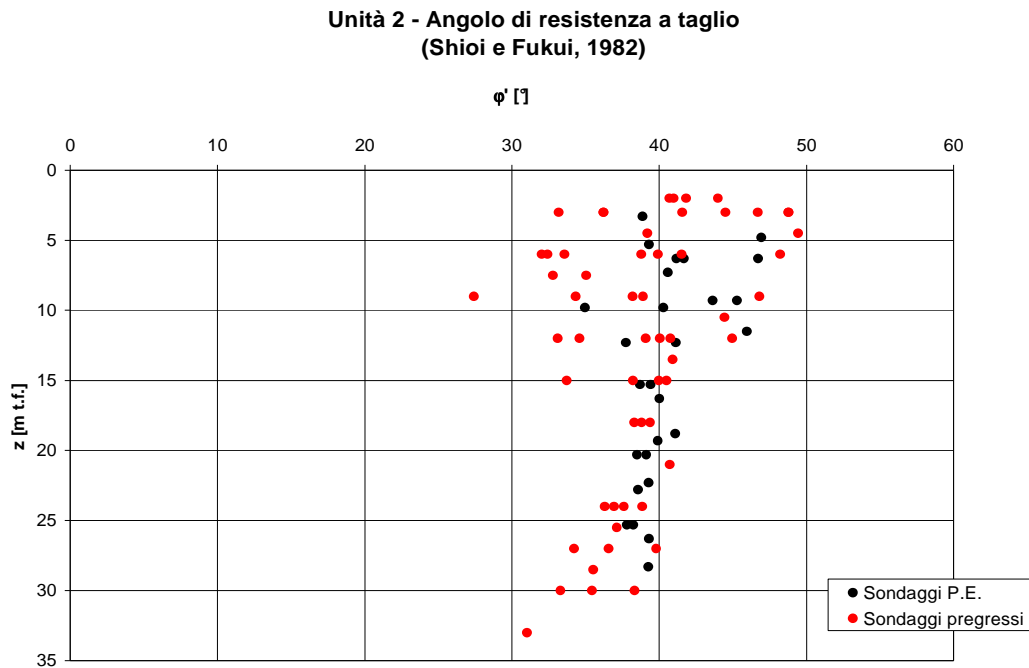


Figura 6-4 – Unità 2: angolo di resistenza a taglio da prove SPT (Shioi e Fukui)

L'interpretazione degli stessi risultati di prove SPT mediante la correlazione di Schmertmann (cfr. ancora par. 5.3) porta (Figura 6-5) a valori da una parte molto meno dispersi, dall'altra costantemente maggiori (nota bene: i valori che compaiono nella figura sono ottenuti applicando la curva di Schmertmann per sabbie grosse uniformi / medie ben gradate, partendo dai valori di densità relativa stimati mediante la correlazione di Yoshida, di cui al punto precedente).

Si è applicato allora anche il nomogramma di De Mello (1971, cfr. par. 5.3): i risultati delle prove SPT, inseriti in detto abaco, portano alle stime di angolo di attrito rappresentate in Figura 6-6, con valori minimi attorno a 35° e molti valori eccedenti (anche di molto) i 40°, soprattutto a profondità limitate ($\sigma'_{vo} < 100$).

Tenendo presente la tendenza, da parte delle correlazioni di Schmertmann e De Mello, a sovrastimare l'angolo di attrito per bassi sforzi verticali efficaci e per valori elevati ($>38^\circ$, cfr. ad es. Cestar i, 1996, doc. rif. [13]) dello stesso angolo di attrito, si ritiene più prudente dare peso principale alla stima condotta secondo Shioi e Fukui e limitare superiormente l'intervallo di riferimento per il parametro in oggetto, che si è assunto pari a:

$$\phi' = 35^\circ \div 40^\circ$$

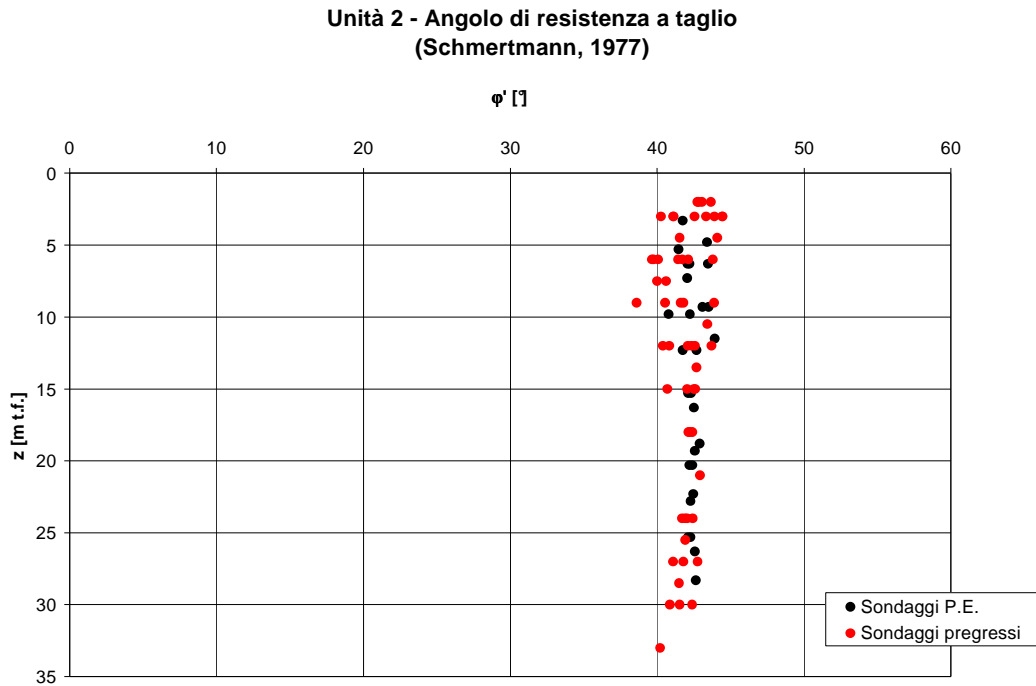


Figura 6-5 – Unità 2: angolo di resistenza a taglio in funzione della densità relativa (Schmertmann)

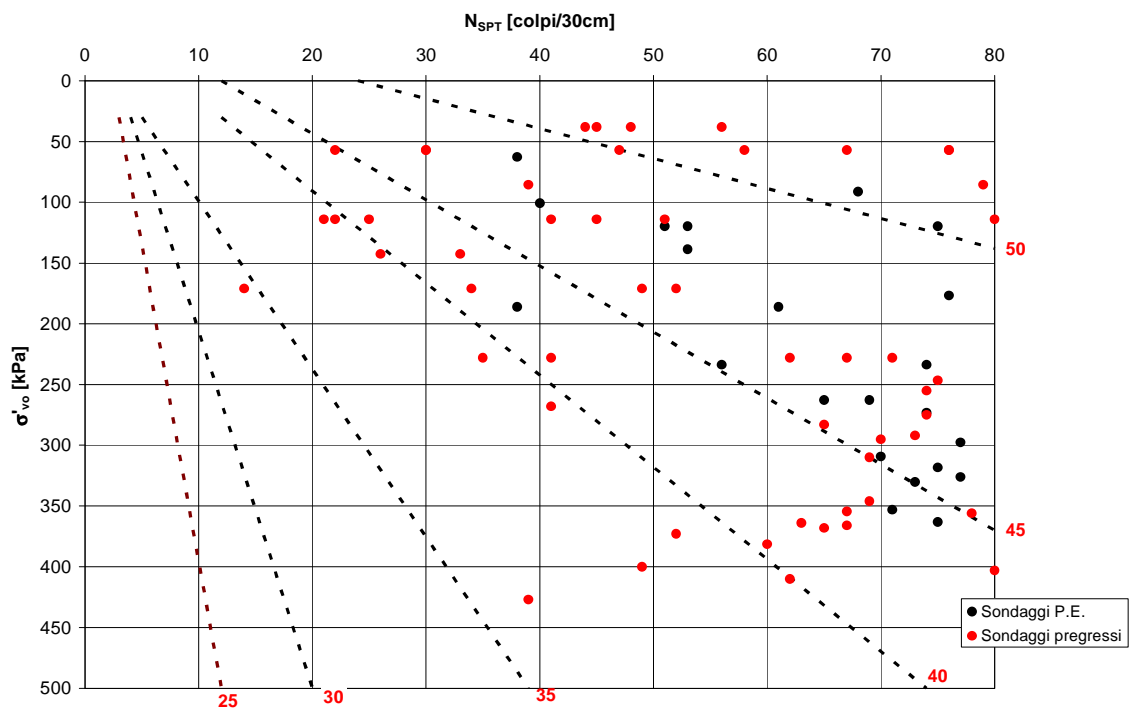


Figura 6-6 – Unità 2: angolo di resistenza a taglio in funzione dei risultati di prove SPT (De Mello)

Moduli elastici

Le prove geofisiche, sia quelle del P.D. che quelle condotte nella fase attuale, hanno restituito valori di velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno di questa formazione compresi nell'intervallo:

$$V_s = 500 \div 1100 \text{ m/s}$$

Da cui si ricavano valori del modulo elastico di taglio a piccole deformazioni:

$$G_0 = 500 \div 2500 \text{ MPa}$$

e conseguentemente del modulo elastico normale, o di Young, sempre a piccole deformazioni:

$$E_0 > 1200 \text{ MPa}$$

avendo assunto $\nu = 0.20$

La correlazione di D'Appolonia (1970, cfr. par. 5.4) fornisce l'andamento rappresentato nella Figura 6-7 sottostante (nella quale i dati allineati su un valore poco superiore a 180 MPa sono dati dalle prove interrotte a rifiuto).

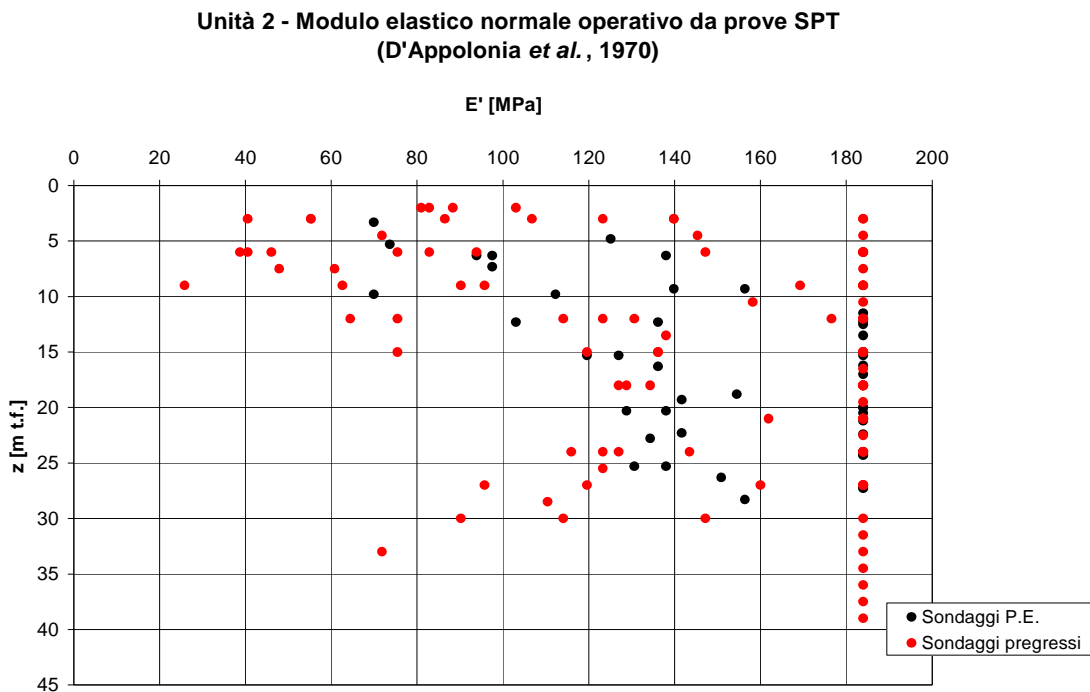


Figura 6-7 – Unità 2: moduli elastici normali operativi da prove SPT

I valori risultano generalmente crescenti con la profondità, pur nella dispersione dei risultati, e appare possibile indicare, dal punto di vista operativo, un'andamento approssimativo con la profondità:

$$E' = 70 + 4 \cdot z \quad \text{MPa}$$

Alle profondità interessate dalla galleria, la correlazione fornisce, si ha indicativamente:

$$E = 130 \div 170 \text{ MPa}$$

Permeabilità

Le prove di permeabilità Lefranc condotte nel corpo dell'unità 2 hanno restituito i valori riportati nella sottostante Tabella 6-4.

PROVE PREGRESSE				PROGETTO ESECUTIVO			
Sondaggio	Prova	z	k	Sondaggio	Prova	z	k
		[m t.f.]	[m/s]			[m t.f.]	[m/s]
S38	A	10	$1,26 \cdot 10^{-5}$	SCI-1	1	20,5	$1,06 \cdot 10^{-5}$
S38	B	16	$8,90 \cdot 10^{-6}$	SCI-1	2	26,5	$9,94 \cdot 10^{-6}$
S38	C	24	$1,61 \cdot 10^{-5}$	SCI-2	1	20,5	$1,15 \cdot 10^{-5}$
SC1	1	22,25	$5,68 \cdot 10^{-6}$	SCI-3	1	16,0	$2,85 \cdot 10^{-5}$
SC1	2	27,5	$1,80 \cdot 10^{-6}$	SCI-3	2	26,5	$2,63 \cdot 10^{-6}$
SC2	1	21,5	$4,76 \cdot 10^{-6}$	SCI-4	2	26,5	$5,00 \cdot 10^{-6}$
SC3	1	22,5	$4,02 \cdot 10^{-6}$	SCI-5	1	20,0	$2,21 \cdot 10^{-5}$
SC3	2	25,5	$1,06 \cdot 10^{-6}$	SCI-6	1	22,5	$1,15 \cdot 10^{-5}$
SC4	1	21,5	$2,48 \cdot 10^{-6}$	SCI-6	2	28,5	$2,59 \cdot 10^{-6}$
SC4	2	27,5	$7,98 \cdot 10^{-7}$	SCI-7	1	14,5	$7,07 \cdot 10^{-6}$
				SCI-7	2	20,5	$1,14 \cdot 10^{-5}$
				SCI-8	1	22,5	$1,10 \cdot 10^{-5}$
				SCI-8	2	29,5	$7,76 \cdot 10^{-6}$

Tabella 6-4 – Unità 2: risultati delle prove Lefranc

L'intervallo di variabilità del coefficiente di permeabilità desumibile dalle prove Lefranc nell'unità 2 è:

$$k = 8 \cdot 10^{-7} \div 3 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Tuttavia, per valutare la permeabilità del complesso fluvioglaciale dell'unità 2 (e sottounità 2a, 2b, 3), all'interno del quale rientrano pressoché per intero o in larghissima parte le opere in progetto, si è fatto riferimento a una prova di pompaggio condotta durante la campagna di indagine del Progetto Definitivo. In corrispondenza della stazione Bengasi è stata infatti effettuata una prova di pompaggio a lunga durata per la determinazione dei parametri idrodinamici dei depositi quaternari, mediante un pozzo di emungimento (PP1) di diametro di perforazione \varnothing 300 mm attrezzato con una tubazione filtrante di rivestimento e ubicato in prossimità dei sondaggi Sc3 e SD2 (rispettivamente a 7.6 m ed a 14.8 m di distanza), attrezzati con piezometro a tubo aperto per l'acquisizione dei dati di abbassamento della falda indotto dal pompaggio.

L'interpretazione dei dati registrati ha portato alla definizione di valori di permeabilità variabili nell'intervallo:

$$(4.1 \div 4.6) \cdot 10^{-3} \text{ m/s.}$$

Risulta evidente la differenza tra i valori ricavati dalle prove Lefranc condotte nei sondaggi geognostici e quelli desunti dalle prove di pompaggio, non solo nel pozzo PP1 all'interno di questa tratta, ma anche quelle eseguite lungo il tracciato delle tratte precedenti, dalla stazione Marconi alla stazione Lingotto della Linea 1 della metropolitana. Considerando i valori medi, i coefficienti di permeabilità desunti dalle prove di

pompaggio risultano superiori di 2 o anche 3 ordini di grandezza rispetto a quelli ottenuti dalle prove Lefranc.

In merito a tale differenza tra i due tipi di prova, si deve tuttavia considerare che il pompaggio, per le modalità di esecuzione, fornisce un risultato che è riferibile all'intero spessore dell'acquifero interessato, ed i valori ottenuti sono dunque molto meno influenzati dal "fattore umano" e dalla presenza di eventuali livelli fini nei depositi quaternari; mentre le prove Lefranc si riferiscono in particolare alla profondità della "tasca", risentono maggiormente del disturbo arrecato dalla perforazione, e sono più facilmente influenzabili dalla locale presenza di materiale limoso meno permeabile.

La prova di pompaggio, realizzata in foro appositamente sviluppato con tubazione di rivestimento filtrante e sottoposto successivamente alle operazioni di spurgo, non risente del disturbo locale e permette di valutare in maniera più attendibile il grado di permeabilità dei terreni.

Le prove di pompaggio sono state ritenute quindi più attendibili per la definizione dei parametri idrodinamici dei depositi quaternari, sede dell'acquifero superficiale.

La permeabilità stimata caratteristica dei depositi quaternari del complesso idrogeologico ghiaioso-sabbioso assume valori compresi tra $2 \cdot 10^{-3}$ m/s e $3 \cdot 10^{-4}$ m/s, con una porosità efficace variabile da 15% a 30%.

6.3.3 Unità 2a

Questa unità si riscontra con una certa frequenza nel corpo dell'unità 2, organizzata in lenti e livelli, di spessore compreso fra pochi decimetri e alcuni metri, che a tratti trovano una certa continuità (le indagini condotte per la progettazione della torre del nuovo Palazzo della Regione, nell'immediata adiacenza della stazione Italia '61, ne confermano la presenza a profondità compatibili con quelle alle quali questi terreni sono stati incontrati dalle indagini specificamente condotte per il presente progetto)

Si tratta di limi sabbiosi, a luoghi argillosi, inorganici, di plasticità bassa o medio-bassa, come mostrato nella carta di plasticità USCS (cfr. ad es. Lancellotta, 1987, doc. rif. [20]).

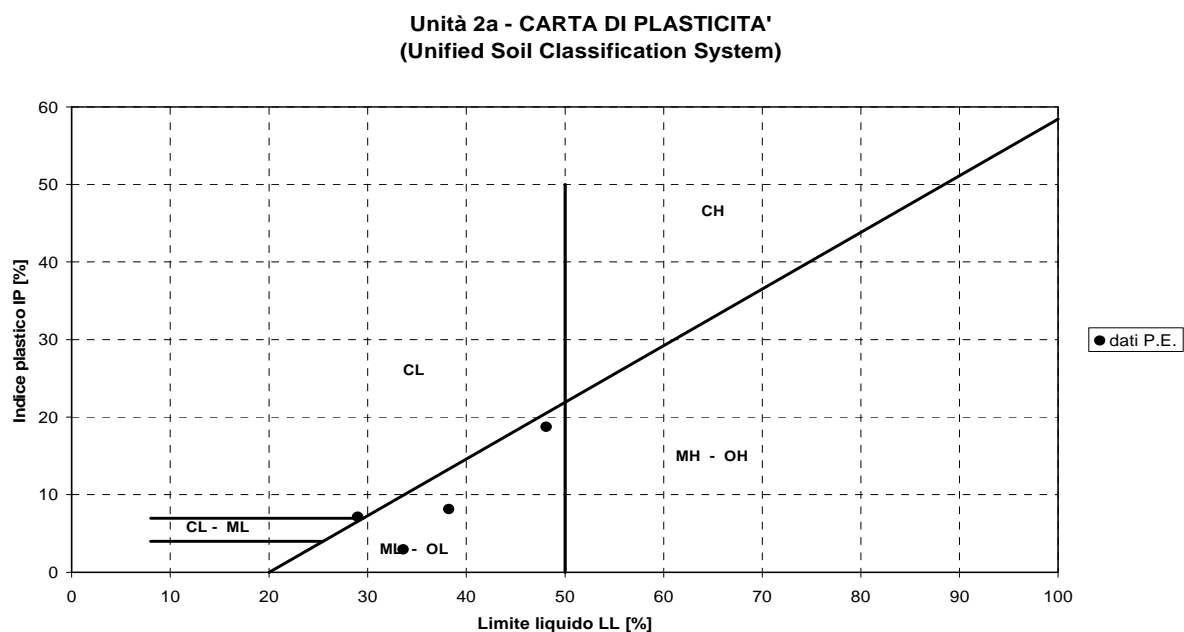


Figura 6-6-8 - Unità 2a: carta di plasticità (USCS)

Peso di volume

Le determinazioni disponibili del peso di volume su campioni appartenenti a questa unità forniscono valori compresi nell'intervallo:

$$\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$$

(cfr. fig. Figura 6-9).

Solo un valore risulta inferiore a 18 kN/m^3 , ma è presumibile che ciò sia da ascrivere a un certo grado di disturbo del campione.

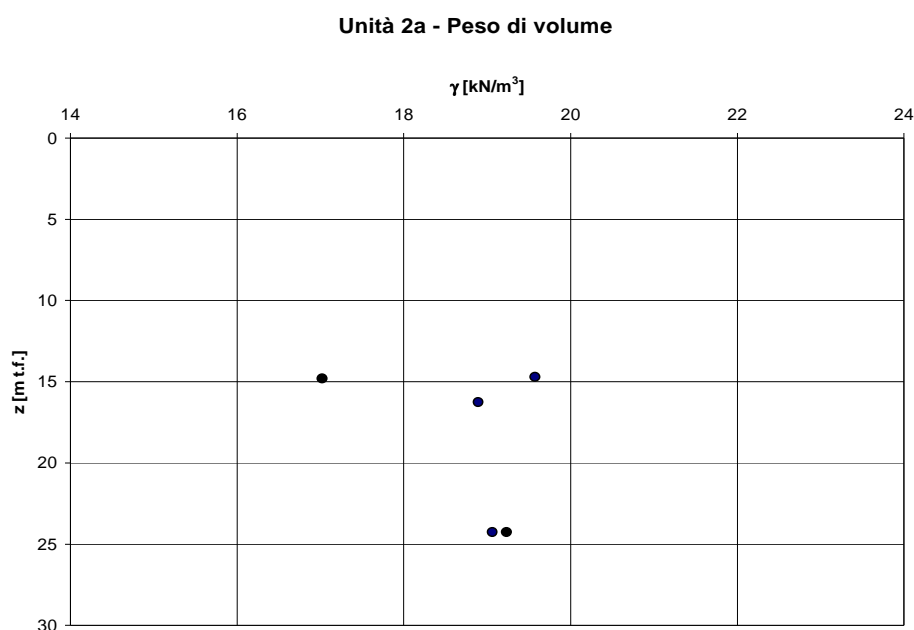


Figura 6-9 – Unità 2a - Peso di volume

Parametri di resistenza a taglio

Dall'interpretazione delle prove SPT secondo Shioi e Fukui (cfr. par. 5.3) si ottengono i valori di angolo di resistenza a taglio ϕ' riportati nella Figura 6-10, nella quale i valori più alti sono verosimilmente ascrivibili alla presenza locale di una frazione granulare più abbondante o del fatto che si tratta in almeno un caso di prove condotte in prossimità della base del livello appartenente all'Unità 2a e quindi della sottostante unità 2 ghiaioso-sabbiosa.

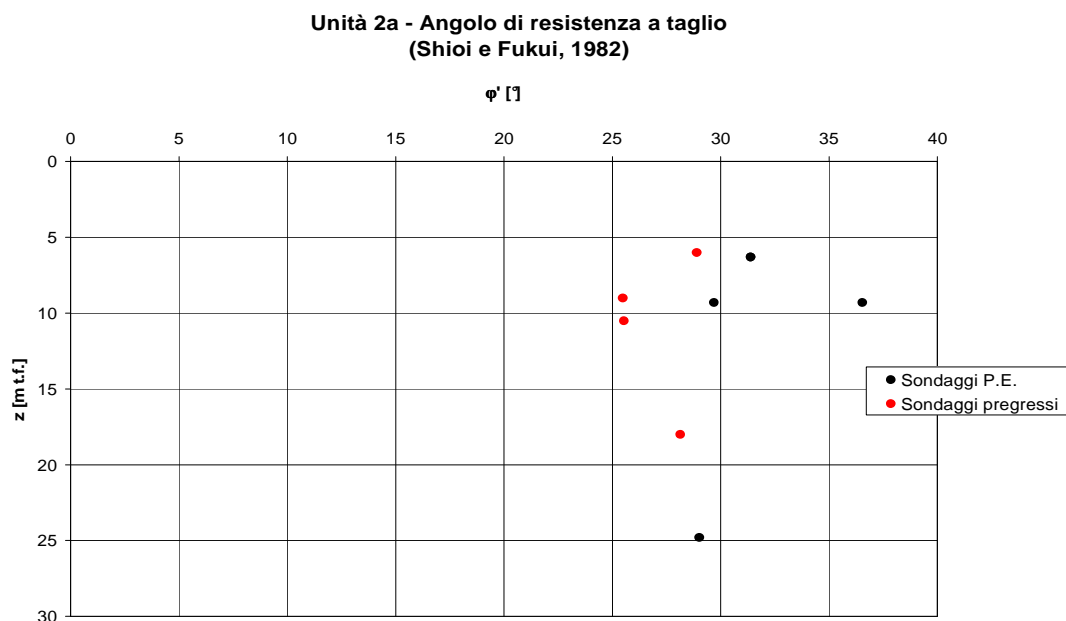


Figura 6-10 – Unità 2a: angolo di resistenza a taglio da prove SPT

Prove di taglio diretto condotte in laboratorio hanno fornito i seguenti risultati:

sondaggio	campione	z [m t.f.]	c' [kPa]	φ' [°]
SCI-4	CI1	16.00÷16.50	18	33
SCI-5	CI1	24.00÷24.50	30	20.5
SCI-7	CD1	14.60÷15.00	15	21
SDI-5	CD2	24.00÷24.50	10	25

Tabella 6-5 – Unità 2a angolo di resistenza a taglio da prove di taglio diretto

Il confronto fra i dati ne mostra anzitutto una forte dispersione, essendo queste lenti costituite a volte da materiali francamente coesivi (limi, limi argillosi), a volte da terreni con una percentuale sabbiosa non trascurabile e localmente con presenza di ghiaietto.

Trascurando i valori estremi, i più elevati dei quali ascrivibili ai materiali meno fini riscontrati nei livelli e lenti di Unità 2a o influenzati da altri fattori già indicati, così come i più bassi lo sono ai terreni più fini, tuttavia minoritari, appare plausibile assumere i seguenti valori dei parametri di resistenza:

$$\varphi' = 25^\circ \div 30^\circ$$

$$c' = 10 \div 15 \text{ kPa}$$

fermo restando che, per quanto sopra, la formazione potrà assumere valori leggermente eccedenti questi intervalli, ma in punti localizzati e presumibilmente non determinanti ai fini del dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere.

Applicando la correlazione di Stroud (1974) secondo cui:

$$c_u \cong 5 \cdot N_{SPT}$$

si ottengono i valori di coesione non drenata riportati in Figura 6-11.

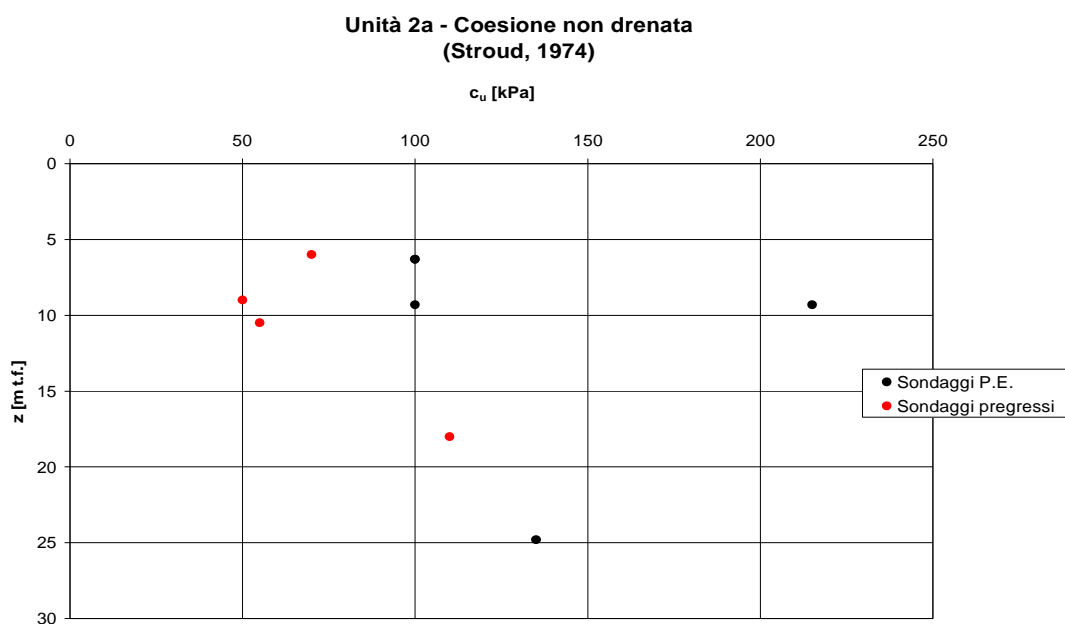


Figura 6-11 - Unità 2a: coesione in condizioni non drenate

Trascurando i valori più alti per motivi analoghi a quelli sopra indicati, si può assumere:

$$c_u = 50 \div 100 \text{ kPa}$$

Moduli elastici

In base alla correlazione di Ohta e Goto (1978, doc. rif. [21], cfr. anche par. 5.4) si ottengono i valori di modulo elastico normale a piccole deformazioni riportati graficamente nella Figura 6-12.

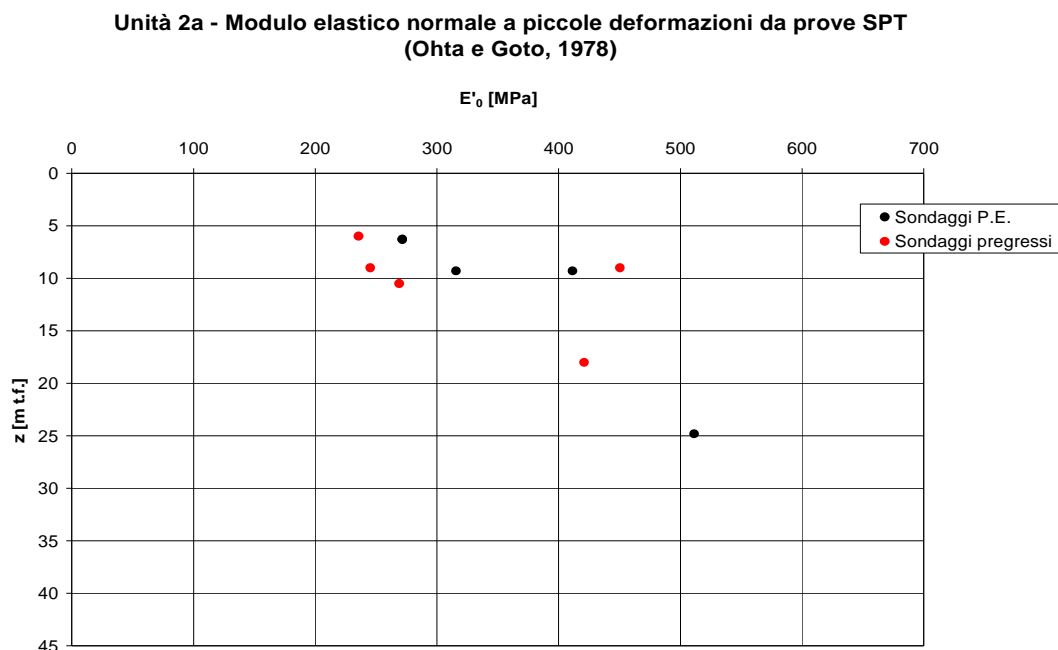


Figura 6-12 – Unità 2a: modulo elastico normale a piccole deformazioni da prove SPT

Ancora una volta i dati sono dispersi, ma trascurando quelli più elevati, per i motivi già esposti, si può assumere:

$$E'_0 = 250 \div 350 \text{ MPa}$$

I valori appaiono crescenti con la profondità (per quanto si possa definire un *pattern* sulla base di un numero limitato di dati e con le precisazioni di cui sopra).

Questi valori del modulo elastico dovranno essere abbattuti in funzione del grado di deformazione.

6.3.4 Unità 2b

Peso di volume

Le determinazioni condotte in questa fase progettuale hanno fornito valori dell'ordine di $18 \div 19 \text{ kN/m}^3$, su campioni ovviamente non indisturbati, data la granulometria del terreno costituente la formazione.

Anche per questa formazione valgono le considerazioni espresse a proposito dell'unità 2 sulla difficoltà di ottenere campioni pienamente significativi e sulla conseguente presumibile sottostima dei valori di peso di volume che si possono ottenere.

Si assumerà:

$$\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$$

Sulla base delle considerazioni sopra esposte, i valori effettivi in sito potrebbero essere più facilmente vicini all'estremo superiore dell'intervallo indicato.

Densità relativa

L'interpretazione delle prove SPT secondo le correlazioni di Skempton e Yoshida *et al.* descritte al par. 5.2 porta ai valori di densità relativa rappresentati graficamente nelle sottostanti Figura 6-13 e Figura 6-14, nelle quali si sono trascurati cautelativamente i valori a rifiuto di N_{SPT} , attribuibili alla presenza localizzata di ghiaia.

Si evidenzia un insieme di risultati compreso nell'intervallo:

$$D_R = 70 \div 80 \%$$

e un altro insieme con valori di densità relativa attorno al 50-55 %.

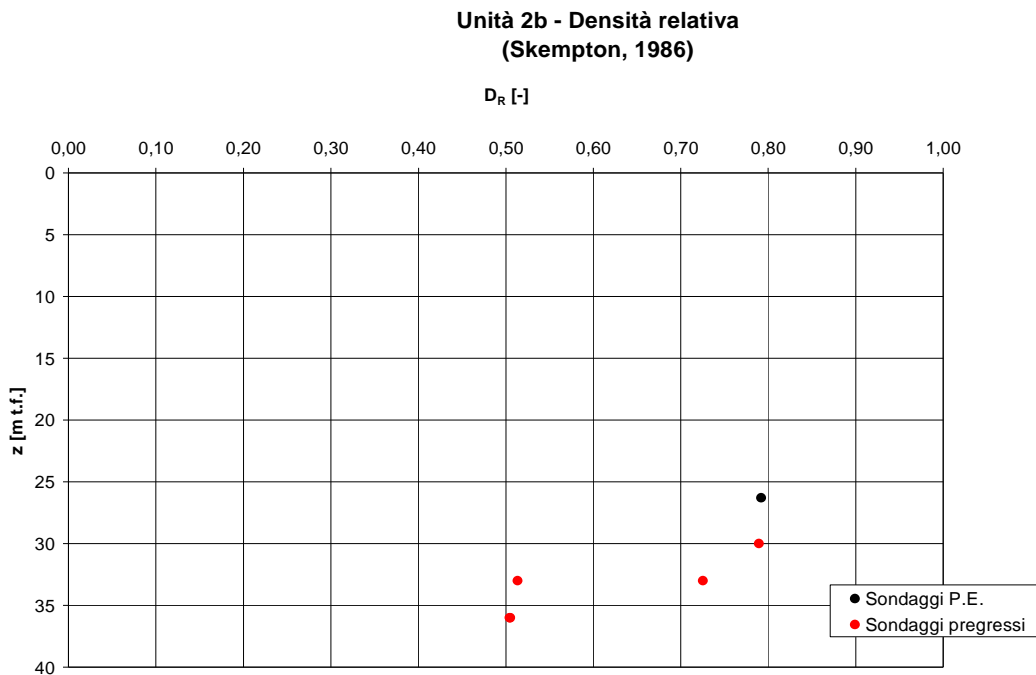


Figura 6-13 – Unità 2b: densità relativa da prove SPT (Skempton)

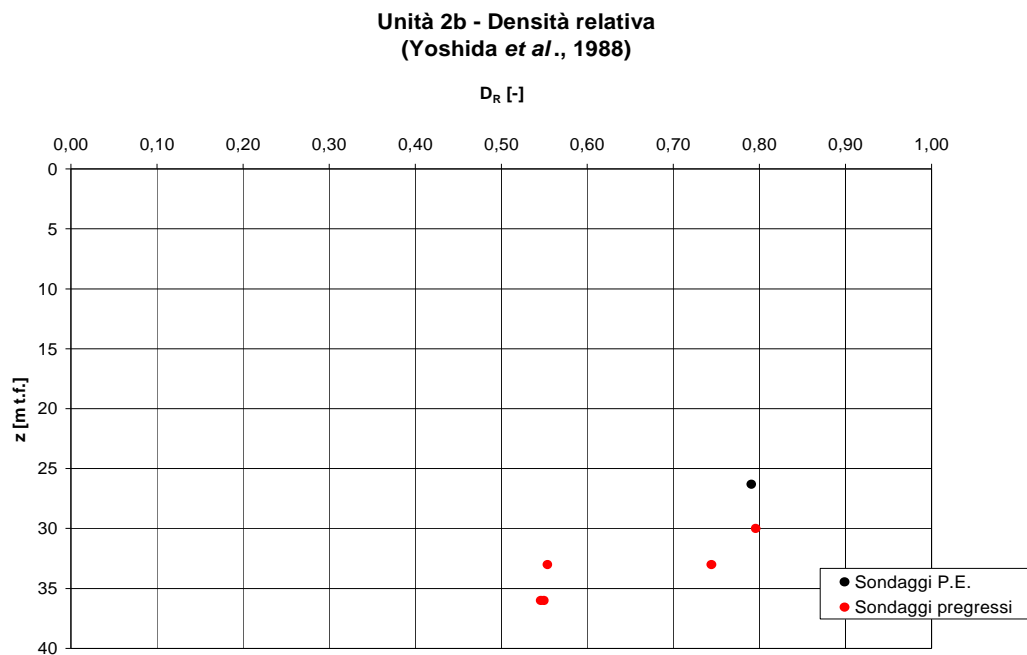


Figura 6-14 – Unità 2b: densità relativa da prove SPT (Yoshida *et al.*)

Angolo di resistenza a taglio

La prova di taglio diretto condotta su un campione di questa unità tratto dal sondaggio SCI-7 ha restituito il risultato:

$c' = 16 \text{ kPa}$

$\varphi' = 25.5^\circ$

L'interpretazione delle prove SPT secondo Schmertmann e Shioi e Fukui fornisce i valori stimati di φ' riportati graficamente in Figura 6-15 e Figura 6-16 (anche in questo caso sono stati trascurati i valori a rifiuto).

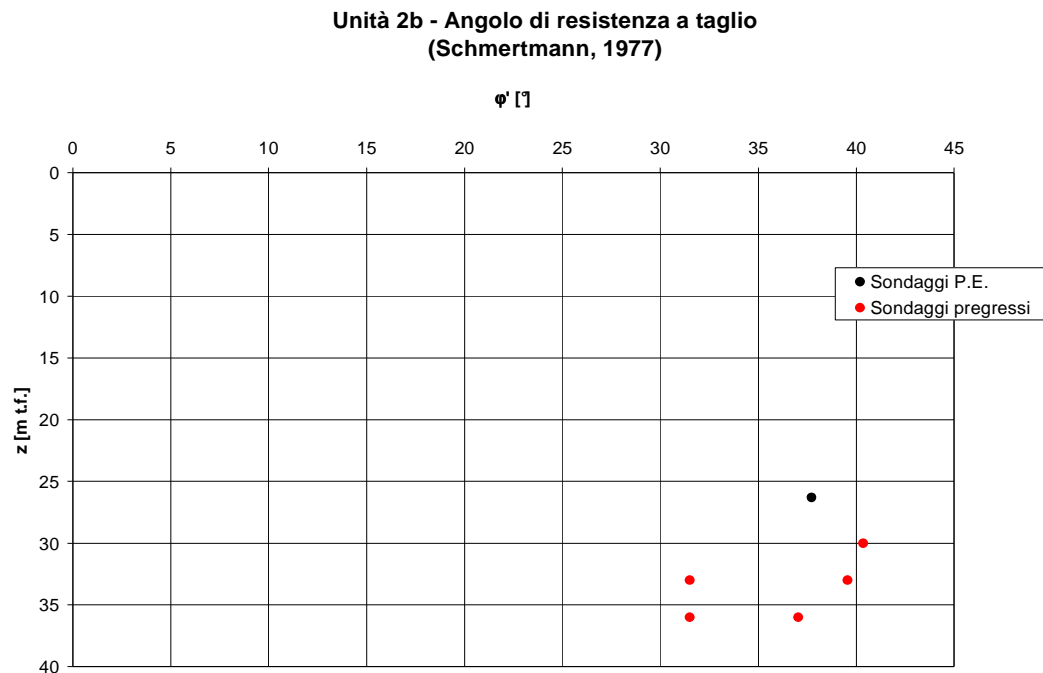


Figura 6-15– Unità 2b: angolo di resistenza a taglio da prove SPT (Schmertmann)

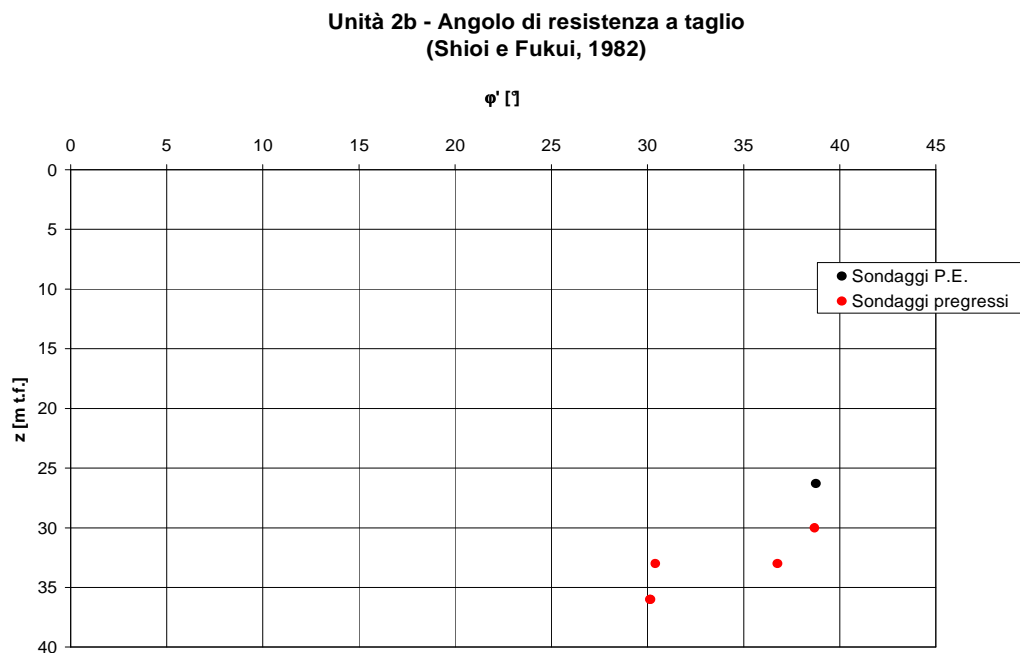


Figura 6-16 – Unità 2b: angolo di resistenza a taglio da prove SPT (Shioi e Fukui)

Per Schmertmann si è adottata la correlazione per sabbie fini ben gradate.

Tenendo conto della tendenza, da parte delle correlazioni adottate, a sovrastimare i valori dell'angolo di attrito, soprattutto per valori elevati dello stesso, si ritiene di poter assumere il seguente intervallo significativo:

$$\phi' = 35^\circ \div 38^\circ$$

Sebbene localmente si possano riscontrare valori minori; i due valori minimi che compaiono nelle figure sopra riportati sono entrambi relativi al sondaggio St12 eseguito nell'ambito della campagna per il nuovo Palazzo della Regione, adiacente alla stazione Italia '61, e sembrano quindi rappresentare una zona localizzata (forse più vicina alle caratteristiche dell'Unità 2a).

Date comunque queste incertezze, nelle analisi di dimensionamento delle opere si potranno assumere valori minori.

Moduli elastici

La correlazione di Ohta e Goto (1978, cfr. par. 5.4) fornisce i valori rappresentati nella sottostante Figura 6-17, avendo trascurato anche in questo caso i valori a rifiuto dei risultati delle prove SPT.

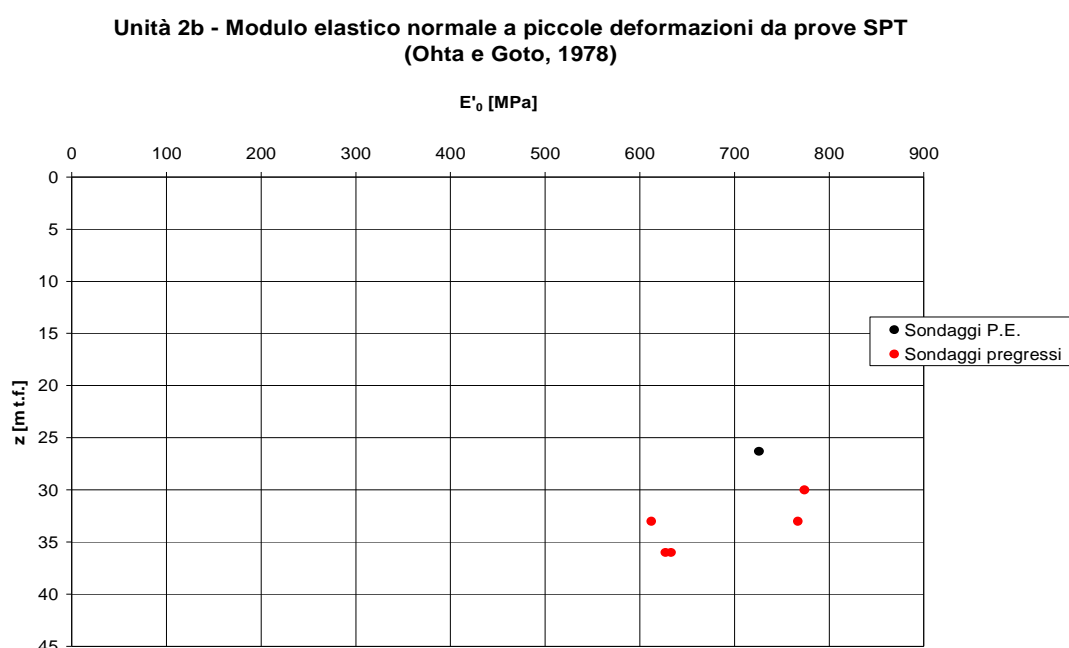


Figura 6-17 – Unità 2b: moduli elastici normali a piccole deformazioni da prove SPT

L'intervallo di riferimento può essere assunto pari a:

$$E'_0 = 600 \div 750 \text{ MPa}$$

La correlazione di D'Appolonia fornisce invece i valori di modulo operativo riportati nella seguente Figura 6-18.

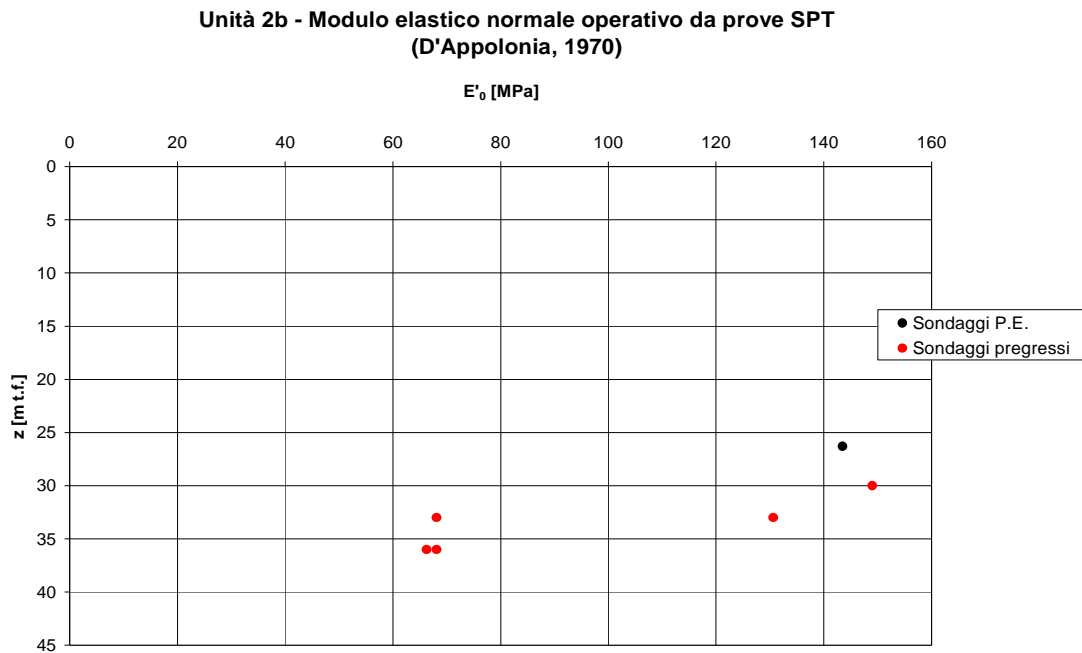


Figura 6-18– Unità 2b: moduli elastici normali operativi da prove SPT

Anche in questo caso (ovviamente, del resto, per quanto sopra), si hanno valori piuttosto dispersi o meglio concentrati attorno a due “campi”:

$$E' = 130 \div 150 \text{ MPa}$$

$$E' \cong 70 \text{ MPa}$$

Permeabilità

I risultati delle prove Lefranc condotte all'interno di questa unità sono riportati nella sottostante Tabella 6-6.

PROGETTO DEFINITIVO			
Sondaggio	Prova	z	k
		[m t.f.]	[m/s]
SC1	3	32,5	$1,79 \cdot 10^{-6}$
SC2	2	27,5	$2,70 \cdot 10^{-6}$
SC2	3	32,2	$5,68 \cdot 10^{-7}$
SC4	3	32,5	$6,57 \cdot 10^{-7}$
PROGETTO ESECUTIVO			
Sondaggio	Prova	z	K
		[m t.f.]	[m/s]
SCI-2	2	26,5	$9,08 \cdot 10^{-6}$
SCI-5	2	26,0	$2,29 \cdot 10^{-6}$

Tabella 6-6 – Unità 2b: risultati delle prove Lefranc

sulla base della quale si può indicare un intervallo di variabilità significativo:

$$k = 5 \cdot 10^{-7} \div 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

con un unico valore eccedente tale intervallo; si deve anche in questo caso tenere presente quanto osservato nel precedente par. 6.3.2 in merito alle valutazioni sulla permeabilità effettuate tenendo conto delle prove di pompaggio condotte in questa tratta durante la campagna di indagine del P.D. e nelle tratte precedenti.

6.3.5 Unità 3

Si tratta di lenti e livelletti ghiaiosi e ciottolosi a matrice sabbioso-limosa, nel corpo dell'unità 2, nei quali si è sviluppata cementazione; detti lenti e livelletti non appaiono continui e presentano in genere spessore limitato a pochissimi (max 2-3) metri.

Nell'ambito della campagna di indagine condotta per la progettazione esecutiva non si dispone di nuove prove sull'unità in questione; si conferma dunque la caratterizzazione di P.D.:

$$\gamma = 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 35^\circ \div 37^\circ$$

$$E' = 170 \div 200 \text{ MPa}$$

6.3.6 Unità 6

Si tratta di limi sabbiosi, a luoghi da debolmente argillosi ad argillosi, inorganici, molto compatti e di bassa plasticità, come mostrato dalla sottostante carta di plasticità (USCS, cfr. ad es. Lancellotta, 1987, doc. rif. [20]).

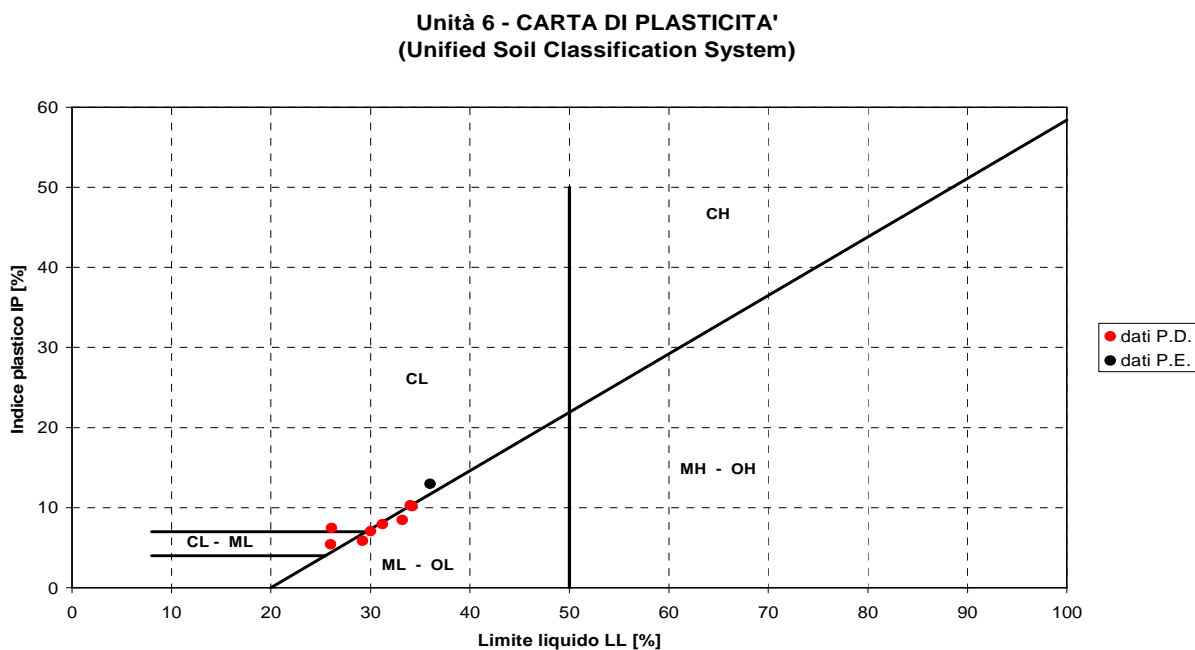


Figura 6-19 – Unità 6: carta di plasticità (USCS)

Peso di volume

Si dispone di n. 4 determinazioni di peso di volume per questa unità, delle quali due (sondaggi Sc1 e Sc2 del P.D.) ottenute dalla media del peso dei 3 provini assoggettati a prove di taglio diretto. I valori sono riportati nella sottostante Tabella 6-7.

Sondaggio	Fase progettuale	Profondità [m t.f.]	γ [kN/m ³]
Sc1	Definitivo	39.3	19.4
Sc2	Definitivo	37.8	18.5
SCI-5	Esecutivo	32.3	18.8
PI-7	Esecutivo (ambientale)	34.5	19.4

Tabella 6-7 – Unità 6: pesi di volume

Se ne può ricavare un intervallo:

$$\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$$

(leggermente esteso rispetto ai limiti dei valori effettivamente riscontrati, per tenere conto dell'esiguo numero di dati).

Angolo di resistenza a taglio

Sono state condotte n. 3 prove di taglio diretto su campioni prelevati all'interno di terreni ascritti all'unità 6; la sottostante Tabella 6-8 ne riporta i risultati.

sond.	camp.	fase progettuale	z [m t.f.]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Sc1	IND	Definitivo	39.25	81	20.8
Sc2	IND	Definitivo	37.75	65	26.4
SCI-5	CD3	Esecutivo	32.30	33	21.5

Tabella 6-8 – Unità 6: risultati di prove di taglio diretto

La correlazione di Shioi e Fukui indicata nel cap. 5 porta a stimare valori dell'angolo di resistenza a taglio superiori, compresi fra 29° e 34°. Nelle analisi si considereranno valori intermedi.

La coesione intercetta dai risultati delle analisi, risulta maggiore di 30 kPa; tale valore rientra nell'intervallo di riferimento assunto nel P.D.:

$$c' = 25 \div 35 \text{ kPa}$$

e tale intorno sarà assunto anche nelle analisi in questa fase progettuale.

Moduli elastici

Le prove geofisiche hanno permesso di determinare velocità di propagazione delle onde elastiche di taglio in questa unità comprese nell'intervallo:

$$V_s = 450 \div 700 \text{ m/s}$$

che portano a valori del modulo elastico di taglio a piccole deformazioni:

$$G_0 = 390 \div 950 \text{ MPa}$$

e corrispondentemente:

$$E_0 > 1000 \text{ MPa}$$

In base alla correlazione di Ohta e Goto (cfr. par. 5.4), si possono stimare i moduli normali a piccole deformazioni riportati graficamente nella sottostante Figura 6-20.

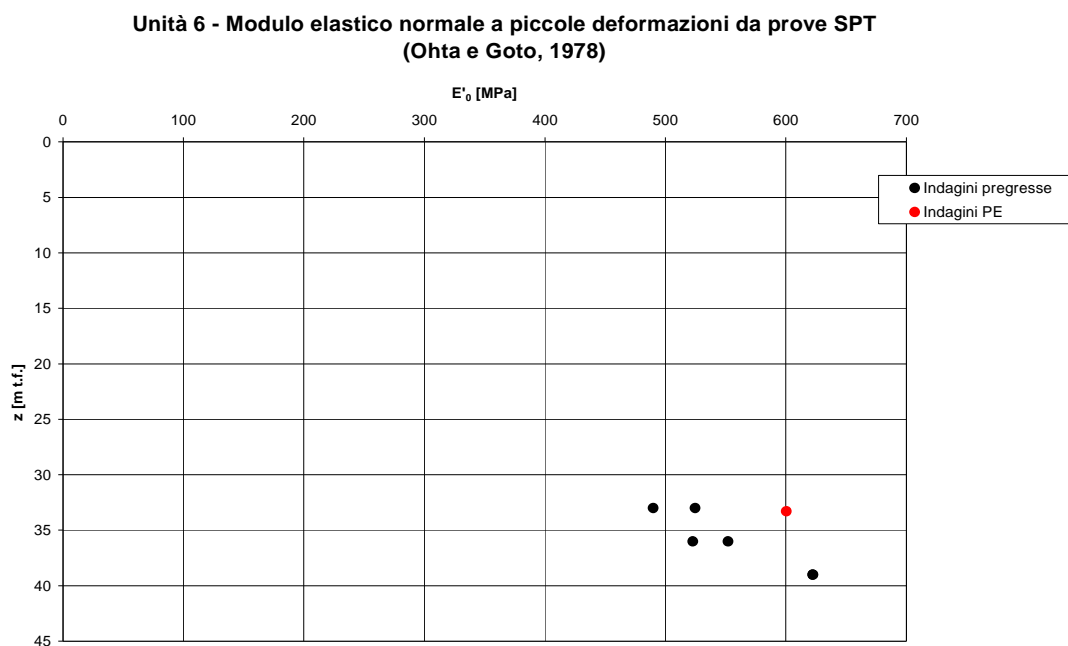


Figura 6-20 - Unità 6: moduli elastici a piccole deformazioni da prove SPT

I valori sono compresi in un intervallo:

$$E'_0 = 500 \div 650 \text{ MPa}$$

La correlazione di D'Appolonia et al. (1970, cfr. par. 5.4) fornisce valori del modulo elastico di Young operativo compresi nell'intervallo (Figura 6-21):

$$E' = 60 \div 105 \text{ MPa}$$

che si trova in sostanziale accordo con le assunzioni del Progetto Definitivo:

$$E' = 60 \div 120 \text{ MPa.}$$

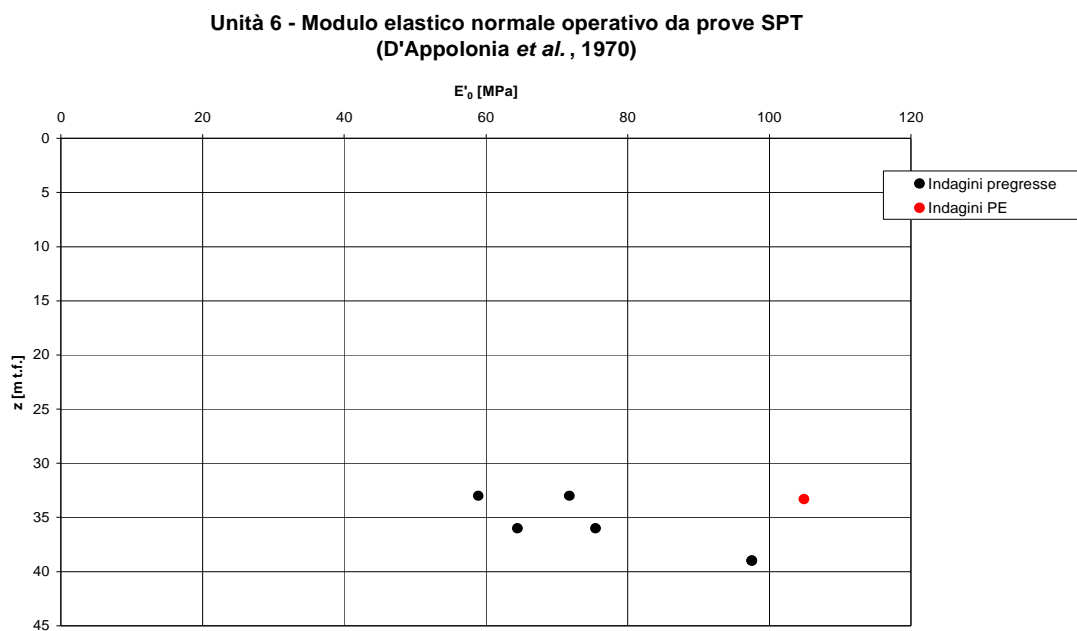


Figura 6-21 – Unità 6: modulo elastico normale operativo da prove SPT

Permeabilità

Si dispone di due prove di permeabilità Lefranc a carico variabile, condotte nel corso della campagna di indagine per il Progetto Definitivo, che hanno fornito i valori di k indicati nella sottostante tabella.

sondaggio	prova	profondità [m t.f.]	k [m/s]
SC1	4	39,25	$5,04 \cdot 10^{-7}$
SC2	4	35,5	$8,47 \cdot 10^{-7}$

Tabella 6-9 – Unità 6: risultati delle prove Lefranc

6.4 Abrasività e durezza dei materiali grossolani

In fase di Progetto Definitivo sono state condotte prove di resistenza a compressione monoassiale su provini ricavati da ciottoli estratti dai sondaggi, che hanno fornito valori di σ_c compresi nell'intervallo 15 ÷ 50 MPa.

In quanto segue, si esamina il Drilling Rate Index (DRI), ottenuto combinando i risultati di prove di frammentabilità (Drop Test) e di perforabilità (Sievers Test) eseguite su clasti grossolani prelevati dai sondaggi.

La prova di frammentabilità consiste nel sottoporre materiale di pezzatura 11,2 ÷ 16 mm a 20 impatti da parte di un maglio standardizzato e nel determinare, a seguito di 3-4 prove così condotte, la percentuale

passante al setaccio di maglia 11,2 mm; tale percentuale, indicata come S_{20} , è funzione della dimensione dei grani costituenti i clasti assoggettati a prova e della resistenza dei legami tra i grani stessi.

La prova di perforabilità Sievers consiste nell'incidere il provino mediante un trapano, sotto un carico di 20 kg, azionato per 200 giri, al termine dei quali si misura la profondità del foro praticato. Il valore medio di 4 ÷ 8 prove così condotte, espresso in decimi di millimetro, è il parametro SJ, che fornisce una misura della durezza superficiale della roccia.

Combinando i risultati delle prove di perforabilità e di frammentabilità si ottiene l'indice DRI, a cui la propensione alla fresabilità di una roccia è direttamente proporzionale.

Oltre a quelle descritte sono state condotte ulteriori prove mirate a determinare la durezza della roccia, parametro importante perché consente di stimare il consumo di utensili della testa fresante in funzione del volume scavato.

Sono state inoltre eseguite, sempre sui ciottoli delle unità granulari grossolane dominanti, analisi petrografiche su sezione sottile, che hanno portato a individuare, come litotipi prevalenti fra quelli indagati, quarziti, serpentiniti e gneiss.

Infine sono state eseguite prove di abrasività Cerchar.

Una sintesi dei risultati delle prove condotte su campioni appartenenti all'unità 2, in cui avviene pressoché per intero lo scavo della galleria, è riportata nella sottostante Tabella 6-10, mentre i risultati per esteso di tutte le prove descritte sono riportati nella Relazione sulle indagini geognostiche integrative in laboratorio (doc. rif. [5]).

Sondaggio	Campione	Profondità	Cerchar abrasivity index	Siever's Drillability test	S20%	Drilling Rate Index	note
			CAI	SJ			
				[1/10mm]	[%]		
SCI-1	cd1	24.00-24.50	2,3	144,4	32,6	51	molto abrasivo
SCI-1	cd2	29.00-29.50	5,4	23,0	39,6	45	estremamente abrasivo
SCI-3	cd1	22.50-23.00	4,1	9,2	37,5	36	estremamente abrasivo
SCI-3	cd2	26.00-26.50	5,5	74,3	29,7	41	estremamente abrasivo
SCI-4	cd1	21.00-21.50	5,3	16,3	27,1	30	estremamente abrasivo
SCI-4	cd2	29.00-29.50	2,3	84,0	30,6	41	molto abrasivo
SCI-5	cd1	22.50-23.00	3,7	128,9	30,5	48	molto abrasivo
SCI-5	cd2	28.50-29.00	5,6	3,4	26,0	29	estremamente abrasivo
SCI-6	cd1	22.50-23.00	5,1	5,1	23,6	20	estremamente abrasivo
SCI-7	cd1	21.00-21.40	5,4	74,2	22,3	33	estremamente abrasivo
SCI-8	cd1	21.00-21.50	4,8	44,2	25,1	32	estremamente abrasivo
SCI-8	cd2	28.50-29.00	5,1	6,0	24,8	24	estremamente abrasivo
SDI-5	cd1	23.00-23.90	4,4	42,9	25,2	32	estremamente abrasivo
SDI-5	cd2	29.10-29.50	3,6	27,1	23,1	29	molto abrasivo
valore medio			4,5	48,8	28,4	35	

Tabella 6-10 – Unità 2: risultati delle prove di abrasività, frammentabilità, perforabilità

Si osserva che:

- le determinazioni di abrasività Cerchar hanno restituito un valore medio dell'indice CAI (Cerchar Abrasivity Index) pari a 4.5, corrispondente a una roccia estremamente abrasiva
- più del 70% dei campioni viene classificato come estremamente abrasivo;
- di questi, il 70% presenta indice CAI > 5;
- tutti gli altri sono classificati come molto abrasivi;
- il valore medio dell'indice DRI risulta pari a 36, corrispondente a una roccia di fresabilità media;
- la frammentabilità è piuttosto elevata e il terreno che si attraverserà è già di per sé ghiaioso.

Da quanto sopra osservato, e in particolare dai valori dell'indice di abrasività CAI e della frammentabilità S_{20} , si può prevedere che durante lo scavo si formeranno, su tutta la superficie della testa fresante, clasti separati, delle dimensioni di ghiaia e ciottoli, a spigoli vivi, duri ed estremamente abrasivi, con un prevedibile effetto di intensa "smerigliatura" della testa della EPB TBM. E' da prevedere anche una notevole usura meccanica di tutte le altre parti a diretto contatto con il terreno di scavo in movimento (coclea di estrazione del terreno e superfici della camera di scavo all'interno della testa fresante. Un notevole condizionamento del terreno di scavo con agenti schiumogeni con l'obiettivo di ridurre gli attriti e preservare per quanto possibile le superfici di contatto e gli utensili di scavo sarà quindi inevitabile con riguardo anche al contenimento dei tempi complessivi della realizzazione dell'opera.

6.5 Considerazioni sulle metodologie di scavo

Le curve granulometriche ricavate dall'analisi dei campioni (avendo considerato in modo specifico quei campioni prelevati alle profondità interessate dalla galleria) indicano che il terreno nel tratto in esame presenta eterogeneità con lo sviluppo di un fuso granulometrico che in parte si pone oltre i limiti comunemente assunti per lo scavo con EPB e anzi in prossimità del limite di applicabilità di frese sia EPB che Slurry Shield e in parte ricade in un campo più tipico dello scavo con EPB ma comunque con tendenza alla scarsità di gradazione. Questo risultato è sintetizzato nella sottostante Figura 6-22 e in parte diverge da quanto osservato in lotti precedenti della stessa linea 1 della metropolitana di Torino (cfr. ad es. Carrieri et al., 2006, doc. rif. [11]). Le curve granulometriche ricavate dalle analisi dei campioni prelevati per il Progetto Definitivo alla quota della galleria ricalcano in parte il risultato della Figura 6-22. Si osserva infatti che estrapolando le curve granulometriche del Progetto Definitivo alla sola quota della galleria, il fuso granulometrico che se ne ottiene ricade interamente nel campo di applicabilità delle TBM tipo Slurry.

Come già nei lotti precedenti, si è tuttavia optato per l'uso di una fresa tipo EPB, ricorrendo a un opportuno condizionamento del terreno al fronte, con l'aggiunta di *filler* calcareo per correggere il fuso

granulometrico in modo da ricondurlo nella zona di applicabilità della EPB, o più precisamente nella zona intermedia fra EPB e Slurry Shield.

Come detto e come mostrato nella stessa Figura 6-22, una parte non trascurabile dei campioni prelevati alle quote interessate dalla galleria presenta una granulometria fine e tendente alla monogranularità, non ben gradata, riconducibile all'unità 2a che si incontra lungo il tunnel, più abbondante di quanto previsto in PD.

Ciò può portare a situazioni di fronte "misto" quando non, eventualmente, formato in prevalenza da questo terreno fine e circa monogranulare al fronte di scavo, con possibili difficoltà all'avanzamento date da fenomeni di *clogging* e adesione del terreno alla testa. Le difficoltà derivanti da situazioni di fronte di scavo misto possono comunque essere affrontate prevedendo una tipologia di condizionamento che da un lato dovrà prevedere la "correzione" delle granulometrie con l'uso dei filler calcarei fini (laddove è presente la frazione ghiaiosa-sabbiosa con ciottoli) ma anche un abbondante uso di polimeri e schiume a base di tensioattivi necessari per la frazione di limi argillosi e per "legare" le diverse frazioni creando la giusta amalgama che impedisce segregazioni con sifonamento e venute d'acqua attraverso la coclea di estrazione

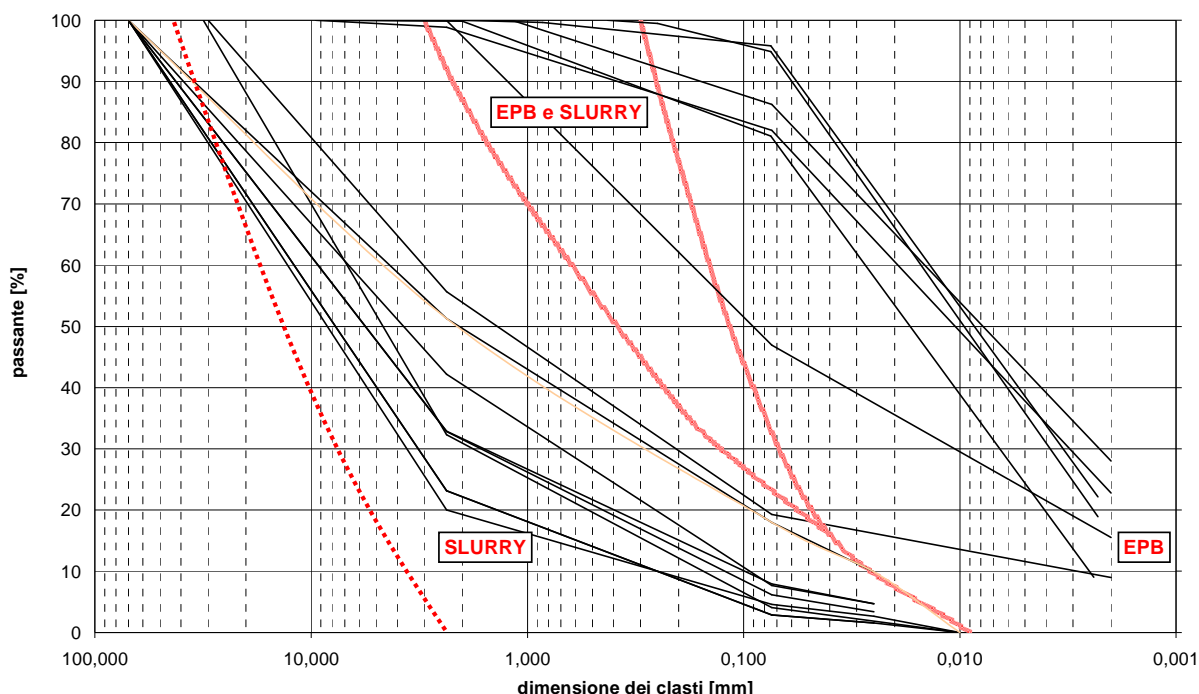


Figura 6-22 – Curve granulometriche dei campioni a livello della galleria e campi di applicabilità delle TBM

Le seguenti Figura 6-23 e Figura 6-24 riportano le medesime curve granulometriche sovrapposte ai limiti di applicabilità per macchine Slurry Shield ed EPB con diverse tecniche di condizionamento.

Nella Figura 6-23 i limiti sono tratti da una figura, qui riadattata, riportata in Guglielmetti *et al.*, 2007, doc. rif. [17]; analogamente, nella Figura 6-24 i limiti sono ricavati da un'analogia figura (anche in questo caso riadattata) tratta da un intervento presentato da Peila e Pelizza nel 2012 (doc. rif. [22]).

Entrambi i grafici mostrano la necessità di intensi interventi di condizionamento del terreno di scavo, con l'uso di schiume, polimeri e aggiunta di filler.

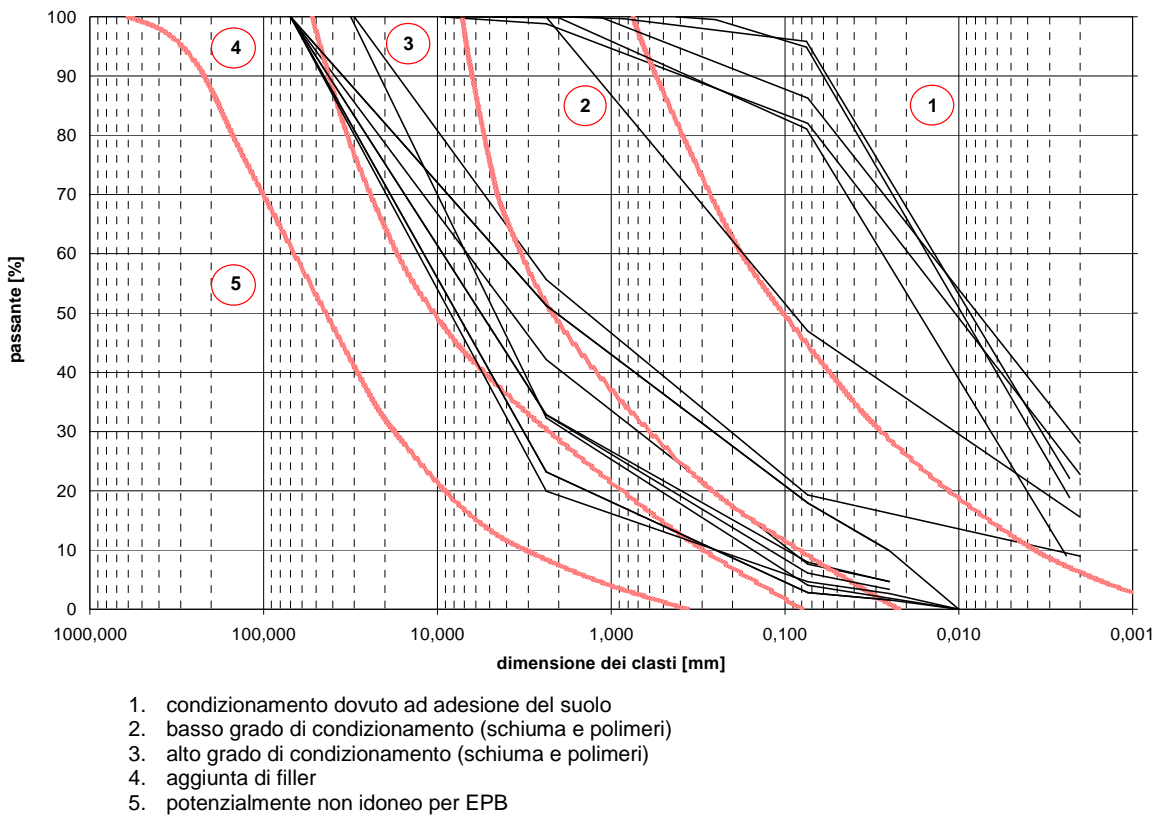


Figura 6-23 - Curve granulometriche a livello della galleria e condizionamento del terreno (Guglielmetti)

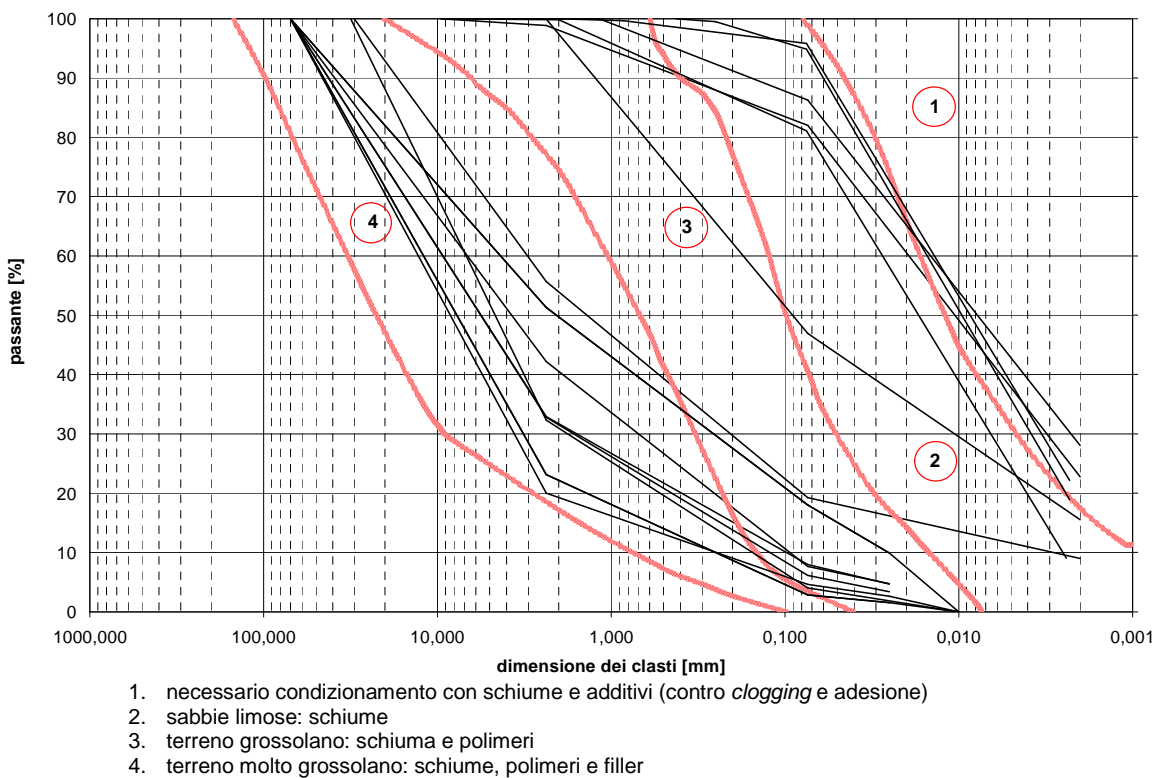


Figura 6-24 - Curve granulometriche a livello della galleria e condizionamento del terreno (Peila e Pelizza)