



**AG3 s.r.l.**



Già Spin Off Company dell'Università degli Studi di Torino

Sede legale c/o Dipartimento di Scienze della Terra - Via Valperga Caluso 35 - 10125 Torino

C.F. / P.I. 10597570018 - REA: TO 1146733

Rif.: C\_20\_001\_02\_R0

Ref. Aziendale: Dr. Geol. Mauro Bugnano

REGIONE PIEMONTE

CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

## **CITTA' DI TORINO**

**VICE DIREZIONE GENERALE SERVIZI TECNICI**

**DIVISIONE EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA**

**SETTORE EDILIZIA ABITATIVA PUBBLICA**

# **INTERVENTO DI RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA IN TORINO PIAZZA DELLA REPUBBLICA 13 PER LA REALIZZAZIONE DI EDILIZIA RESIDENZIALE SOVVENZIONATA PER ANZIANI – LOTTO II**

## **RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

<b><u>Il Committente</u></b>	<b><u>I Tecnici</u></b>
Città di Torino	AG3 Srl: Dott. Geol. Mauro Bugnano Dott. Geol. Andrea Giuliani Dott. Ing. Claudio Angelino
<i>Data consegna: ottobre 2020</i>	<i>Stato documento: Finale</i>





## INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3.	SINTESI MODELLO GEOLOGICO.....	4
4.	INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE .....	5
4.1.	DATI TRATTI DALLE BANCHE DATI.....	5
4.2.	DATI RELATIVI AL PROGETTO DEL PADIGLIONE III DI PIAZZA DELLA REPUBBLICA.....	6
4.3.	INDAGINI 2010 NEL SITO DI INTERVENTO .....	6
4.3.1.	Stratigrafie .....	6
4.3.2.	Prove Spt.....	8
4.3.3.	Indagine sismica MASW.....	10
4.3.4.	Analisi granulometriche e stima della permeabilità dei terreni attraversati.....	10
4.4.	ASSETTO IDROGEOLOGICO SOTTERRANEO.....	11
5.	MODELLO GEOTECNICO .....	17
5.1.	SCELTA DEI PARAMETRI CARATTERISTICI E DI PROGETTO .....	17
5.2.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	19
5.2.1.	Dr - Densità relativa .....	19
5.2.2.	$\Phi'$ Angolo di resistenza al taglio.....	20
5.2.3.	Calcolo del valore caratteristico e di progetto .....	23
5.2.4.	E' – modulo elastico.....	29
5.2.5.	Valutazione dei parametri di spinta.....	30
5.2.6.	Valutazione parametri di resistenza tangenziale.....	31
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	32
6.1.	PARAMETRI SISMICI .....	36
6.2.	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO .....	38
6.3.	SPETTRI DI RISPOSTA .....	38
7.	INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI.....	40
7.1.	VALUTAZIONI DI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI.....	40
7.2.	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI – METODO DI BURLAND E BURBIDGE (1985) .....	41
7.3.	MODULO DI WINKLER .....	42
7.4.	ASPETTI CANTIERISTICI .....	43
7.4.1.	Sostegno degli scavi – Osservazioni preliminari.....	43
7.4.2.	Soluzioni fondazionali.....	44
7.4.3.	Edifici adiacenti.....	45
8.	CONCLUSIONI .....	45
9.	BIBLIOGRAFIA.....	47
10.	ALLEGATI.....	48



## 1. PREMESSA

Nell'ambito del progetto che prevede la realizzazione di nuovi fabbricati di edilizia residenziale in Torino, Piazza della Repubblica 13 e Via Lanino 3/b, viene redatta la seguente relazione di caratterizzazione geotecnica al fine di ottemperare agli obblighi di legge imposti dalle recenti norme tecniche del D.M. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

Il presente documento, redatto quale aggiornamento del precedente prodotto nel 2010 a seguito di modifiche sostanziali apportate al progetto definitivo dell'opera, riporta i rilievi e le indagini appositamente eseguite, o acquisite dalle banche dati esistenti; viene quindi presentata la ricostruzione del modello geologico-tecnico locale e la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti, sulla base dell'analisi dei parametri fisici, di resistenza e deformabilità dei vari strati rinvenuti.

Si rimanda integralmente alla relazione geologica per tutti gli aspetti connessi più specificamente alle caratteristiche geologiche generali e locali del settore di interesse, in cui si è focalizzata l'attenzione sugli aspetti legati all'assetto geomorfologico e sulla caratterizzazione litostratigrafica ed idrogeologica del sottosuolo.

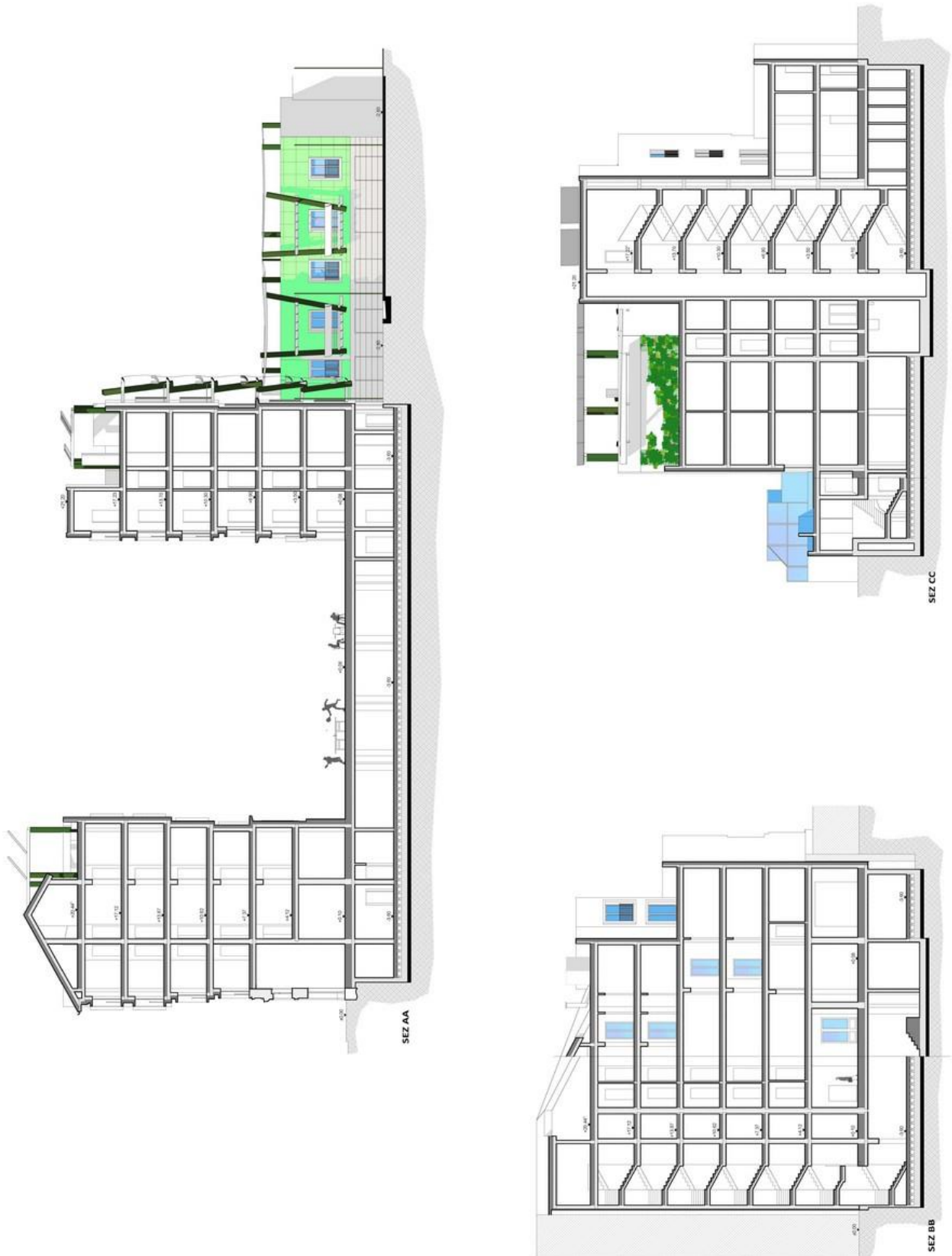
L'intervento in oggetto prevede la costruzione di un edificio a 6 piani f.t., ed un piano interrato adibito a locali tecnici e parcheggi, a differenza di quanto previsto con il progetto originario del 2010 che prevedeva due piani interrati. Il nuovo progetto prevede pertanto una profondità massima del piano di fondazione ridotta a circa 5 metri rispetto allo zero edilizio corrispondente al marciapiede su Piazza della Repubblica (quota assoluta pari a 231.13 m). Il piano campagna in corrispondenza del nuovo edificio varia tra un massimo di 231.50 m ed un minimo di 228.50 m circa s.l.m sul margine verso via Lanino.

Il presente studio si basa principalmente, oltre che su informazioni di carattere bibliografico, sui risultati di una campagna di indagini geognostiche e geotecniche descritte e riportate nel seguito di questo rapporto, svolte nei mesi di maggio 2010 - giugno 2011, indirizzate a definire nel dettaglio la stratigrafia, l'assetto idrogeologico sotterraneo e le proprietà meccaniche dei terreni interessati dagli interventi in progetto.

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di 2 sondaggi a carotaggio continuo ubicati nell'impronta delle previste nuove costruzioni, spinti a profondità comprese tra 21 e 24 metri dal piano campagna. Nell'ambito dei carotaggi sono state eseguite le relative prove geotecniche in sito e sono stati prelevati campioni di terreno per indagini granulometriche di laboratorio. Il foro realizzato nel cortile di via Lanino è stato inoltre attrezzato con un piezometro per la lettura ed il monitoraggio dei livelli di falda freatica, che è stato eseguito per un intero anno fino al 2011 con letture bimensili; purtroppo, a seguito di un sopralluogo effettuato nel mese di agosto 2020, è stato ritrovato intasato di sedimento fino a -6 m dal p.c., e quindi al momento non utilizzabile per ulteriori verifiche.

In aggiunta ai sondaggi geognostici, sempre con la campagna 2010 è stata condotta un'indagine geofisica di tipo sismico (MASW), realizzata sul lato di Via Lanino nel cortile interno, allo scopo di definire il parametro Vs30 per la classificazione sismica dei suoli.

A supporto dell'indagine sono stati raccolti tutti i dati di carattere bibliografico presenti nelle banche dati del Comune di Torino, della Provincia di Torino e della Regione Piemonte, i cui stralci più significativi sono riportati in coda al presente rapporto.



*Sezioni trasversali tratte dal progetto architettonico*



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (G.U. n.42 – Suppl. Ordinario n.8 – del 20 febbraio 2018);
- Circ. del C.S.LL.PP 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 gennaio 2018;
- Eurocodice EC7\_UNI-ENV-1997 “Progettazione geotecnica”;
- Eurocodice 8 (EN 1998) “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
- D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)"
- Deliberazione della Giunta Regionale 15 febbraio 2019, n. 17-8404 - OPCM 3519/2006. DGR 19 gennaio 2010 n. 65-7656 “Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte”;
- D.M. LL.PP. 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”

## 3. SINTESI MODELLO GEOLOGICO

L'area di intervento è posizionata al margine della fascia pianeggiante di origine alluvionale recente della Dora Riparia, in destra idrografica, al piede della scarpata morfologica, da tempo completamente rimodellata, attualmente corrispondente al piano inclinato di Piazza della Repubblica.

In passato nell'area erano presenti vari canali, anche interrati, intersecanti il sito di intervento; l'originaria rete, rappresentata principalmente dal Canale di derivazione dei Molassi e da un secondo canale minore che proveniva da via Cottolengo, risulta essere stata completamente smantellata e ritombata con terreni di riporto nel corso dell'ultimo secolo; tali materiali appaiono in particolare presenti nella porzione del lotto rivolta verso Piazza della Repubblica, che ha subito un più antico grado di urbanizzazione e rimaneggiamento antropico.

L'originaria presenza di questi canali, ed in particolare di quello di via Cottolengo che nello specifico attraversava circa a metà il sito di intervento, può tuttavia giustificare il rinvenimento, effettuato nel corso delle indagini eseguite, di una spessa coltre di terreni con caratteristiche molto scadenti, anche molto fini di natura limosa, come si può osservare in particolare in corrispondenza del sondaggio S1, di cui si parla nel seguito della presente relazione. Inoltre, particolarmente significativa appare la stratigrafia del sondaggio effettuato in Piazza della Repubblica angolo Corso Giulio Cesare (n. S5-1976), le cui risultanze appaiono correlabili con i sondaggi eseguiti nell'ambito del presente studio, con circa 8 metri superficiali costituiti da materiali di riporto e/o dotati di scadenti parametri geomeccanici.

I sottostanti terreni naturali risultano rappresentati da facies alluvionali oloceniche, prevalentemente ghiaioso-sabbiose con ciottoli ad elementi eterometrici e poligenici arrotondati, costituenti la fascia pianeggiante di pertinenza alluvionale recente della Dora, poggianti su facies più antiche pleistoceniche di origine fluvio-glaciale, che formano l'unità morfologico-stratigrafica della porzione di pianura su cui è



edificata buona parte della città di Torino, sopraelevata di alcuni metri rispetto all'area di maggiore interesse.

Nell'ambito di tali depositi, sicuramente presenti almeno fino ad una profondità di 30 m circa, possono essere presenti anche orizzonti conglomeratici più o meno cementati (puddinghe) che caratterizzano notoriamente a più livelli il sottosuolo di Torino, connessi verosimilmente alle escursioni della falda più o meno ricca in carbonati. All'interno delle facies grossolane nettamente prevalenti sono inoltre segnalati orizzonti casualmente dispersi ed eteropici costituiti da facies più fini, cioè sabbiose o limoso-sabbiose.

A profondità maggiori, non raggiunte dalle indagini effettuate o riportate nelle banche dati, si segnala il passaggio a facies villafranchiane, ovvero ad alternanze di orizzonti a granulometria grossolana e fini, oppure astiane, di costituzione prevalentemente sabbiosa, al cui interno possono essere contenute falde confinate profonde.

## **4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE**

### **4.1. DATI TRATTI DALLE BANCHE DATI**

Per l'analisi dei dati di carattere bibliografico si è innanzitutto partiti dalla consultazione del Geoportale di Arpa Piemonte, dove, tra i vari tematismi presenti, la Banca Dati Geotecnica raccoglie i dati geognostici relativi ad alcuni sondaggi posti nei pressi dell'area di interesse, corredati di prove geotecniche.

In un intorno significativo del sito di previsto intervento sono stati consultati i dati relativi ai sondaggi S1-1978, S1-102990, S2-1729, S2-102991, S3-102992, S3-104074, S5-1976, S7-1744, S8-1745, S9-1746, S11-1747, S12-1748, SA364. Alcune di queste comprendono prove Spt eseguite a varie profondità ed informazioni sulla profondità della falda; in allegato sono riportati i dati principali.

Tra tutte le informazioni disponibili, appare particolarmente significativo il dato stratigrafico e geotecnico relativo al sondaggio S5, ubicato nello slargo di Corso Giulio Cesare prima di Piazza della Repubblica, a breve distanza dal sito di intervento; qui sono segnalati 5.1 m di materiali di riporto che sormontano limi plastici sabbioso argillosi, scadenti, fino a 8.2 m dal p.c. Al di sotto si rinvennero depositi alluvionali sabbioso ghiaiosi con ciottoli, con buoni requisiti. Tale assetto appare perfettamente correlabile con quello evidenziato dal sondaggio S1-2010.

Sempre sul Geoportale Arpa è possibile consultare i dati relativi alle misure piezometriche eseguite su una rete di pozzi presenti all'interno del concentrico cittadino: Purtroppo nessuno di questi strumenti è posto nelle vicinanze del sito di intervento, tuttavia alcuni di questi possono fornire una utile indicazione di quello che è il trend generale delle fluttuazioni piezometriche.

I piezometri più vicini sono Pz04 e Pz34, posti a SW al di sopra della superficie terrazzata pleistocenica, e Pz21, Pz24, Pz64, Pz70 ubicati invece nell'ambito della fascia fluviale recente della Dora, morfologicamente sottostante. Il monitoraggio è stato condotto tra gli anni 2012 e 2018, tuttavia in modo discontinuo, e non copre gli ultimi 2 anni; i dati relativi alle misurazioni sono riportati in allegato. L'escursione massima registrata in questi strumenti supera di poco il metro come massimo. In particolare, nell'ambito dei piezometri più vicini alla Dora, si evidenzia una escursione massima di 103 cm in Pz21 (periodo 2012-2018), di 71 cm in Pz64 (2012-2015), di 34 cm in Pz70 (2014-2017) e di 121 cm in Pz24 (2012-2018). I valori di soggiacenza sono compresi tra 7.5 e 10 m in corrispondenza degli strumenti Pz21 e Pz64, posti a monte (Ovest) del sito di interesse, e compresi tra 6 e 8 metri negli strumenti Pz70 e Pz24 posti più ad Est.



## 4.2. DATI RELATIVI AL PROGETTO DEL PADIGLIONE III DI PIAZZA DELLA REPUBBLICA

All'interno della relazione geologico-geotecnica relativa al progetto esecutivo per la realizzazione del Nuovo Padiglione III di Piazza della Repubblica, antistante il sito oggetto del presente studio, sono riportati i risultati di specifiche indagini geognostiche effettuate nel 1995 ai fini della caratterizzazione litologica, stratigrafica e geotecnica del substrato.

Nel dettaglio vengono riportati i dati relativi a 4 sondaggi meccanici, spinti fino a profondità comprese fra 15 e 20 metri da piano campagna.

Si ricava che il substrato, superato un primo strato limoso-sabbioso fortemente rimaneggiato e riporti di spessore minimo 4-5 metri, risulta costituito da tre orizzonti litostratigrafici principali:

- uno strato di ghiaia ciottolosa, con frazione sabbiosa più o meno abbondante;
- uno strato costituito da sabbia media con frazione ghiaiosa;
- uno strato costituito da sabbia fine più o meno limosa, con frazione ghiaiosa.

Si rileva inoltre la locale presenza di più o meno marcati fenomeni di cementazione carbonatica, che interessa indistintamente le varie associazioni litologiche presenti.

La quota del piano campagna in corrispondenza di questi punti di indagine, sebbene non documentata cartograficamente, dovrebbe essere più elevata di pochi metri rispetto a quella in corrispondenza del sito oggetto del presente intervento.

## 4.3. INDAGINI 2010 NEL SITO DI INTERVENTO

Al fine di accertare le caratteristiche dei terreni sull'area oggetto di intervento è stata condotta una indagine geotecnica che ha previsto la realizzazione di:

- 2 sondaggi a carotaggio continuo, con profondità massima di terebrazione pari a 24 m. I sondaggi sono stati denominati rispettivamente S1 e S2;
- Prove penetrometriche di tipo SPT alle profondità indicate nella colonna di sondaggio allegata alla presente;
- 1 profilo di velocità delle onde S (MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves) nell'ambito delle indagini geofisiche per la caratterizzazione sismica del sito per la determinazione del parametro Vs30.

La posizione delle indagini è evidenziata nello stralcio di planimetria riportato negli allegati a fine testo.

### 4.3.1. Stratigrafie

Le caratteristiche salienti dei sondaggi effettuati sono riportate in tabella seguente:

SONDAGGIO	UBICAZIONE	QUOTA P.C. m s.l.m	PROFONDITA' m da p.c.
S1	Cortile interno lato P.zza Repubblica 13	231.48	21
S2	Cortile interno lato Via Lanino 3/b	228.66	24



La perforazione di sondaggio è stata eseguita utilizzando carotieri semplici di diametro 101 mm. La perforazione è avvenuta senza l'impiego di fluidi di circolazione compatibilmente con la natura dei terreni attraversati (carotaggio a secco). La percentuale di carotaggio è risultata mediamente del 90%. Dall'analisi delle carote si è pervenuti alla seguente colonna stratigrafica.

### **Sondaggio S1**

0.00 – 5.50	Riporto sabbioso limoso inconsistente con ciottoli
5.50 – 6.00	Resti di muratura in matrice limosa
6.00 – 7.30	Riporto limoso sabbioso
7.30 – 8.40	Riporto sabbioso
8.40 – 14.30	Ghiaia eterogenea ed eterometrica fortemente alterata
14.30 – 16.00	Sabbia medio grossolana, limosa
16.00 – 21.00	Sabbia sciolta

### **Sondaggio S2**

0.00 – 3.00	Riporto grossolano con resti di laterizi
3.00 – 3.70	Ghiaia eterogenea in matrice sabbiosa
3.70 – 11.00	Ghiaia eterogenea ed eterometrica fortemente alterata in matrice sabbiosa
11.00 – 13.80	Ghiaia sabbiosa
13.80 – 15.00	Sabbia media
15.00 – 16.20	Sabbia grossolana con ciottoli
16.20 – 16.50	Sabbia limosa
16.50 – 18.20	Sabbia media con intercalazioni limose
18.20 – 22.80	Ghiaia sabbiosa eterogenea con clasti alterati
22.80 – 23.50	Sabbia media sciolta
23.50 – 24.00	Ghiaia sabbiosa eterogenea con clasti alterati

La stratigrafia del sondaggio S1 evidenzia in primo luogo la presenza di un orizzonte superficiale esteso fino alla profondità di circa 8.40 m dal piano campagna, costituito da terreno di riporto o resti di muratura, indice di una intensa attività storica di rimaneggiamento del sito: il terreno di riporto nel dettaglio risulta costituito da materiale eterogeneo prevalentemente sabbioso-limoso, con ciottoli e frammenti lateritici, di colore bruno-marrone. Alla base prevalgono termini molto fini limosi, possibilmente riconducibili ad antichi canali o vasche di decantazione.





Al di sotto di questo livello di origine o rimaneggiamento antropico, si osserva la presenza di ghiaia sabbiosa ad elementi arrotondati e poligenici, con ciottoli centimetrici o decimetrici stranamente molto alterati, e con livelli subordinati di sabbia ghiaiosa debolmente limosa; il colore è bruno-grigiastro.

Si segnala che alla profondità di 10,50 metri le prove SPT evidenziano ancora valori molto bassi. Da questa profondità il grado di addensamento, da moderato, appare decisamente migliore con valori di N<sub>spt</sub> mediamente soddisfacenti, con depositi naturali alluvionali decisamente più addensati.

La stratigrafia del sondaggio S2, che inizia da una quota di circa 2,8 metri inferiore rispetto ad S1, evidenzia anche in questo caso la presenza di un orizzonte superficiale, potente circa 3 metri, costituito da terreno di riporto e resti lateritici.

Al di sotto di questo livello superficiale con caratteristiche meccaniche sicuramente scadenti, è presente un potente strato ghiaioso sabbioso, compreso fra 3 e 14 metri circa, costituito da materiale eterogeneo rappresentato da ghiaia eterometrica alterata in matrice sabbiosa con locali intercalazioni con una maggiore abbondanza di ciottoli poligenici arrotondati.

In profondità seguono livelli più spiccatamente sabbiosi e sabbioso ghiaiosi di colore bruno maggiormente addensati al di sotto di -18 metri, sotto forma di probabili lenti in eteropia con le facies predominanti.

#### 4.3.2. Prove Spt

Le prove Spt effettuate nel foro del sondaggio S1 mettono in evidenza lo scarso grado di addensamento e di consistenza dello strato superficiale di rimaneggiamento antropico spesso circa 8,5 m, mentre mostrano un generale aumento delle caratteristiche di resistenza con la profondità.

Le prove Spt effettuate in S2 mostrano valori elevati di N<sub>spt</sub> nei primi metri attraversati, dovuti verosimilmente all'intercettazione di qualche ciottolo/trovante, per poi diminuire lievemente in corrispondenza dei livelli sabbiosi intorno a 15 metri da piano campagna ed aumentare nuovamente a profondità maggiori in corrispondenza degli strati a maggiore componente ghiaiosa.

Si segnala che la natura del terreno incontrato nelle perforazioni ha determinato la necessità di rivestire il foro, per cui l'autoportanza delle pareti di scavo in fase di movimento terra appare critica e le scarpate di scavo andranno sempre adeguatamente sostenute.

Nel corso delle perforazioni non è stata rilevata o descritta dall'operatore la presenza di livelli cementati; si ritiene comunque che l'operazione di carotaggio a rotazione non consenta una soddisfacente conservazione delle tracce di cementazione dei sedimenti, in particolare nel caso di cementazioni diffuse o comunque poco cristallizzate.

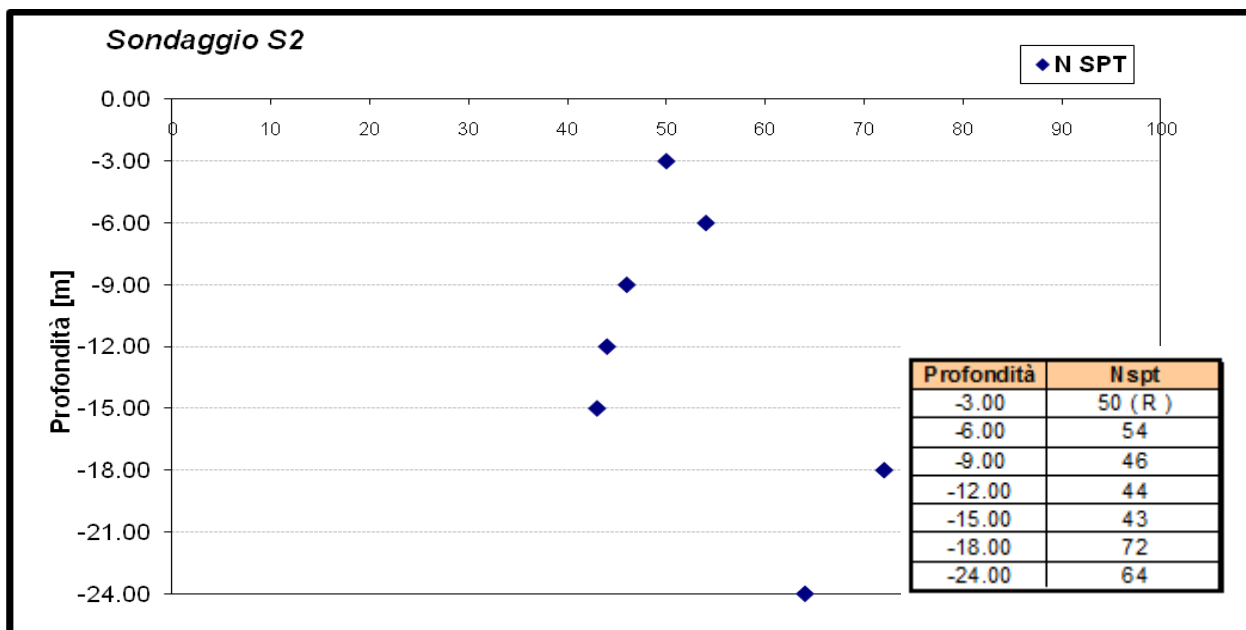
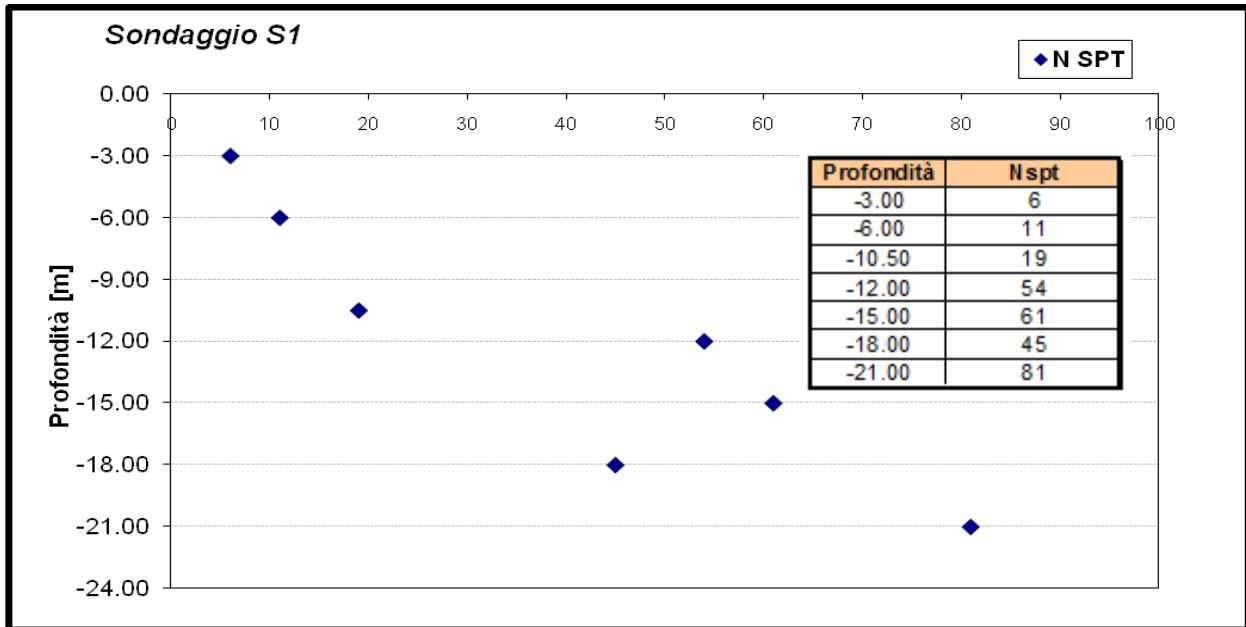
È in ogni caso difficile definirne la geometria e la consistenza se non attraverso indagini dirette "visive", che potranno più agevolmente essere condotte in fase di avanzamento iniziale del cantiere. Si raccomanda comunque di prevederne la presenza nella valutazione delle difficoltà per la realizzazione degli scavi e delle opere speciali di fondazione.

La prova penetrometrica dinamica Spt (Standard Penetration Test) restituisce come risultato il numero di colpi necessario per infiggere a percussione nel terreno, con un peso standard del maglio di battuta, una punta metallica di geometria predeterminata misurando il numero di colpi necessari ad ottenere tre tratti consecutivi di avanzamento pari a 15 cm ciascuno.

I dati acquisiti durante i carotaggi sono riportati in forma grafica e consentono, mediante correlazioni empiriche di uso comune nella letteratura geotecnica, la valutazione dei parametri geotecnici dei terreni. In particolare vengono determinati – ai fini della progettazione - i seguenti parametri:

- densità relativa (DR)
- angolo di resistenza al taglio ( $\varphi'$ )
- modulo di deformabilità (E).

Si riportano di seguito i risultati delle prove effettuate in ogni singolo sondaggio, precisando che nel caso in cui si sia verificato il “rifiuto” durante la prova, si considera  $N_{SPT} = 100$ .



In sintesi, l'analisi dei risultati delle prove Spt in relazione ai risultati del sondaggio stratigrafico mette in evidenza la presenza di un primo strato di riporto con caratteristiche geotecniche scarse, un secondo strato ghiaioso con discrete caratteristiche, e a seguire uno strato più profondo con caratteristiche di resistenza più elevate.



#### 4.3.3. Indagine sismica MASW

In aggiunta ai sondaggi geognostici in data maggio 2010 è stata condotta dalla Ditta TECHGEA SERVIZI di Torino un'indagine geofisica di tipo sismico (MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves), realizzata sul lato di Via Lanino nel cortile interno, allo scopo di definire il parametro Vs30 per la classificazione sismica dei suoli (secondo quanto previsto dall'OPCM 3274/2003 e s.m.i.).

I risultati della prova sismica hanno evidenziato un suolo di categoria "C," con un valore di Vs30 pari a 350, e il profilo sismico ottenuto è risultato in buona correlazione con i dati di SPT descritti in precedenza.

L'indagine specialistica evidenzia come la realizzazione di uno scavo per la posa delle fondazioni, asportando i primi livelli di suolo di qualità scadente, porti ad una valutazione di Vs30 pari a 477 m/s, corrispondente alla classe di suolo "B", in particolare considerando i materiali compresi fra -5 e -35 m da p.c.

#### 4.3.4. Analisi granulometriche e stima della permeabilità dei terreni attraversati

Ai fini della determinazione delle caratteristiche di permeabilità dei materiali interessati dal progetto, sono state effettuate 2 analisi granulometriche relative a due campioni prelevati all'interno delle carote estratte dai sondaggi geognostici eseguiti, a quote di soggiacenza coincidenti con il piano di appoggio del corpo fabbrica in progetto.

In particolare i campioni analizzati, prelevati ad una profondità al tempo coincidente con il piano di fondazione (PD 2010), sono i seguenti:

- campione 1 prelevato all'interno del sondaggio S1 a profondità compresa tra -6.80 e -7.00 m da p.c. (probabile terreno di riporto a composizione eterogenea);
- campione 2 prelevato all'interno del sondaggio S2 a profondità compresa tra -4.20 e -4.50 m da p.c. (probabile terreno naturale alluvionale).

Entrambi i campioni prelevati sono stati sottoposti ad analisi granulometrica per vagliatura, relativamente alle frazioni più grossolane (ghiaie e sabbie) e ad analisi per sedimentazione per le frazioni più fini (limi e argille).

Le percentuali delle diverse frazioni granulometriche ottenute sono riportate nella tabella seguente:

	C1	C2
Ghiaia	43.72 %	47.89 %
Sabbia	29.08 %	30.58 %
Limo	22.15 %	18.69 %
Argilla	5.05 %	2.84 %

Dai risultati ottenuti è stato possibile effettuare delle stime qualitative circa la permeabilità media dei terreni analizzati: in dettaglio, in accordo con quanto riportato in letteratura (Holtz-Kovacs), la permeabilità dei materiali con le caratteristiche riportate è dell'ordine di  $10^{-1} - 10^{-2}$  cm/s. I terreni di base non coesivi presentano pertanto una permeabilità medio-alta.

Negli allegati si riportano i certificati inerenti le analisi effettuate e le relative curve granulometriche ottenute.

#### 4.4. ASSETTO IDROGEOLOGICO SOTTERRANEO

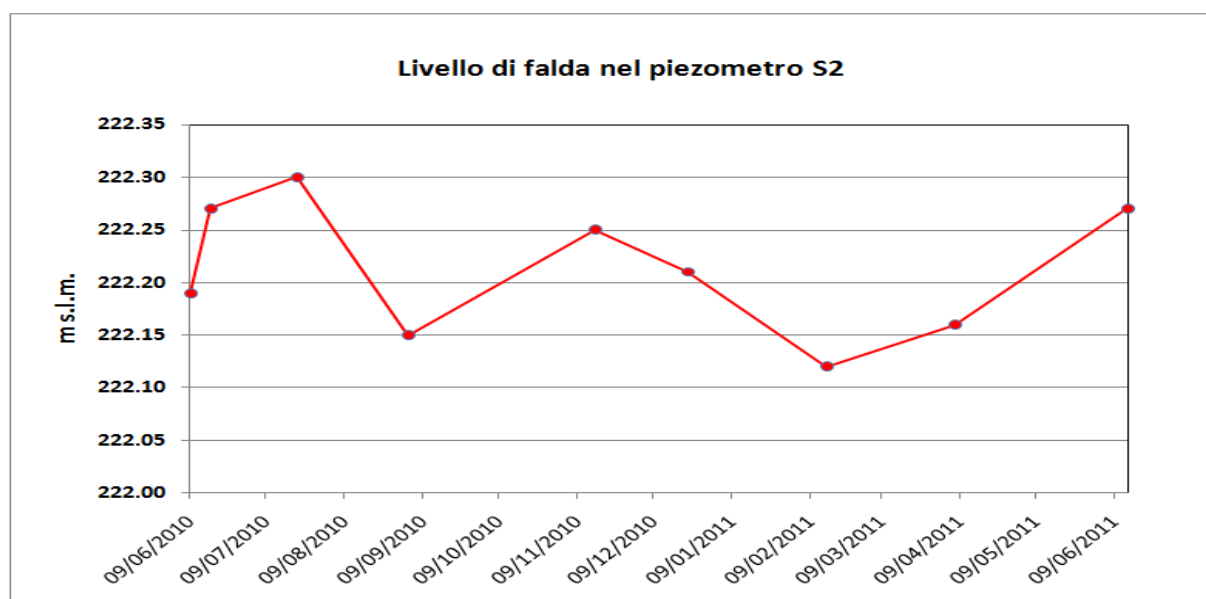
La falda idrica superficiale di tipo libero, su base bibliografica, appare caratterizzata da una direzione del deflusso sotterraneo all'incirca da WNW verso ESE, ed è posta all'interno dei depositi ghiaioso-sabbiosi caratterizzati da permeabilità buona o discreta a causa della loro granulometria mediamente grossolana ghiaiosa o ghiaioso sabbiosa.

All'interno del piezometro S2, nel periodo compreso tra giugno 2010 e giugno 2011 è stato condotto un monitoraggio dei livelli piezometrici, con una cadenza all'incirca bimestrale.

I dati di soggiacenza ottenuti sono riportati nella tabella seguente, la quale riporta inoltre i corrispondenti valori assoluti del livello di falda, ottenuti a partire dalla quota di piano campagna in corrispondenza del piezometro, pari a 228.66 m s.l.m.

data	soggiacenza (m da testa tubo)	soggiacenza (m da p.c.)	livello piezometrico (m s.l.m.)
09/06/2010	6.57	6.47	222.19
17/06/2010	6.49	6.39	222.27
21/07/2010	6.46	6.36	222.3
03/09/2010	6.61	6.51	222.15
16/11/2010	6.51	6.41	222.25
22/12/2010	6.55	6.45	222.21
15/02/2011	6.64	6.54	222.12
07/04/2011	6.6	6.5	222.16
14/06/2011	6.49	6.39	222.27

La figura seguente riporta il grafico dell'andamento del livello di falda durante il periodo di monitoraggio.



Dalle osservazioni sopra riportate, il livello piezometrico dello strumento S2-2010, nel corso del periodo considerato, è compreso tra un livello massimo di 222.30 m s.l.m. ed un livello minimo di 222.12 m s.l.m., con una escursione contenuta in soli 18 cm, pertanto sostanzialmente stabile.



Rispetto alle previsioni progettuali, come si evince dai profili interpretativi dell'assetto geologico-stratigrafico ed idrogeologico locale prodotti sulla base dei dati acquisiti con le indagini geognostiche appositamente eseguite, il livello piezometrico della falda (considerando il livello massimo registrato nel periodo di monitoraggio 2010-2011) appare posizionato pertanto a -3,93 m dalla quota della base di appoggio del piano interrato.

A livello invece bibliografico, sulla base del dato ricavato per interpolazione dalla "Carta delle isopiezometriche della falda idrica a superficie libera relativa al territorio di pianura della Regione Piemonte alla scala 1:250.000", il cui valore assoluto indica 223 m s.l.m., tale dislivello si riduce a -3,23 metri.

Per quanto riguarda la possibile escursione di questa falda ad una scala temporale più estesa, si può fare riferimento ai dati delle stazioni di monitoraggio in continuo di proprietà municipale. Sebbene non esistano stazioni di controllo in vicinanza del sito di interesse, il dato relativo alla stazione "Dora Riparia" mostra un valore di escursione, nel periodo 2005-2006 pari a circa 1 metro totale, mentre il dato relativo alla stazione "Piazza d'Armi" indica un valore di escursione massima nel periodo compreso fra il 2001 e il 2007 pari a circa 1.50 metri totale.

Inoltre, i dati relativi alle misure piezometriche eseguite su una rete di pozzi presenti all'interno del concentrico cittadino, dei quali purtroppo nessuno ricadente nelle vicinanze del sito di intervento, indicano comunque un trend generale delle fluttuazioni piezometriche all'incirca analogo: l'escursione massima registrata in questi strumenti supera di poco il metro come massimo. In particolare, nell'ambito dei piezometri più vicini alla Dora, si evidenzia una escursione massima di 103 cm in Pz21 (periodo 2012-2018), di 71 cm in Pz64 (2012-2015), di 34 cm in Pz70 (2014-2017) e di 121 cm in Pz24 (2012-2018). I valori di soggiacenza sono compresi tra 7.5 e 10 m in corrispondenza degli strumenti Pz21 e Pz64, posti a monte (Ovest) del sito di interesse, e compresi tra 6 e 8 metri negli strumenti Pz70 e Pz24 posti più ad Est.

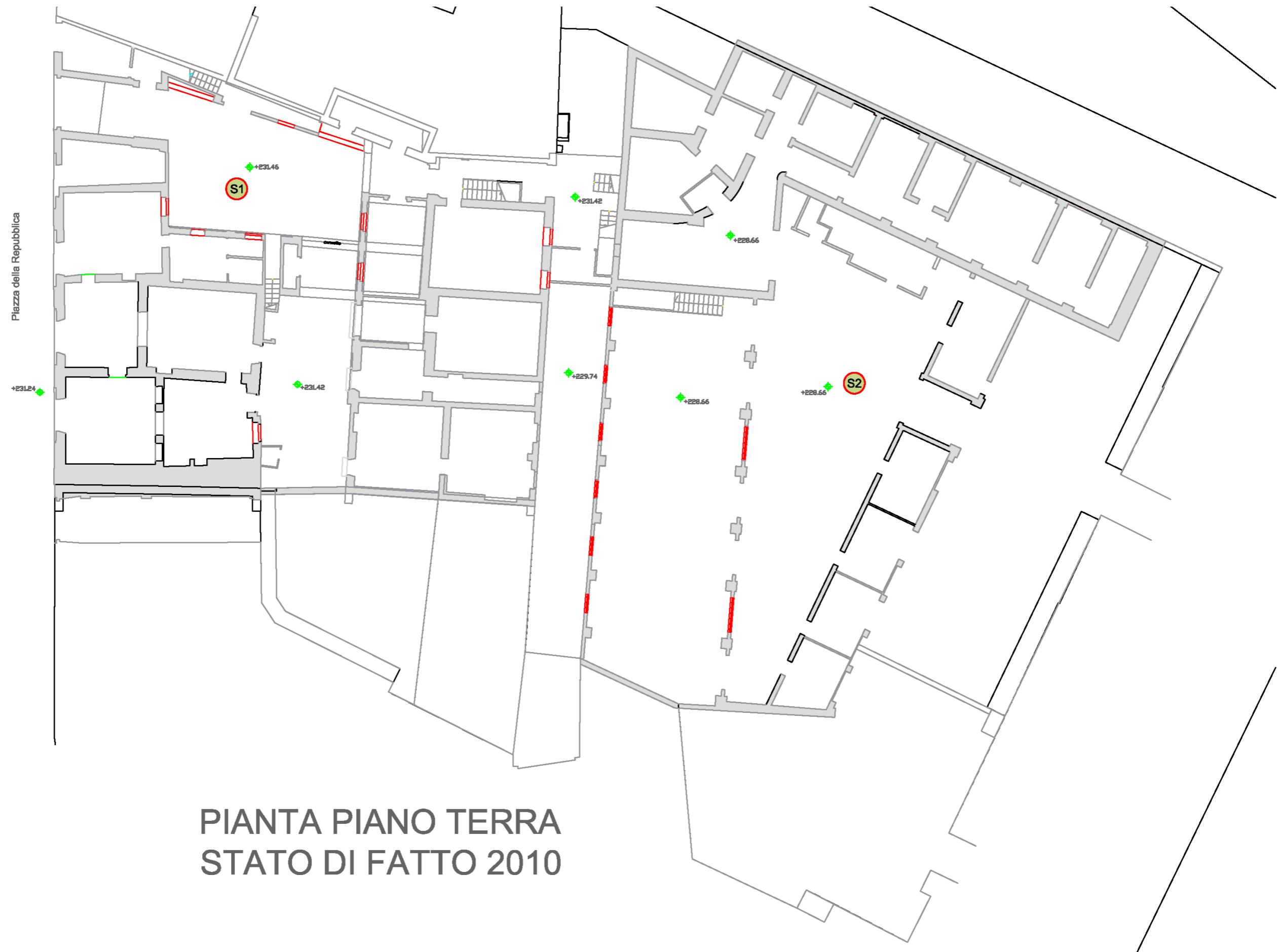
L'insieme di queste informazioni sembra indicare un'impossibilità di interessamento diretto del piano interrato da parte della falda acquifera, anche considerando una possibile escursione del livello per un valore massimo di 1.50 metri complessivi rispetto a quelli misurati direttamente, valore di escursione suggerito dagli studi effettuati a grande scala.

Purtroppo la carenza di dati recenti lascia un margine di incertezza. Anche il danneggiamento dello strumento S2-2010 appositamente realizzato all'interno dell'area di interesse, contribuisce all'impossibilità di fornire un quadro aggiornato delle conoscenze idrogeologiche locali, per cui si rimanda alla fase realizzativa a scavi aperti l'opportunità di eseguire ulteriori accertamenti.

Oltre alla falda principale sopra descritta, non può comunque escludersi la presenza di falde sospese di minore consistenza o temporanee, in particolare in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi o eccezionali, confinate da piccole e discontinue lenti sabbioso-limose o limoso-argillose.

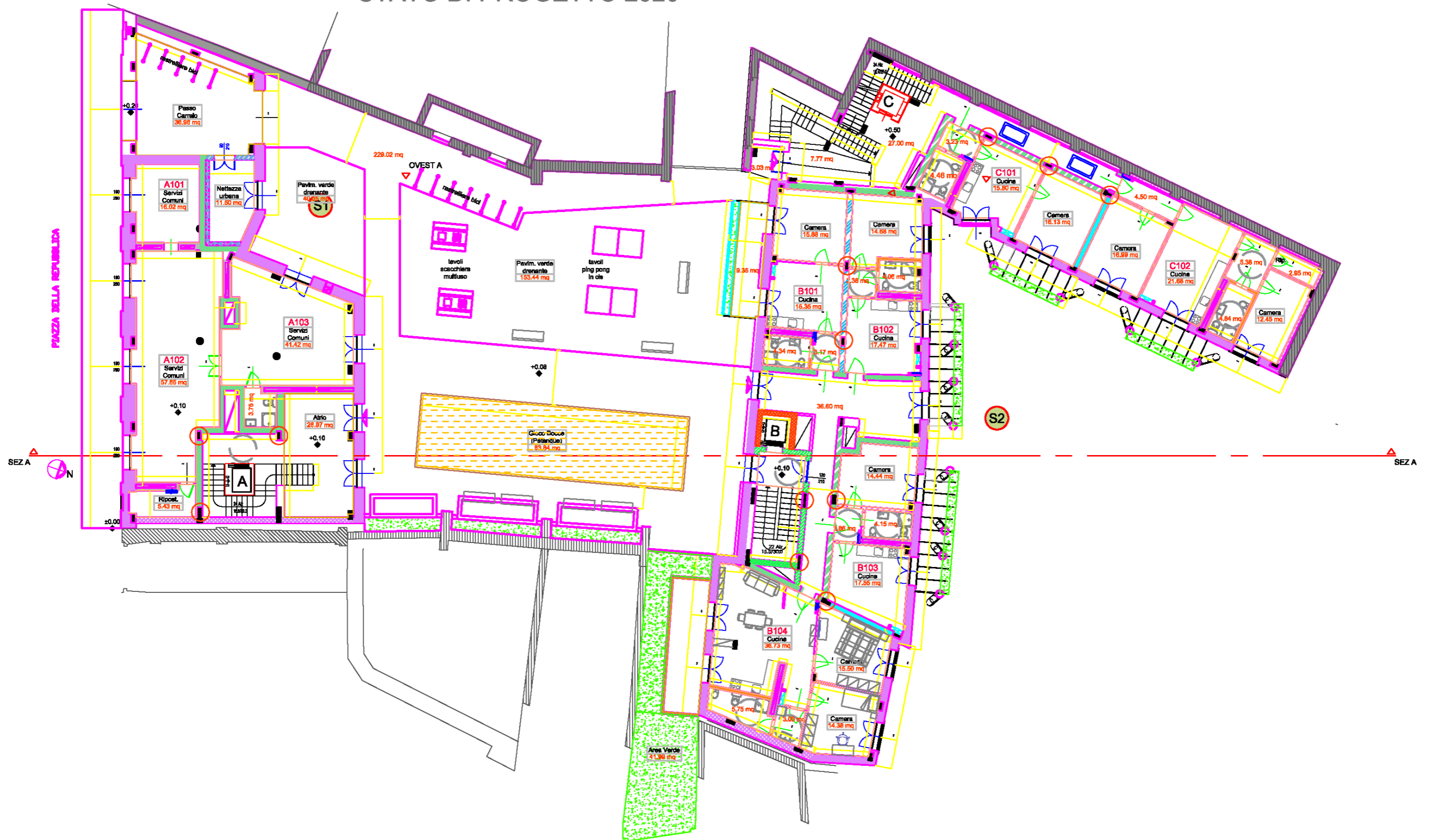
Ulteriore elemento di criticità di carattere idrogeologico può in ultimo essere rappresentato dalla probabile carenza o parziale inefficienza della rete fognaria (acque bianche), che sulla base di segnalazioni raccolte in sito, può andare in crisi in concomitanza di eventi meteorologici di particolare intensità, anche a causa dei copiosi deflussi di acqua di precipitazione provenienti dalla parte topograficamente sopraelevata di Piazza della Repubblica.

Per tutti i motivi sopra esposti si ritiene di consigliare un intervento di impermeabilizzazione del piano interrato, a causa di possibili fenomeni di saturazione d'acqua dei terreni non direttamente collegabili alla risalita naturale della falda acquifera principale, ma piuttosto a fenomeni connessi alla raccolta e allo smaltimento delle acque meteoriche.

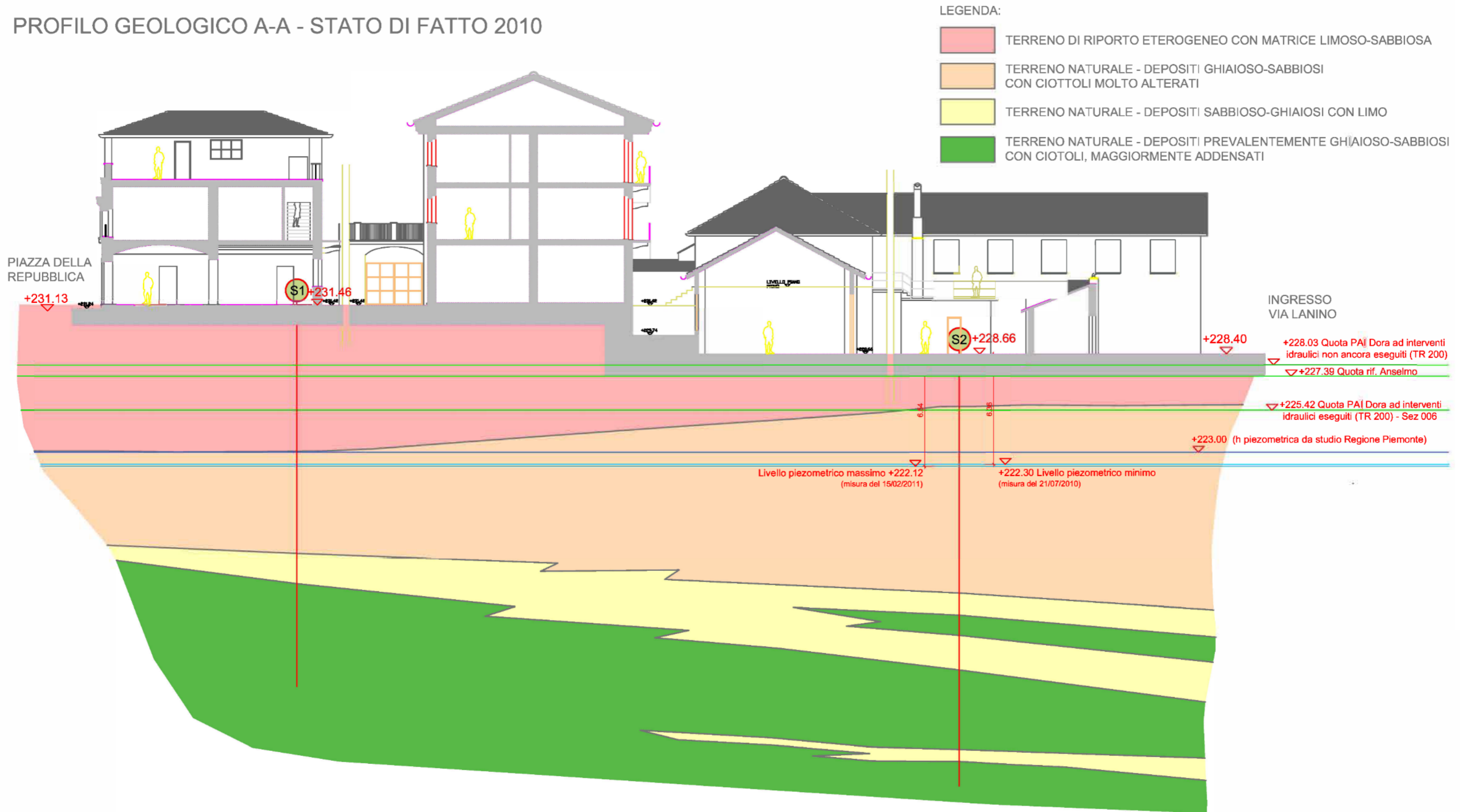


PIANTA PIANO TERRA  
STATO DI FATTO 2010

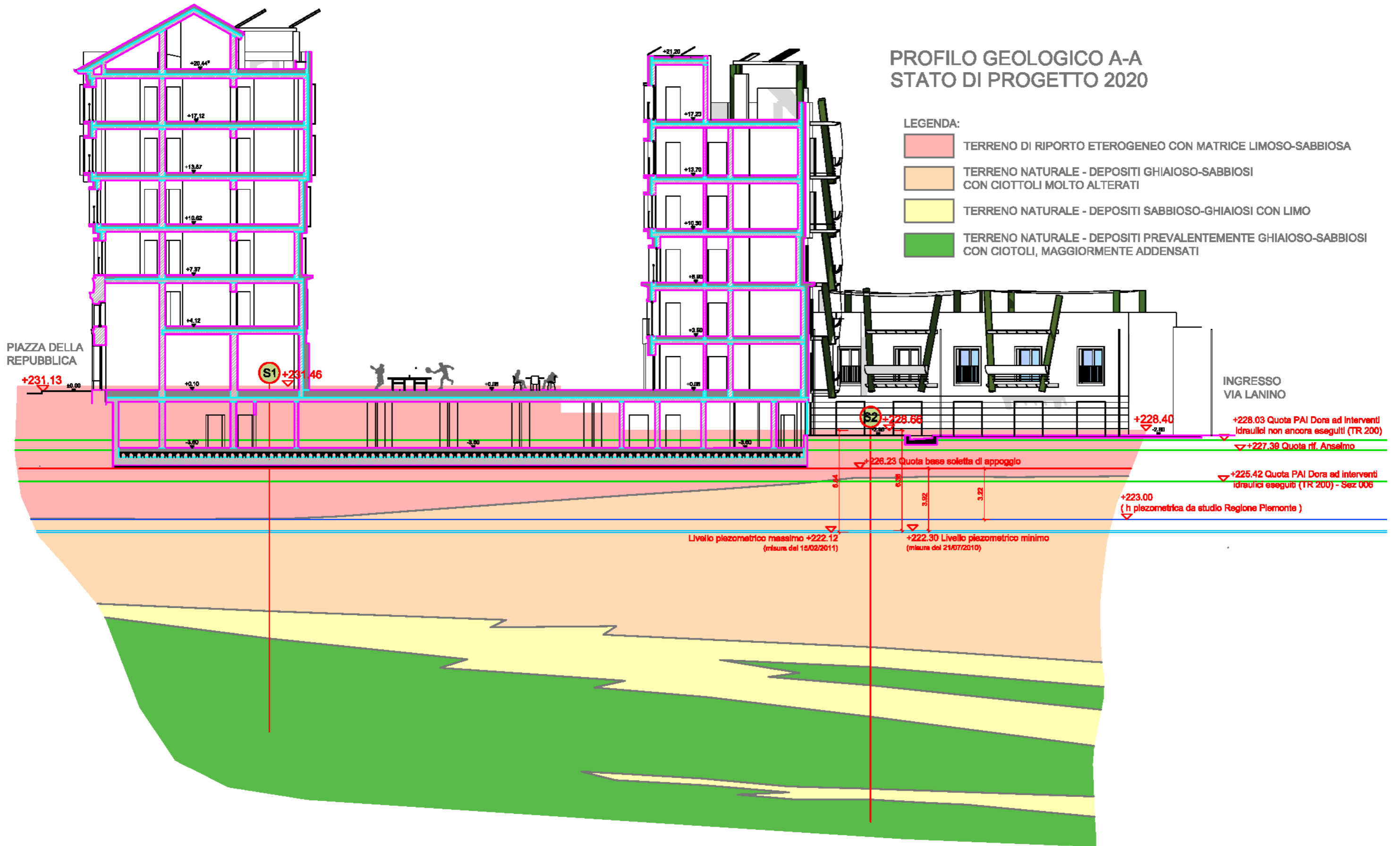
# PLANIMETRIA PIANO TERRA STATO DI PROGETTO 2020



# PROFILO GEOLOGICO A-A - STATO DI FATTO 2010









## 5. MODELLO GEOTECNICO

La caratterizzazione geotecnica del sito è stata effettuata sulla base del modello geologico stratigrafico riportato nella specifica relazione geologica, e della elaborazione dei dati derivanti dalla campagna di indagini geognostiche 2010 (2 sondaggi a carotaggio continuo e relative N<sub>spt</sub>, appositamente realizzati a corredo del presente progetto), e dei dati bibliografici esistenti in un intorno significativo.

Nel presente paragrafo viene descritto il modello geotecnico dell'area di studio ed illustrata la procedura impiegata per la determinazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici, fase fondamentale per la verifica di qualsiasi stato limite. La sintesi del modello è illustrata nello specifico elaborato grafico “Profilo trasversale Geologico Geotecnico”.

Il riferimento normativo è rappresentato dal paragrafo 6.2.2 del D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, dalla Circolare Esplicativa 21 gennaio 2019, n.7 (punto C6.2.2), dall'Eurocodice 7 (norma europea prEN1997-1), punto 2.4.5.2 11 e relativa nota e dal Designers' Guide to EN 1990 Eurocode, volume di Haig Gulvanessian - J.A. Calgaro - Milan Holicky.

L'impostazione scientifica e le modalità della trattazione delle nuove NTC sono state rese il più possibile coerenti con il formato degli Eurocodici. Il metodo di riferimento per la verifica della sicurezza è quello semiprobabilistico agli Stati Limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali.

L'approccio scelto per la stima dei valori caratteristici è quello statistico indicato nell'Eurocodice 7 di cui si riporta uno stralcio ritenuto significativo:

*“If statistical methods are used, the characteristic value should be derived such that the calculated probability of a worse value governing the occurrence of the limit state under consideration is not greater than 5%. NOTE In this respect, a cautious estimate of the mean value is a selection of the mean value of the limited set of geotechnical parameter values, with a confidence level of 95%; where local failure is concerned, a cautious estimate of the low value is a 5% fractile”.*

Analoga impostazione di lavoro è stata ripresa e validata nel Quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi dal titolo: “D.M. 14 gennaio 2008, Eurocodice 7: una metodologia per la scelta dei parametri geotecnici caratteristici” (Carbone, 2010).

### 5.1. SCELTA DEI PARAMETRI CARATTERISTICI E DI PROGETTO

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Il punto 6.2.2 delle NTC 2018 riporta la seguente definizione: “Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato...”

Il concetto di valore caratteristico è integrato nella Circolare Esplicativa delle NTC 2018 (punto c6.2.2.4) dove si afferma che:

*“Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori*

*caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità... omissis..."*

È chiaro che il progettista è chiamato ad indicare il valore caratteristico di ogni parametro geotecnico prossimo (ma non uguale) alla media o al minimo ottenuto dalle prove.

Le NTC 2018, parimenti alle versioni precedenti di tale normativa di settore, non forniscono indicazioni operative su come ottenere questo valore ricorrendo alla statistica. L'entità della riduzione (o dell'aumento qualora sia sfavorevole alla stabilità) rispetto alla media (valore nominale) dipende:

1. dalla numerosità dei dati a disposizione;
2. dal tipo di distribuzione utilizzata in funzione del parametro geotecnico di interesse (log-normale, normale, ecc);
3. dalla loro dispersione COV (calcolato se il numero di dati disponibili lo permette o, ad esempio nei casi di un solo dato o di campioni poco numerosi, inserito ricorrendo alla letteratura;
4. dal tipo di valore caratteristico scelto in base al problema geotecnico che si deve affrontare ( $X_{kmean}$  o  $X_{klow}$ ).

Per gli strati di terreno dove il parametro geotecnico considerato non mostra una significativa e sistematica variabilità (ovvero rientra in certi range di COV previsti dalla letteratura) e si ha una compensazione delle eterogeneità, il valore caratteristico può essere determinato individuando il frattile 5% sulla curva di distribuzione della media della popolazione di dati ( $X_{k\_mean}$ ). Diversamente, quando si assiste ad una significativa variabilità, il valore caratteristico può essere determinato individuando il frattile 5% sulla curva dei valori bassi ( $X_{k\_low}$ ). Le curve sono generate mediante leggi di distribuzione t di Student.

Le opere che coinvolgono grandi volumi di rottura sono quelle che inducono variazioni tensionali all'interno di una porzione sufficientemente elevata di sottosuolo da dare origine a una compensazione delle resistenze. Si parla in questo caso di **RESISTENZE COMPENSATE**: le zone di terreno a resistenza minima e massima vengono sollecitate contemporaneamente e quello che emerge è un comportamento meccanico intermedio fra i due estremi. Per questo motivo i valori caratteristici dei parametri geotecnici dovranno corrispondere ad una stima cautelativa del valore medio misurato (Di Bernardo, 2009).

Rientrano in questa categoria (Aiello, 2010):

- terreno di sedime di fondazioni superficiali di grande estensione (platee) o di dimensione ridotta (plinti e travi) ma collegate rigidamente fra loro, in modo da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti;
- pali per la portata laterale;
- pendii naturali e fronti di scavo di elevata estensione;
- opere di contenimento di notevole altezza.

Ne consegue che andranno impiegati i valori ottenuti nel caso di grandi volumi di rottura.

Nel caso di opere che coinvolgono modesti volumi di terreno a essere sollecitate sono piccole porzioni di terreno in cui prevalgono le resistenze locali. Si parla, quindi, di **RESISTENZE NON COMPENSATE** e il valore caratteristico andrà selezionato prendendo come riferimento un valore prossimo al minimo misurato.



Rientrano in questa categoria (Aiello, 2010):

- terreno di base di un palo;
- verifica a scorrimento di un muro;
- plinti e travi non collegati;
- fronti di scavo di modesta ampiezza e muri di altezza contenuta;
- strutture con insufficiente rigidità.

Ne consegue che andranno impiegati i valori ottenuti nel caso di piccoli volumi di rottura.

Nel caso degli interventi in progetto, le considerazioni geotecniche vanno condotte considerando **grandi volumi di rottura**.

## 5.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le stratigrafie dei sondaggi, le prove geotecniche e le indagini geofisiche permettono di individuare 4 unità geotecniche di dettaglio in corrispondenza del sito di intervento, cui corrispondono differenti condizioni strutturali e di resistenza meccanica, così definite:

Unità A	TERRENO DI RIPORTO ETEROGENEO CON MATRICE LIMOSO-SABBIOSA
Unità B	TERRENO NATURALE - DEPOSITI GHIAIOSO-SABBIOSI CON CIOTTOLI MOLTO ALTERATI
Unità C	TERRENO NATURALE - DEPOSITI SABBIOSO-GHIAIOSI CON LIMO
Unità D	TERRENO NATURALE - DEPOSITI PREVALENTEMENTE GHIAIOSO-SABBIOSI CON CIOTTOLI, MAGGIORMENTE ADDENSATI

L'Unità C è rappresentata da una facies stratigraficamente di difficile posizionamento, in quanto verosimilmente costituita da livelli e lenti discontinue e spazialmente casuali. Ciò significa che lateralmente ai punti di indagine può variare significativamente per spessore e profondità, in eteropia con i depositi della Facies D.

### 5.2.1. Dr - Densità relativa

La densità relativa può essere stimata attraverso la correlazione di Bazaraa (1967), che correla il risultato della prova Spt alla densità relativa  $D_r$ , attraverso le tensioni efficaci:

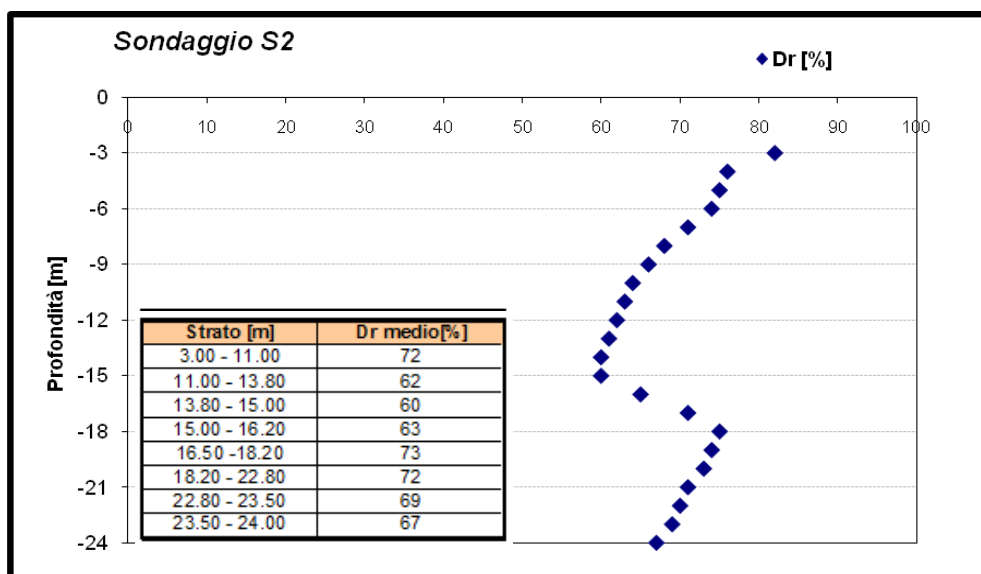
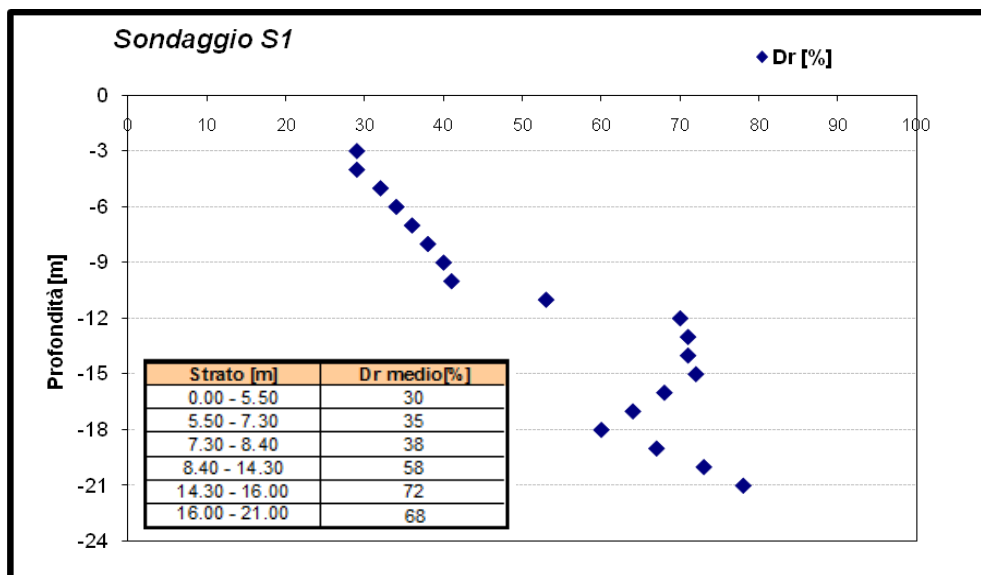
$$D_r^2 = (N_{SPT} / (20 * (1 + 4.1 * \sigma'_{vo}))) \text{ per } \sigma'_{vo} < 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

ovvero

$$D_r^2 = (N_{SPT} / (20 * (3.24 + 1.024 * \sigma'_{vo}))) \text{ per } \sigma'_{vo} > 0.732 \text{ kg/cm}^2.$$

Il calcolo è stato effettuato con un passo di 1 m con l'ausilio del software IS GEOSTRATI interpolando i dati derivanti dalle prove Spt. Di seguito si riporta l'andamento della densità relativa in funzione della profondità per entrambi i sondaggi.

I grafici rispecchiano le considerazioni qualitative già precedentemente espresse a proposito dei risultati delle prove penetrometriche.



### 5.2.2. $\Phi'$ Angolo di resistenza al taglio

L'ipotesi di partenza per la trattazione dei dati geotecnici è che la componente coesiva sia nulla e la resistenza meccanica delle differenti unità sia ascrivibile esclusivamente all'angolo di resistenza al taglio.

A partire dai valori di  $N_{spt}$  sono state applicate correlazioni empiriche per ottenere i valori di resistenza al taglio tipici di ogni strato.

Poiché in letteratura esistono innumerevoli proposte di correlazione, spesso connesse con la geologia del deposito attraversato o dipendente dalla composizione granulometrica prevalente, la scelta della correlazione da utilizzare si è basata sulla ricostruzione stratigrafica ottenuta dai carotaggi continui.

Per tutte le unità geotecniche sono state utilizzate le seguenti correlazioni:



- PECK-HANSON & THORNBURN (1974), valida per le sabbie in genere ed ottimale per profondità inferiori a 5 metri per terreni soprafalda e inferiori a 8 metri per terreni sottofalda (pressione efficace < 8-10 t/mq)

$$\phi' = 27,2 + 0,28N_{spt}$$

- SHIOI & FUKUNI Road Bridge Specification (1982): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo è pari a

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

- SHIOI & FUKUNI Japanese National Railway (1982): questa correlazione è valida per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose e l'angolo è pari a:

$$\phi = 0,3 \cdot N_{spt} + 27$$

- MEYERHOF (1965) - <5% limo: questa correlazione è valida solo per i terreni sabbiosi e trova le condizioni ottimali a profondità inferiori a circa 3 m, nel caso di strati sopra falda, ed inferiori a 5 m, nel caso di terreni in falda. L'angolo è funzione del numero di colpi

$$\Phi = 23,7 + 0,57N_{spt} - 0,006N_{spt}^2$$

- OWASAKI & IWASAKI: questa correlazione è valida per sabbie da medie a ghiaiose e trova le condizioni ottimali a profondità superiori a circa 8 m, nel caso di strati sopra falda, e superiori a 15 m, nel caso di terreni in falda. L'angolo è calcolato in funzione del numero di colpi secondo la seguente espressione:

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15$$

I risultati delle elaborazioni dei valori di  $N_{spt}$  dei dati provenienti dai sondaggi S1 e S2-2010, distinti per unità geotecnica, sono riportati nelle tabelle seguenti, mentre alla pagina successiva sono riportati i dati desunti dalle stratigrafie di sondaggi presenti nella Banca Dati Geotecnica, ubicati in un intorno significativo.

#### S1-2010 - p.zza della Repubblica 13

Prof. (m)	N1	N2	N3	$N_{spt}$	Peck-Hanson & Thornburn (1974)	SHIOI & FUKUNI Japanese National Railway (1982)	SHIOI & FUKUNI Road Bridge Specification (1982)	Meyerhof (1965)	OWASAKI & IWASAKI (1959)
3,00	2	3	3	6	28,88	28,80	24,49	26,90	25,95
6,00	4	5	6	11	30,28	30,30	27,85	29,24	29,83
10,50	14	10	9	19	32,52	32,70	31,88	32,36	34,49
12,00	10	24	30	54	42,32	43,20	43,46	36,98	47,86
15,00	12	27	34	61	44,28	45,30	45,25	36,14	49,93
18,00	10	15	30	45	39,80	40,50	40,98	37,20	45,00
21,00	25	40	41	81	49,88	51,30	49,86	30,50	55,25

#### S2-2010 - via Lanino 3/b

Prof. (m)	N1	N2	N3	$N_{spt}$	Peck-Hanson & Thornburn (1974)	SHIOI & FUKUNI Japanese National Railway (1982)	SHIOI & FUKUNI Road Bridge Specification (1982)	Meyerhof (1965)	OWASAKI & IWASAKI (1959)
3,00	R			100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
6,00	20	24	30	54	42,32	43,20	43,46	36,98	47,86
9,00	27	21	25	46	40,08	40,80	41,27	37,22	45,33
12,00	30	23	21	44	39,52	40,20	40,69	37,16	44,66
15,00	27	20	23	43	39,24	39,90	40,40	37,12	44,33
18,00	17	46	26	72	47,36	48,60	47,86	33,64	52,95
24,00	29	30	34	64	45,12	46,20	45,98	35,60	50,78



Raccolta delle prove S.P.T. dei sondaggi tratti dalla Banca Dati Geotecnica – ARPA:

Prof. (m)	N1	N2	N3	N <sub>opt</sub>	Peck-Hanson & Thornburn (1974)	SHIOI & FUKUNI Japanese National Railway (1982)	SHIOI & FUKUNI Road Bridge Specification (1982)	Meyerhof (1965)	OWASAKI & IWASAKI (1959)
S1 1728 via S. Chiara Bellezia - Bonelli - S. Agostino									
5,00	21	27	32	59	43,72	44,70	44,75	36,44	49,35
10,00	32	41	50	91	52,68	54,30	51,95	25,88	57,66
S1 102990 cso XI Febbraio									
3,00	3	6	11	17	31,96	32,10	30,97	31,66	33,44
6,00	19	38	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
9,00	21	R	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
12,00	13	20	28	45	40,64	41,40	41,83	37,24	45,98
15,00	17	15	23	38	37,84	38,40	38,87	36,70	42,57
S2 1729 via S. Chiara Bellezia - Bonelli - S. Agostino									
7,50	40	50	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
10,50	33	46	50	96	54,08	55,80	52,95	23,12	58,82
S2 102991 via Fiochetto - c. so XI Febbraio									
3,00	4	6	13	19	32,52	32,70	31,88	32,36	34,49
6,00	R	R	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
9,00	48	R	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
12,00	8	17	21	35	37,84	38,40	38,87	36,70	42,57
15,00	21	19	32	51	41,48	42,30	42,66	37,16	46,94
S3 102992 via Fiochetto - via Priocca									
3,00	7	12	19	31	35,88	36,30	36,56	35,60	39,90
6,00	R	R	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
9,00	17	40	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
12,00	30	17	31	45	40,64	41,40	41,83	37,24	45,98
15,00	16	22	39	61	44,28	45,30	45,25	36,14	49,93
S5 1976 p.zza della Repubblica - c. so Giulio Cesare									
8,00	27	32	40	72	47,36	48,60	47,86	33,64	52,95
13,00	21	20	17	37	37,56	38,10	38,56	36,58	42,20
20,10	22	21	30	51	41,48	42,30	42,66	37,16	46,94
S7 1744 c. so Regina - c. so Principe Eugenio									
5,00	12	23	36	59	43,72	44,70	44,75	36,44	49,35
7,00	9	18	32	50	41,20	42,00	42,39	37,20	46,62
10,00	13	24	38	62	44,56	45,60	45,50	35,98	50,21
13,00	22	29	41	70	46,80	48,00	47,40	34,20	52,42
15,00	31	38	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
S8 1745 c. so Regina - via Consolata									
3,30	12	28	31	59	43,72	44,70	44,75	36,44	49,35
6,30	15	34	39	73	47,64	48,90	48,09	33,34	53,21
9,30	26	41	50	91	52,68	54,30	51,95	25,88	57,66
12,30	29	48	50	98	54,64	56,40	53,34	21,94	59,27
15,30	33	50	50	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
S9 1746 c. so Regina - via delle Orfane									
3,30	10	31	39	70	46,80	48,00	47,40	34,20	52,42
5,50	22	36	42	78	49,04	50,40	49,21	31,66	54,30
9,30	25	40	47	87	51,56	53,10	51,12	27,88	56,71
12,30	29	44	50	94	53,52	55,20	52,55	24,26	58,36
15,30	28	39	48	87	51,56	53,10	51,12	27,88	56,71
18,30	34	50	50	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
20,00	38	50	50	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
S11 1747 c. so Regina - via Priocca									
3,10	16	20	27	47	40,36	41,10	41,55	37,24	45,66
6,50	19	28	36	64	45,12	46,20	45,98	35,60	50,78
9,50	26	35	42	77	48,76	50,10	48,99	32,02	54,24
12,50	18	27	32	59	43,72	44,70	44,75	36,44	49,35
15,50	24	30	38	68	46,24	47,40	46,94	34,72	51,88
18,50	28	33	39	72	47,36	48,60	47,86	33,64	52,95
21,50	27	35	40	75	48,20	49,50	48,54	32,70	53,73
24,50	32	39	R	100	55,20	57,00	53,73	20,70	59,72
S12 1748 c. so Regina - cso XI Febbraio									
3,10	20	28	39	67	45,96	47,10	46,70	34,96	51,61
6,50	23	31	43	74	47,92	49,20	48,32	33,02	53,47
9,50	27	36	45	81	49,88	51,30	49,86	30,50	55,25
12,50	24	30	39	69	46,52	47,70	47,17	34,48	52,15
15,50	27	34	43	77	48,76	50,10	48,99	32,02	54,24
18,50	30	37	45	82	50,16	51,60	50,07	30,10	55,50
20,00	33	40	48	88	51,84	53,40	51,33	27,40	56,95



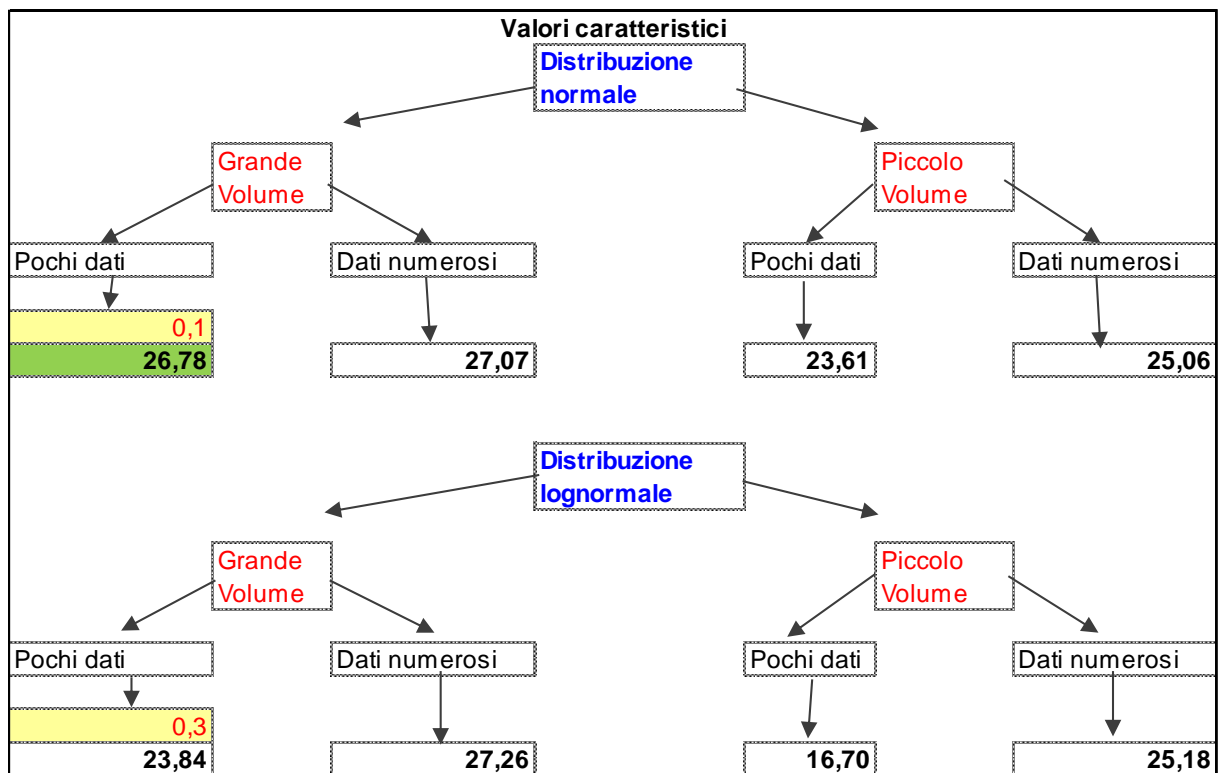
### 5.2.3. Calcolo del valore caratteristico e di progetto

Ai fini progettuali, è necessario indicare un valore caratteristico di riferimento per ciascuna Unità Geotecnica individuata nel Modello Geotecnico.

Attraverso l'elaborazione statistica dei risultati, in accordo con quanto indicato nelle NTC2018, si sono ricavati i valori caratteristici e di progetto dei valori di angolo d'attrito interno delle differenti unità geotecniche.

All'Unità geotecnica A, caratterizzata da materiali di riporto di natura molto eterogenea, si suggerisce un valore caratteristico di angolo di attrito basso, prossimo a 27° di picco, stimato sulla base delle poche prove Spt disponibili per questo orizzonte.

Numero dati	Media	Deviazione standard	Valore minimo	Valore massimo	COV
n	$\mu$	$\sigma$			
10	28,25	1,94	24,49	30,30	0,07



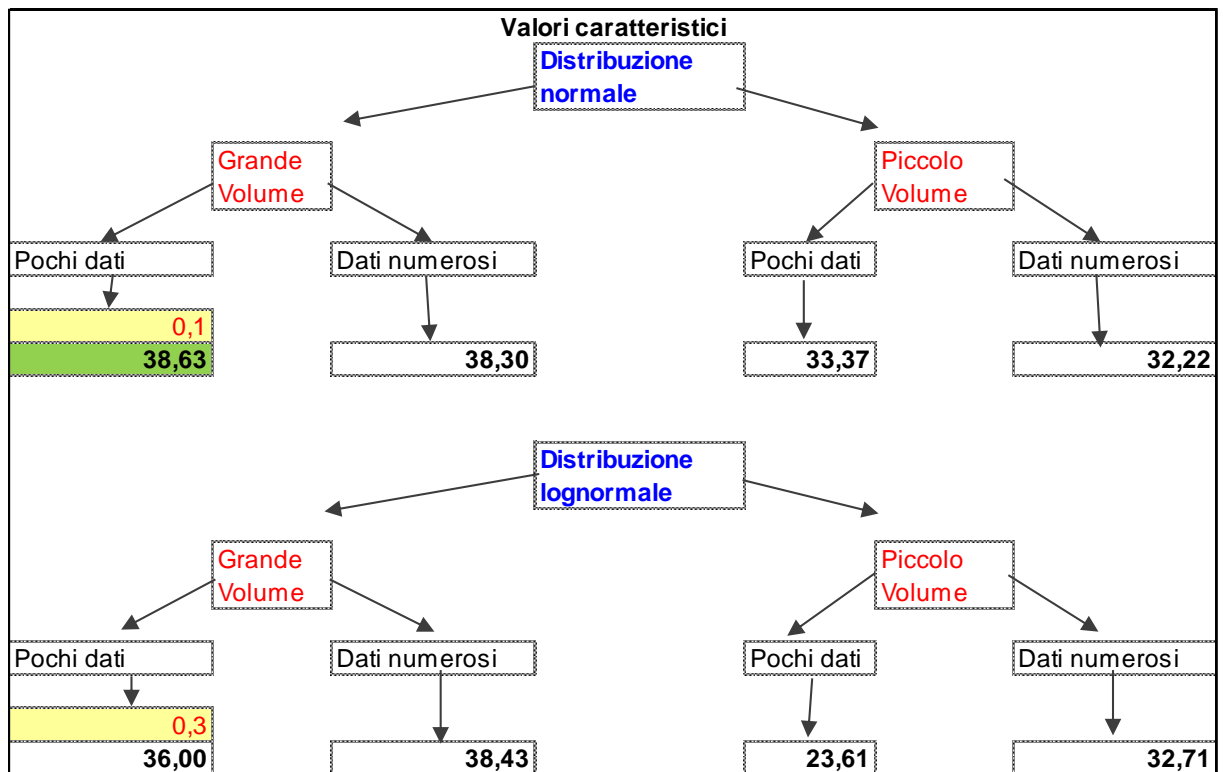
Valori di progetto		
22,23	Grande volume	ati numerosi
20,51	Piccolo Volume	
21,99	Grande volume	Pochi dati
19,27	Piccolo Volume	





Per quanto riguarda l'Unità geotecnica B, la prima di probabile origine naturale che si rinviene al di sotto dei terreni di riporto o rimaneggiati, è costituita prevalentemente da ghiaie e sabbie a matrice limosa, poco addensate, con ciottoli che appaiono solitamente molto alterati; rappresenta un orizzonte dotato di discrete caratteristiche di capacità portante.

Numero dati	Media	Deviazione standard	Valore minimo	Valore massimo	COV
n	$\mu$	$\sigma$			
25	39,94	4,70	31,88	47,86	0,12

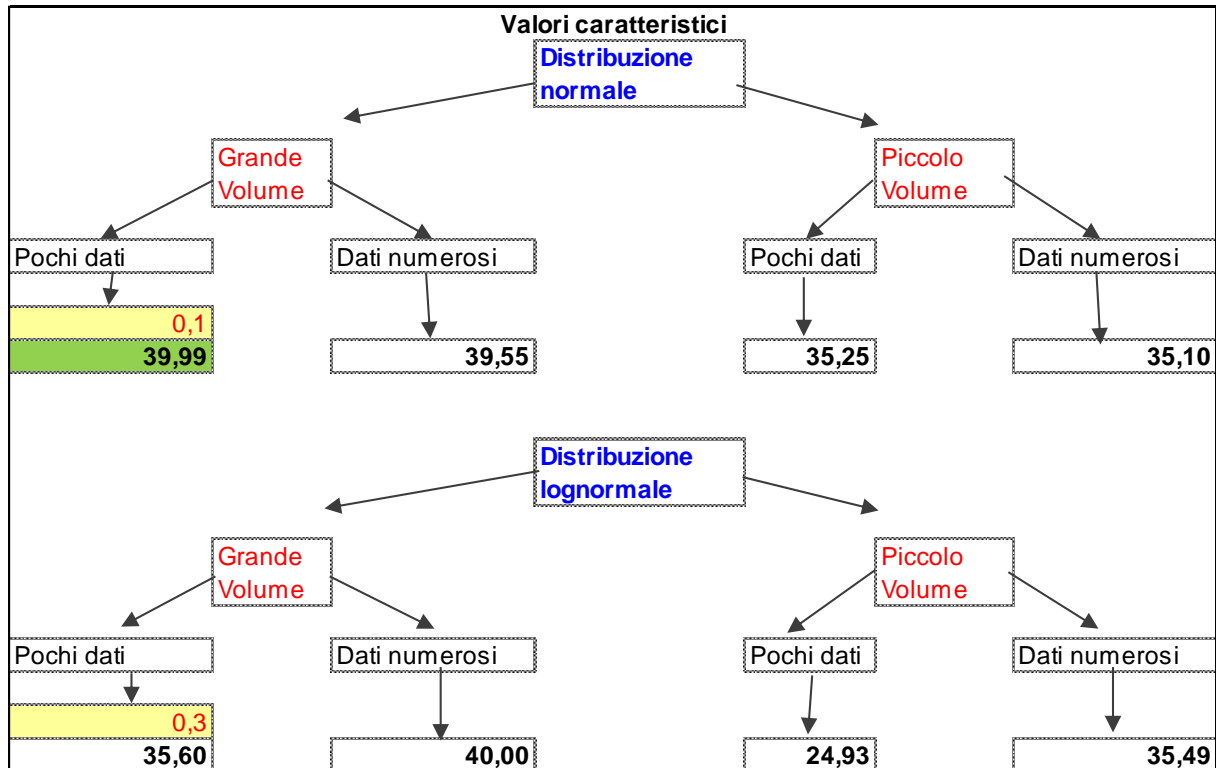


Valori di progetto		
32,29	Grande volume	Dati numerosi
26,75	Piccolo Volume	Dati numerosi
32,59	Grande volume	Pochi dati
27,79	Piccolo Volume	Pochi dati



L'Unità geotecnica C è rappresentata da facies sabbioso-ghiaiose con limo, con caratteristiche geotecniche simili a quelle dell'Unità B.

Numero dati	Media	Deviazione standard	Valore minimo	Valore massimo	COV
n	$\mu$	$\sigma$			
10	42,19	4,31	36,14	49,93	0,10

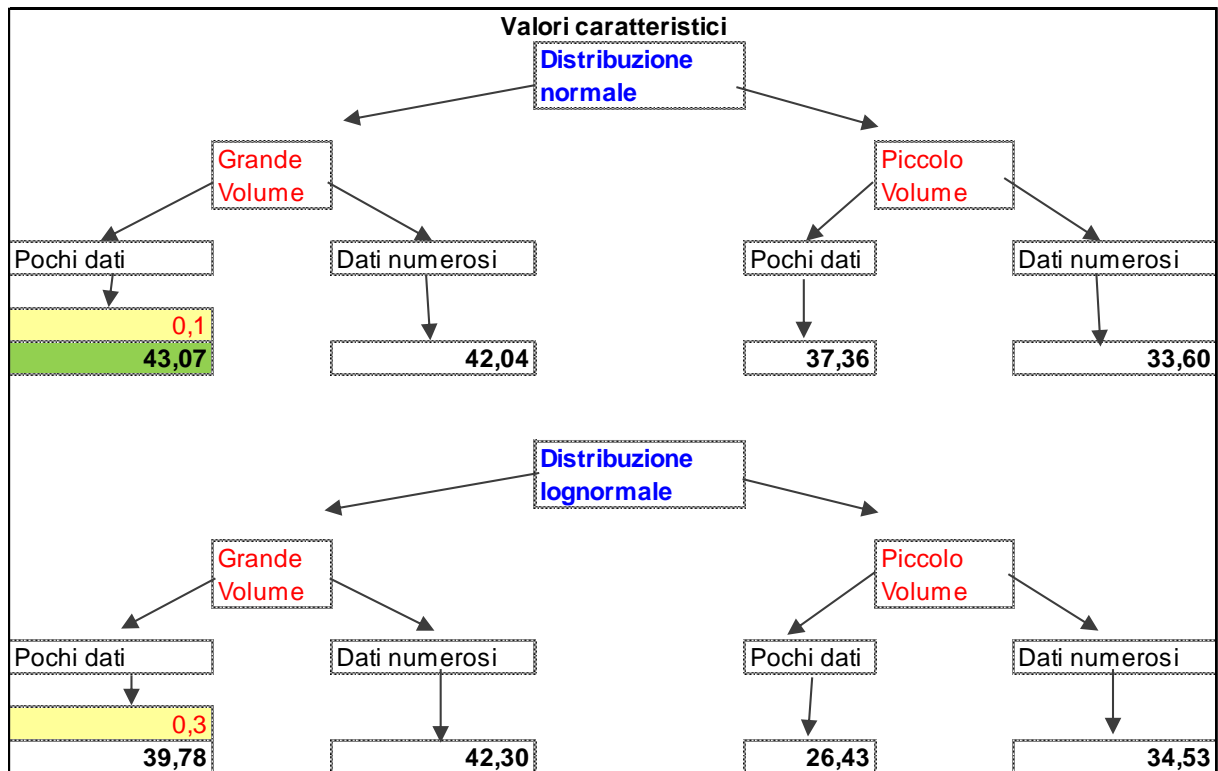


Valori di progetto		
33,45	Grande volume	Dati numerosi
29,34	Piccolo Volume	Dati numerosi
33,87	Grande volume	Pochi dati
29,48	Piccolo Volume	Pochi dati



L'Unità geotecnica D è rappresentata da facies ghiaioso-sabbiose con ciottoli maggiormente addensate, sempre a matrice limoso sabbiosa, con caratteristiche geotecniche decisamente più soddisfacenti rispetto alle precedenti unità.

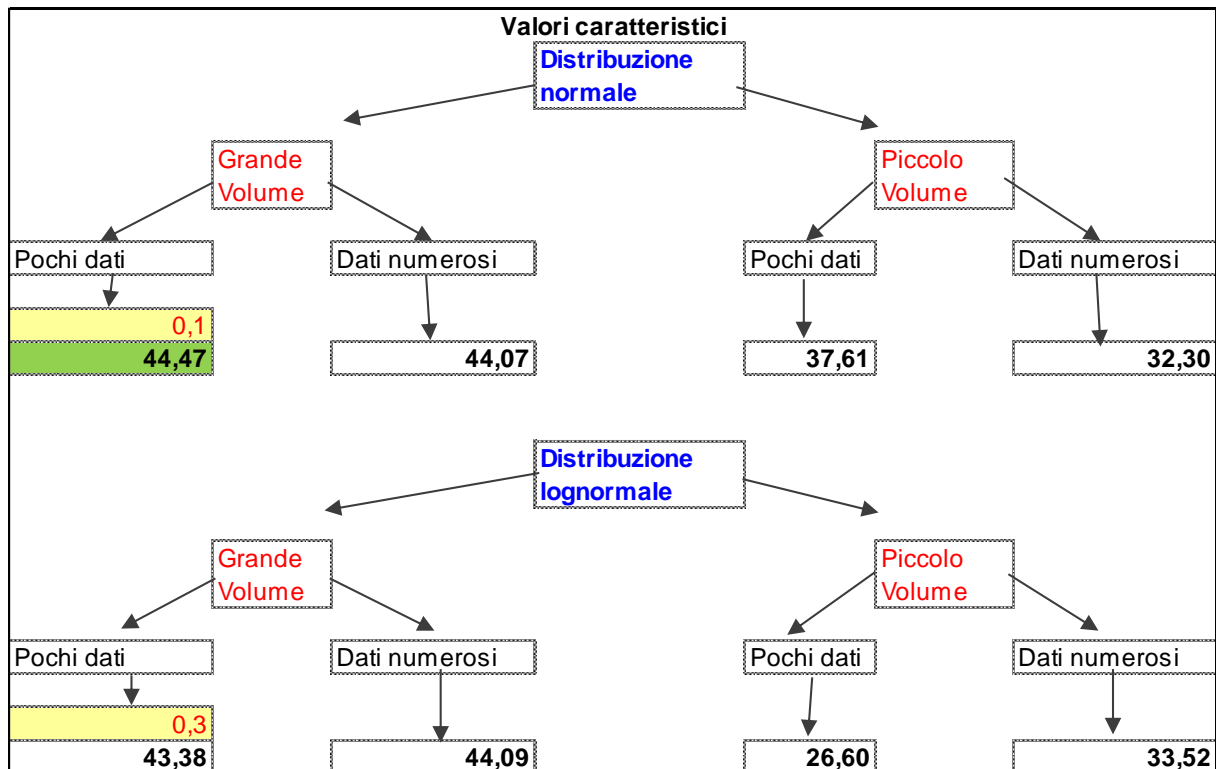
Numero dati	Media	Deviazione standard	Valore minimo	Valore massimo	COV
n	$\mu$	$\sigma$			
20	44,72	6,76	30,50	55,25	0,15



Valori di progetto		
35,80	Grande volume	Dati numerosi
27,99	Piccolo Volume	Dati numerosi
36,79	Grande volume	Pochi dati
31,42	Piccolo Volume	Pochi dati

Al fine di un ulteriore affinamento nell'elaborazione statistica dei dati a disposizione, è stata eseguita un'analoga valutazione su tutti i dati riconducibili all'unità geotecnica D presenti nella Banca Dati Geotecnica di ARPA Piemonte, relativamente alle unità alluvionali più antiche e profonde.

Numero dati	Media	Deviazione standard	Valore minimo	Valore massimo	COV
n	$\mu$	$\sigma$			
185	45,01	7,73	21,94	59,27	0,17



Valori di progetto		
37,76	Grande volume	Dati numerosi
26,83	Piccolo Volume	Dati numerosi
38,14	Grande volume	Pochi dati
31,64	Piccolo Volume	Pochi dati

Come è possibile notare, dal confronto tra i due risultati relativi all'unità geotecnica D non vi sono grandi differenze, nonostante il numero di dati decisamente più rappresentativo della seconda elaborazione.

Questa seconda elaborazione ha permesso di estendere ad un intorno significativo quanto già calcolato con i soli dati derivante dalle prove eseguite nel sito interessato dal progetto in esame.

Appare evidente che i depositi di tale Unità stratigrafica presentano i requisiti migliori a fini progettuali, in particolare nell'ipotesi sia necessario un appoggio delle fondazioni di tipo profondo.



Di seguito si riportano in forma tabellare sintetica i risultati ottenuti per i parametri caratteristici e di progetto riferiti alle varie unità geotecniche che sono state distinte, che possiedono un numero statisticamente significativo di valori.

<b>Unità A (terreno di riporto eterogeneo con matrice limoso-sabbiosa)</b>					
<i>Angolo di attrito (°):</i>		<i>Peso di volume</i>	<i>Coesione</i>	<i>Valori caratteristici attrito</i>	
Media:	28,25	16,5 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume	Piccolo volume
				Xk_mean	Xk_low
Dev. Standard:	1,94			26,78	23,61
N° dati:	10			<i>Valori di progetto attrito (M2=1,25)</i>	
COV dati	0,07			21,99	19,27
<b>Unità B (terreno naturale - depositi ghiaioso-sabbiosi con ciotoli molto alterati)</b>					
<i>Angolo di attrito (°):</i>		<i>Peso di volume</i>	<i>Coesione</i>	<i>Valori caratteristici attrito</i>	
Media:	39,94	18 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume	Piccolo volume
				Xk_mean	Xk_low
Dev. Standard:	4,70			38,63	33,37
N° dati:	25			<i>Valori di progetto attrito (M2=1,25)</i>	
COV dati	0,12			32,59	27,79
<b>Unità C (terreno naturale - depositi sabbioso-ghiaiosi con limo)</b>					
<i>Angolo di attrito (°):</i>		<i>Peso di volume</i>	<i>Coesione</i>	<i>Valori caratteristici attrito</i>	
Media:	42,19	19 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume	Piccolo volume
				Xk_mean	Xk_low
Dev. Standard:	4,31			39,99	35,25
N° dati:	10			<i>Valori di progetto attrito (M2=1,25)</i>	
COV dati	0,10			33,87	29,48
<b>Unità D (terreno naturale - depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi con ciotoli, maggiormente addensati)</b>					
<i>Angolo di attrito (°):</i>		<i>Peso di volume</i>	<i>Coesione</i>	<i>Valori caratteristici attrito</i>	
Media:	44,72	19 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume	Piccolo volume
				Xk_mean	Xk_low
Dev. Standard:	6,76			43,07	37,36
N° dati:	20			<i>Valori di progetto attrito (M2=1,25)</i>	
COV dati	0,15			36,79	31,42
<b>Unità D-biblio (terreno naturale - depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi con ciotoli, maggiormente addensati)</b>					
<i>Angolo di attrito (°):</i>		<i>Peso di volume</i>	<i>Coesione</i>	<i>Valori caratteristici attrito</i>	
Media:	45,01	19 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume	Piccolo volume
				Xk_mean	Xk_low
Dev. Standard:	7,73			44,47	37,61
N° dati:	185			<i>Valori di progetto attrito (M2=1,25)</i>	
COV dati	0,17			38,14	31,64

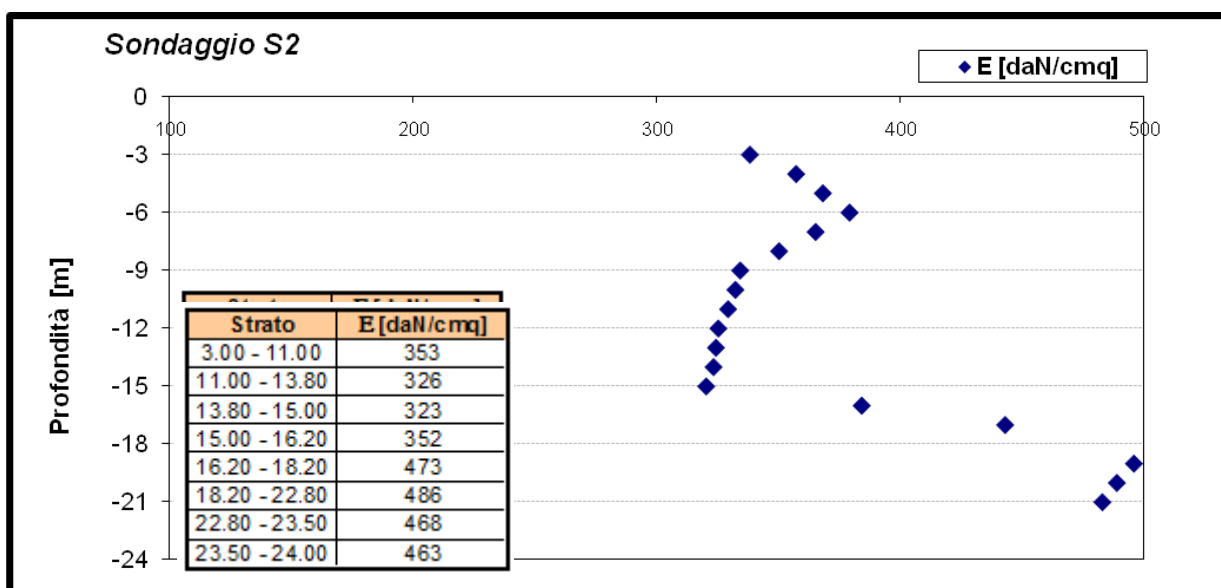
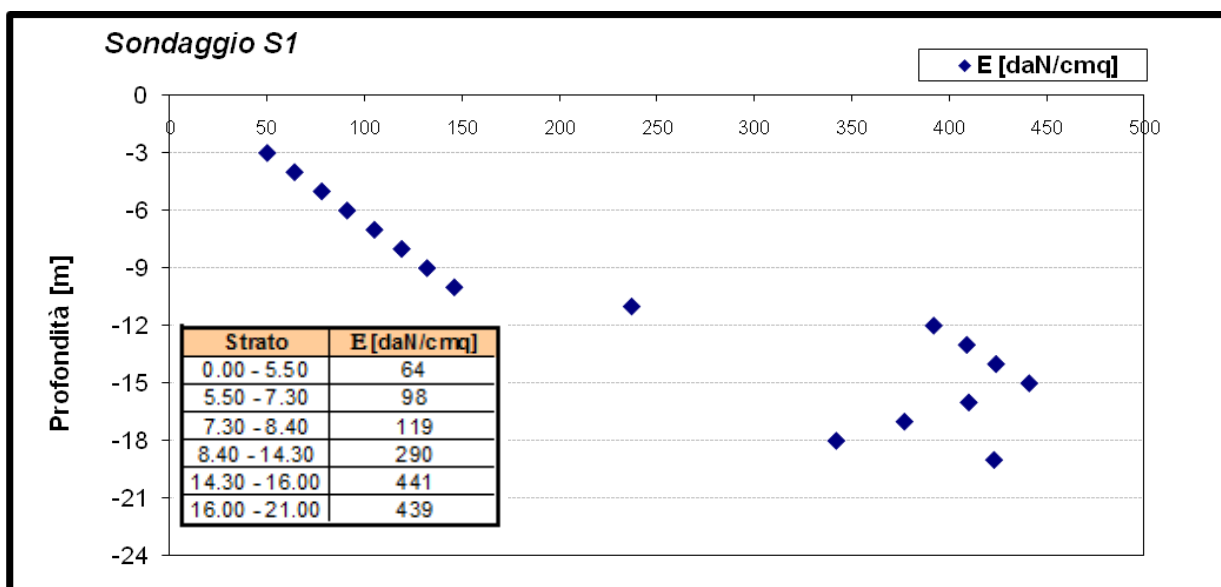
### 5.2.4. E'- Modulo elastico

Con riferimento ai parametri di deformabilità è opportuno ricordare preliminarmente che, a causa del comportamento non lineare dei terreni, i moduli di deformabilità “di calcolo” sono fortemente dipendenti dal reale livello deformativo indotto nel terreno dall’opera e dal conseguente grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Una relazione comunemente utilizzata per il calcolo del modulo elastico è quella proposta da Jamiolkowski (1988), che permette di calcolare il modulo di Young corrispondente a tensioni dell’ordine del 25% del carico a rottura, in funzione della densità relativa e dei risultati della prova Spt:

$$E_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} \quad \text{per terreni NC}$$

$$E_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} \quad \text{per terreni OC}$$

Analogamente a quanto effettuato per gli altri parametri geotecnici, si riporta nel seguito l’andamento del modulo di deformabilità calcolato secondo Jamiolkowski (1988), in funzione della profondità, per ogni sondaggio effettuato.

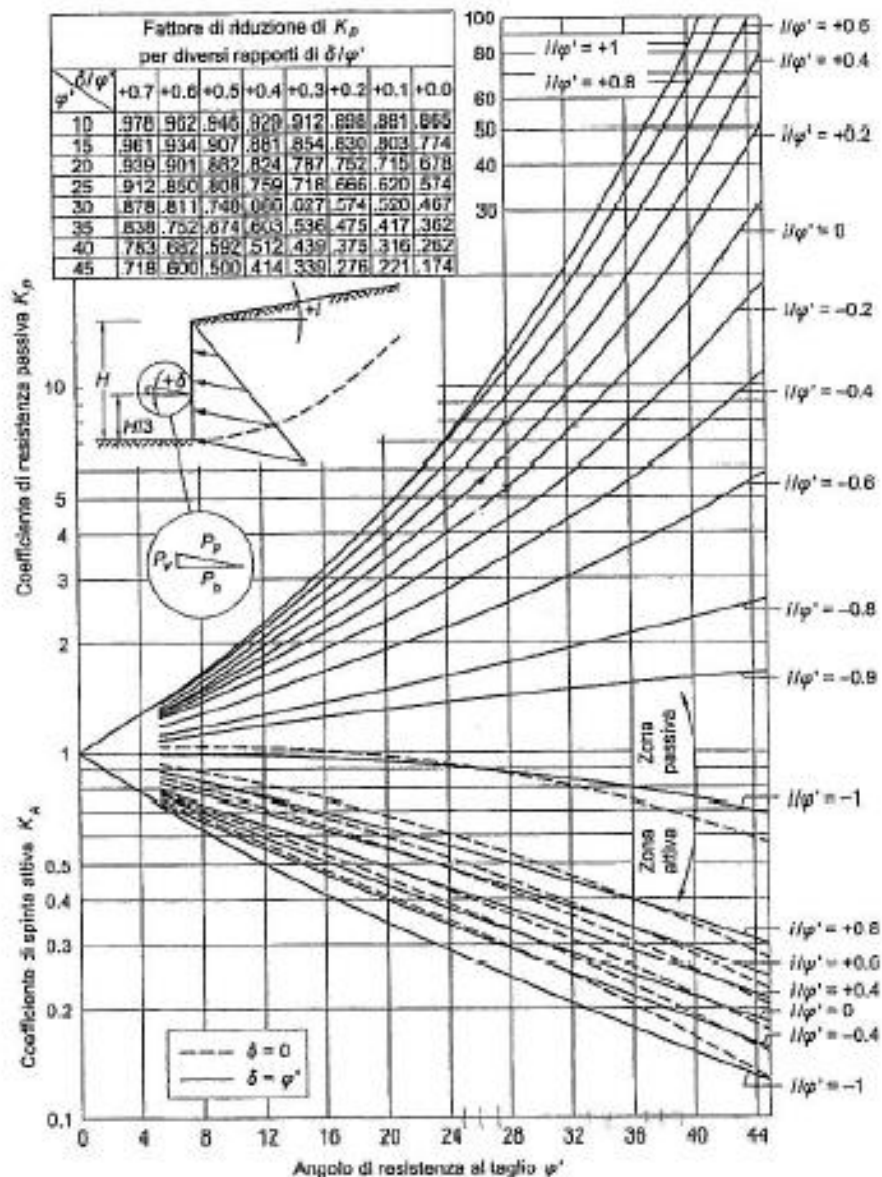


### 5.2.5. Valutazione dei parametri di spinta

Data la presenza di opere di sostegno si rende necessaria la valutazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva necessari per il loro dimensionamento.

Le stime possono essere eseguite sulla scorta delle usuali indicazioni bibliografiche, in particolare in accordo a *Caquot e Kerisel (1948), Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations, NAVFAC DM 7.2 1971* per la valutazione del coefficiente di spinta passiva, mentre per la valutazione del coefficiente di spinta attiva si può far riferimento in prima approssimazione alla teoria di Muller-Breslau che può essere affinata tenendo conto dei parametri sismici:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi') \cdot \text{sen}(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$



I valori assunti risultano quindi essere pari a:

Litotipo	$k_a$	$k_p$	$k_0$
UNITA' 1	0.31	4.2	0.515
UNITA' 2	0.20	11.3	0.331
UNITA' 3	0.22	10.2	0.315
UNITA' 4	0.19	13.8	0.344

I valori di spinta tengono conto degli involuppi curvilinei e di un attrito muro terreno pari a  $2/3$  di  $\varphi$ .

Per la valutazione della spinta a riposo  $K_0$  si è utilizzata la nota relazione:  $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$ .

### 5.2.6. Valutazione parametri di resistenza tangenziale

Poiché nel progetto è potenzialmente prevista la realizzazione di paratie di micropali a sostegno degli scavi profondi, si forniscono di seguito i parametri necessari per il dimensionamento geotecnico/strutturale dei tiranti di ancoraggio e dei micropali.

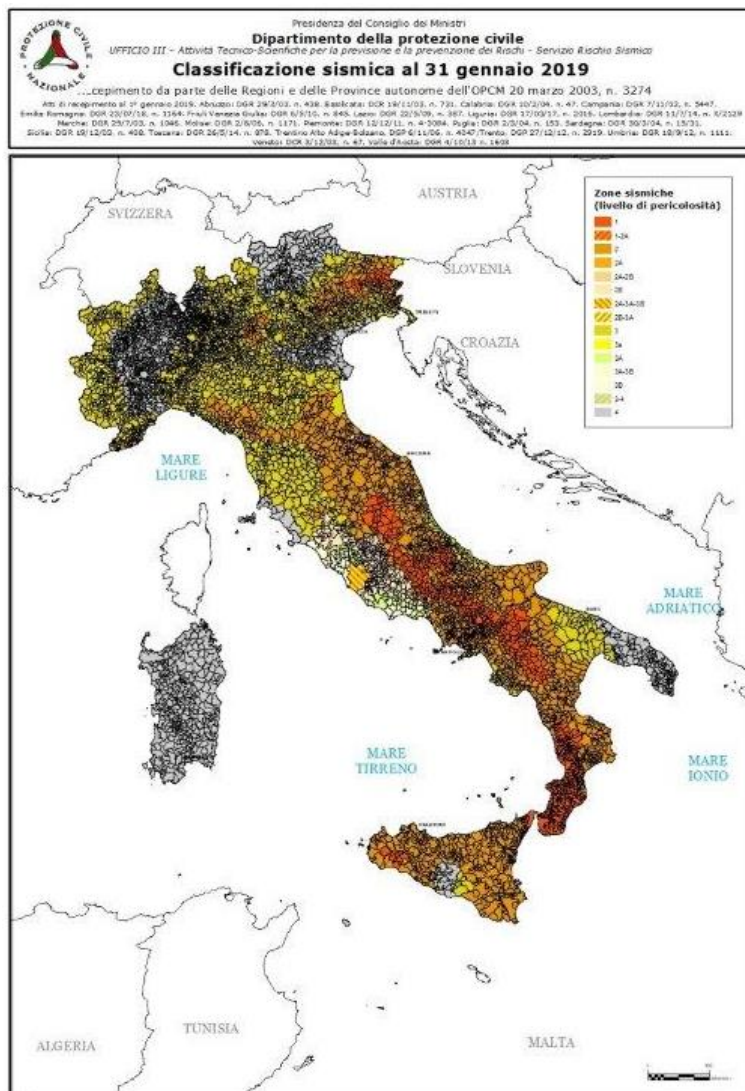
Per la valutazione della resistenza a taglio per il dimensionamento della fondazione di eventuali elementi attivi pre tesi è possibile utilizzare la teoria di Bustamante e Doix, che correla la  $q_s$  con il valore di  $N_{\text{SPT}}$  con i seguenti parametri di calcolo:

Litotipo	$q_s$ (SG1) [MPa]	$q_s$ (SG2) [MPa]
UNITA' 1	0.080	0.025
UNITA' 2	0.27	0.22
UNITA' 3	0.23	0.20
UNITA' 4	0.30	0.25

I valori sopra riportati sono stati ricavati dagli abachi proposti dagli autori nell'articolo "*Une méthode pour le calcul des micropieux injectés*" (1985), diffusamente utilizzato per il calcolo dei micropali e tiranti.



## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA



Per ridurre gli effetti dei sismi, l'azione dello Stato si è concentrata sulla classificazione del territorio, in base all'intensità e frequenza dei terremoti del passato, e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche.

La legislazione antisismica italiana, allineata alle più moderne normative a livello internazionale, prescrive norme tecniche in base alle quali un edificio debba sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti, salvaguardando prima di tutto le vite umane.

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di magnitudo.

A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

Il provvedimento detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

Zona 1 - E' la zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta

Zona 2 - In questa zona forti terremoti sono possibili

Zona 3 - In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2

Zona 4 - E' la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa

Di fatto, sparisce il territorio "non classificato", e viene introdotta la zona 4, nella quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito



un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1=0.35 g, zona 2=0.25 g, zona 3=0.15 g, zona 4=0.05 g).

L'attuazione dell'ordinanza n.3274 del 2003 ha permesso di ridurre notevolmente la distanza fra la conoscenza scientifica consolidata e la sua traduzione in strumenti normativi e ha portato a progettare e realizzare costruzioni nuove, più sicure ed aperte all'uso di tecnologie innovative.

Le novità introdotte con l'ordinanza sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (Ingv, Reluis, Eucentre). Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004), previsto dall'OPCM 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'OPCM n. 3519/06, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione ( $a_g$ ), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ )
1	$a_g > 0.25$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15$
4	$a_g \leq 0.05$

A ciascuna zona o sottozona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido ( $a_g$ ). Tale valore di pericolosità di base non ha però influenza sulla progettazione.

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona – e quindi territorio comunale – precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

Dal 1 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento “propria” individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

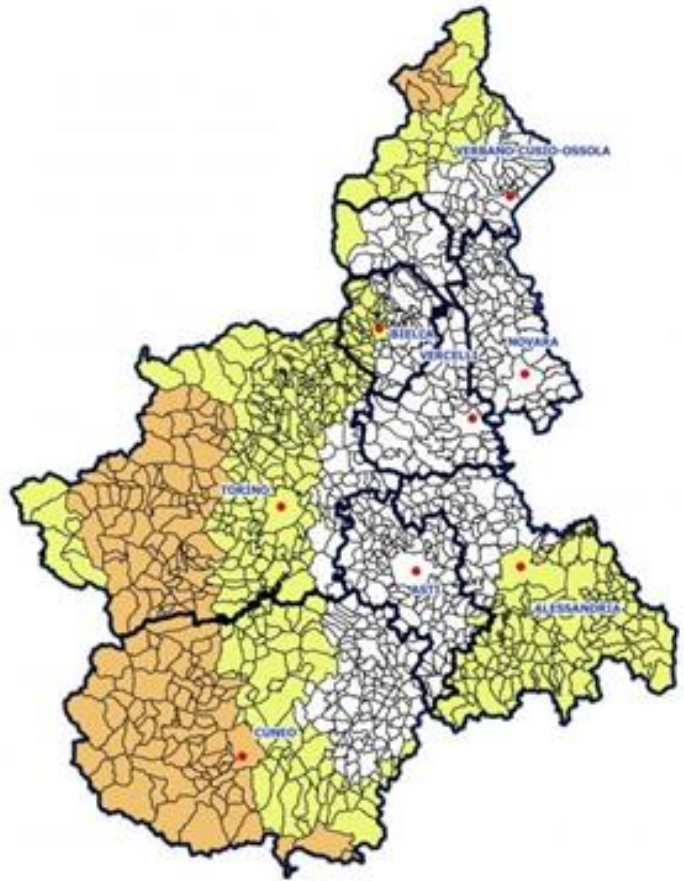
Un quadro sufficientemente completo delle massime intensità macrosismiche raggiunte nell'area di indagine viene fornito dalla mappatura elaborata da Meletti C. e Valensise G. (2004) per il Dipartimento della Protezione Civile, ottenuta a partire dalla banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA.

La prima banca dati è stata realizzata dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) che a partire dal 1988 ha raccolto, verificato e ricompilato la grande maggioranza dei dati macrosismici disponibili per terremoti relativi al periodo 1000-1980. Sulla base delle informazioni disponibili, il Comune di **Torino** ricade esternamente alla classificazione della zona sismogenetica ZS9.

Nel rispetto degli indirizzi e criteri stabiliti a livello nazionale, la Regione Piemonte ha classificato il territorio nelle quattro zone proposte, adottando la Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 “OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656”.

Il territorio comunale di Torino ricade dunque in Zona Sismica 3.

L'approccio di caratterizzazione sismica locale viene dapprima introdotto con il DM 14.01.2008, e successivamente confermata dalle NTC 2018. Le Norme Tecniche per le Costruzioni, infatti, prevedono che la pericolosità sismica venga definita mediante un approccio “sito dipendente”. In sostanza l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.



I valori dei parametri spettrali  $a_g$  (accelerazione espressa in  $g/10$ , dove  $g$  è l'accelerazione di gravità),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T^*C$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), propri del sito in esame vengono calcolati mediante la media pesata con quattro punti della griglia di accelerazioni delimitanti l'area.

La normativa legata alle NTC 2008 ha ripreso i principi sulla classificazione sismica dei suoli dell'OPCM 3274 e successive modifiche, ed individua come parametro di riferimento per la classificazione la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna ( $V_{s30}$ ). Il parametro di riferimento viene calcolato con la seguente formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Nella quale:

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo;

$V_i$  = velocità di propagazione delle onde di taglio nello strato  $i$ -esimo.

Le NTC 2018 del DM 17.01.2018 sostituiscono il concetto di  $V_{s30}$  con quello di  $V_{s,eq}$ , ovvero la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio; tuttavia l'indagine geofisica è stata effettuata nel 2010 quando erano vigenti le NTC 2008. In ogni caso, nel sito oggetto di studio vista la stratigrafia del terreno, non sussistono differenze sostanziali tra i due metodi di calcolo.

## 6.1. INDAGINE MASW

Grazie ai risultati delle analisi geofisiche realizzate nel cortile interno dell'area di intervento su Via Lanino, è stato possibile determinare il parametro  $V_{s,eq}$  in due condizioni progettuali:

- la prima considerando fondazioni dirette a quota p.c., ottenendo un valore di  $V_{s,eq}$  pari a 350 m/s (terreno di tipo C);
- la seconda impostazione di calcolo considerando il piano di appoggio ad una profondità ipotetica di -5 metri da p.c., ottenendo un valore di  $V_{s,eq}$  pari a 477 m/s (terreno di tipo B).

Suolo	Descrizione geotecnica	$V_{s30}$ (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	360÷800
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180÷360
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	<180
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).	-

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. (§ 3.2 NTC-18). Una volta individuata la categoria del sottosuolo debbono essere valutate le condizioni topografiche al fine di valutare l'amplificazione sismica locale. Il sito in esame appartiene alla categoria **T1**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

È necessario inoltre, al fine di valutare gli spettri di risposta per i diversi stati limite, fare alcune considerazioni di carattere generale sulla struttura in costruzione.

In primo luogo, deve essere identificata la vita nominale  $V_N$  definita come segue: “La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata”. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.” (§ 2.4.1 NTC-18). Si riporta di seguito la tabella utilizzata per la definizione di  $V_N$ . Le strutture in esame rientrano nella prima categoria, considerando una vita nominale maggiore o uguale a 50 anni.



TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Per valutare il periodo di riferimento per l'azione sismica è anche necessario definire il coefficiente d'uso funzione della classe di uso della struttura in progetto per il quale si fa riferimento alla seguente tabella. Considerate le caratteristiche della struttura in oggetto in prima approssimazione si considera una Classe d'uso II (*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti*), corrispondente ad un coefficiente  $C_u$  pari a 1,0.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Pertanto, sulla base delle caratteristiche sismiche dell'area di studio e delle sue proprietà tipiche di sito sono stati ricavati i parametri sismici ed i relativi coefficienti sismici i risultati sono riportati nelle seguenti tabelle.

Per poter effettuare questo tipo di analisi, sono disponibili fogli di calcolo messi a disposizione gratuitamente da software house o dallo stesso Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel presente lavoro è stato utilizzato il software di calcolo on-line messo a disposizione dalla GEOSTRU Software.

## 6.2. PARAMETRI SISMICI

**Tipo di elaborazione:** Opere di sostegno NTC 2018

Sito in esame.

latitudine: 45,078831

longitudine: 7,684257

Classe: II

Vita nominale: 50 anni

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 13570 Lat: 45,0912 Lon: 7,6138 Distanza: 5697,634

Sito 2 ID: 13571 Lat: 45,0946 Lon: 7,6844 Distanza: 1757,910

Sito 3 ID: 13793 Lat: 45,0448 Lon: 7,6893 Distanza: 3809,984

Sito 4 ID: 13792 Lat: 45,0413 Lon: 7,6187 Distanza: 6626,474

torino, piazza della Repubblica 13

WGS84: Lat 45.077873 - Lng 7.683171

ED50: Lat 45.078831 - Lng 7.684257

Mappa Satellite

Google

### Stati limite

Classe Edificio

Il Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.023	2.581	0.177
Danno (SLD)	50	0.029	2.588	0.196
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.056	2.759	0.272
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.066	2.808	0.267
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

### Coefficienti sismici

Tipo Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

H (m) 1 us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo C

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,86	1,80	1,61	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.020	0.032	0.000
kv	--	0.010	0.016	--
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.345	0.427	0.820	0.972
Beta	--	0.470	0.380	--



### 6.3. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nel presente paragrafo si vuole riportare a titolo esemplificativo la descrizione degli stati limite nei confronti delle azioni sismiche, individuati dal D.M. 14/01/2008.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

### 6.4. SPETTRI DI RISPOSTA

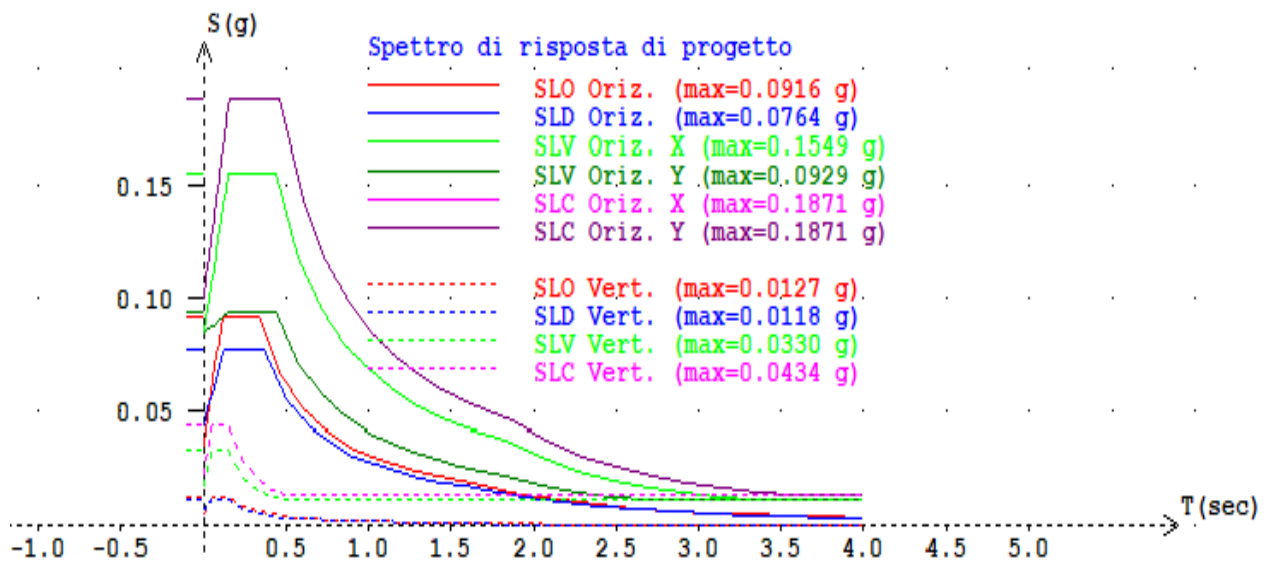
In relazione alle considerazioni fino ad ora esplicitate, è possibile calcolare gli spettri di risposta partendo dai valori dei parametri di classificazione del sito e del tipo di opera precedentemente discussi su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri sono forniti per una serie di punti sul territorio, e possono essere opportunamente interpolati. A tal proposito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici fornisce un utile supporto informatico denominato "Spettri-NTC" che permette un calcolo agevole dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$  e degli stessi spettri di risposta.

Gli spettri di risposta per i diversi stati limite sono calcolati sulla base delle indicazioni fornite dalla normativa.

A titolo indicativo si fornisce un esempio di calcolo per il sito in esame, fermo restando che una serie di indicazioni base relative all'ordito strutturale finale (struttura dissipativa o non dissipativa, classe di duttilità, regolarità dell'edificio, etc.) non sono al momento note per cui si ricorda al progettista strutturale di riverificare gli spettri stessi sulla scorta di queste indicazioni progettuali.



Gli spettri di risposta permettono il calcolo dell'azione sismica corrispondente che verrà combinata con le restanti azioni agenti su ogni singolo elemento strutturale.

In ambito geotecnico, i parametri sopra esplicitati si utilizzano per il calcolo del coefficiente sismico ( $k_h$ ) che viene anche utilizzato nella definizione dei coefficienti correttivi per il calcolo della capacità portante.







In termini di **cedimenti**, nel caso dei terreni non coesivi, questi generalmente determinano le scelte progettuali relative alle tipologie fondazionali ancor più che le valutazioni legate alla capacità portante ricavate con la formula di Brinch-Hansen: la rottura per taglio del terreno è infatti poco probabile per gli usuali livelli tensionali, se non in presenza di fondazioni superficiali di dimensioni molto ridotte (non come il caso in esame) con carichi elevati ed in prossimità del piano campagna anche se in questo specifico caso si deve tenere in conto la presenza dello strato di riporto a profondità variabile che guida le scelte tipologiche fondazionali della nuova struttura.

È quindi interessante richiamare alcuni concetti fondamentali riguardanti l'ammissibilità dei cedimenti delle fondazioni di manufatti ove la struttura portante sia rappresentata dal tradizionale complesso travi-solette in cemento armato o di strutture similari.

Al fine di porre dei limiti bisogna stabilire quali sono i valori di massimo cedimento, assoluto e differenziale, che si verificheranno nel terreno a seguito dell'incremento tensionale prodotto dai nuovi carichi e se questi valori sono compatibili con la deformabilità delle sovrastrutture. In altri termini bisogna valutare l'interazione terreno-struttura e una soluzione corretta può essere ottenuta solamente attraverso una onerosa modellazione numerica di tipo FEM o simili.

Di grande importanza è ovviamente la stima del tempo di decorso dei cedimenti nel tempo: tale parametro è infatti funzione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni e quindi della loro curva granulometrica.

L'approccio generalmente seguito prevede di adottare delle limitazioni del cedimento assoluto e della distorsione angolare ammissibile in funzione del tipo di struttura considerata. Di norma, per strutture in cemento armato, si accetta in letteratura un cedimento massimo di 30 mm, mentre l'Eurocodice 7 propone un limite di 25 mm per fondazioni di piccole dimensioni.

Per le platee sono generalmente ammessi, secondo letteratura, cedimenti maggiori fino anche a 50 mm.

Il D.M. 17/01/2018 si limita ad imporre il calcolo degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2).

## 7.2. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI – METODO DI BURLAND E BURBIDGE (1985)

I cedimenti potranno essere valutati, una volta note geometri e carichi, con questo metodo, che è ritenuto uno dei più affidabili poiché si basa sullo studio statistico di oltre 200 casi che hanno permesso di correlare un indice di compressibilità  $I_c$  al numero di colpi  $N_{SPT}$  (ricavato da prove penetrometriche dinamiche). Il cedimento viene valutato moltiplicando il carico applicato per lo spessore della zona di influenza e per l'indice di compressibilità del terreno secondo la seguente formula:

$$s = q' \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

nella quale:

$q'$  = carico uniformemente distribuito in superficie;

$B^{0.7}$  = profondità di influenza dei cedimenti, con  $B$  = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità.

L'indice di compressibilità viene valutato sulla base della seguente formula:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{SPT}^{1.4}}$$



Il numero di colpi  $N_{SPT}$  che compare nell'espressione dell'indice di compressibilità è la media aritmetica dei valori compresi in una profondità di influenza  $z_L$  che è funzione della larghezza della base della fondazione.

Il valore del cedimento calcolato deve ancora essere corretto tramite tre fattori:

- $f_s$ : la formula generale vale per fondazioni quadrate, nel caso di fondazioni rettangolari si applica il seguente coefficiente (con  $L/B > 1$ ):

$$f_s = \left( \frac{\frac{1.25L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right) > 1$$

- $f_H$ : se lo spessore  $H$  dello stato comprimibile è inferiore alla profondità di influenza  $z_L$ , si applica il seguente coefficiente (con  $z_L/H > 1$ ):

$$f_H = \frac{H}{z_L} \left( 2 - \frac{H}{z_L} \right) < 1$$

- $f_t$ : tiene conto degli effetti differiti del tempo, gli autori suggeriscono di stimare il cedimento corrispondente ad un periodo  $t$  maggiore di 3 anni:

$$f_t = 1 + R_3 + R \log \left( \frac{t}{3} \right)$$

Nella quale i coefficienti  $R$  e  $R_3$  dipendono dalla natura dei carichi applicati (statici o ciclici).

### 7.3. MODULO DI WINKLER

Un'analisi rigorosa delle strutture di fondazione richiede lo studio dell'interazione tra la fondazione, la struttura in elevazione e il terreno.

Il modello suggerito da Winkler (1867), per tener conto dell'interazione terreno-struttura è quello di suolo elastico, caratterizzato dal coefficiente di reazione o modulo di Winkler ( $K$ ).

Il modulo di Winkler lega il cedimento di un punto alla reazione del terreno agente unicamente su quel punto ed è un parametro particolarmente significativo per tipologie fondazionali del tipo a platea, che verosimilmente verranno adottate dallo strutturista data la geometria dell'edificio e la situazione stratigrafica fortemente disomogenea a causa della presenza del riporto a profondità differenti.

J. Bowles propone una semplice relazione di legame tra la pressione esercitata sul terreno e il cedimento ammissibile:

$$k = q/d \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

Tale coefficiente andrebbe a rigore calcolato attraverso i dati ottenuti dalla prova di carico su piastra, tuttavia in prima approssimazione è possibile stimarlo imponendo un cedimento massimo ammissibile compatibile con la struttura in elevazione e il carico  $q$  corrispondente alla capacità portante della fondazione calcolare il modulo di reazione.

Il valore di cedimento limite ammesso come suggerito dall'autore stesso è, per il caso delle platee, di 50 mm.

I valori ricavati dal progettista sulla base di carichi e portanze di progetto potranno essere qualitativamente comparati con quelli suggeriti nel testo citato.

Terreno	$k_s, \text{kN/m}^3$
Sabbia sciolta	4800 ÷ 16000
Sabbia mediamente compatta	9600 ÷ 80000
Sabbia compatta	64000 ÷ 128000
Sabbia argillosa mediamente compatta	32000 ÷ 80000
Sabbia limosa mediamente compatta	24000 ÷ 48000
Terreno argilloso:	
$q_u \leq 200 \text{ kPa}$	12000 ÷ 24000
$200 < q_u \leq 400 \text{ kPa}$	24000 ÷ 48000
$q_u > 400 \text{ kPa}$	> 48000

Valori del Modulo di Winkler secondo Bowles

## 7.4. ASPETTI CANTIERISTICI

Si desidera fornire alcune informazioni complementari alla realizzazione dell'opera, di carattere maggiormente applicativo sulla scorta della esperienza maturata in numerose analoghe realizzazioni sul sedime torinese.

In particolare vengono affrontati gli aspetti legati alla realizzazione degli scavi e delle relative opere di sostegno, a fronte della vicinanza di edifici storici il cui stato e livello di conservazione non è noto e della necessità di operare in adiacenza a preesistenze per profondità di scavo significative e dei ristretti spazi operativi che limitano notevolmente l'operatività delle macchine di cantiere.

Inoltre è già stato preventivamente discusso il problema della possibile interazione delle acque di falda all'interno dello scavo in fase di cantiere, quando cioè possono insorgere problematiche complesse legate ad allagamenti, franamenti, etc..

### 7.4.1. Sostegno degli scavi – Osservazioni preliminari

L'intervento che si va a realizzare comporta notevoli problematiche di scavo legate alla realizzazione di un piano interrato sul lato di Piazza della Repubblica in adiacenza ad edifici di non recente realizzazione.

La cantierizzazione dell'opera riveste particolare complessità in quanto dovranno essere mantenute alcune delle facciate degli edifici esistenti e si dovrà intervenire in spazi ristretti.

In queste condizioni è evidente che la tecnologia dei micropali è verosimilmente l'unica che consente di operare con macchine di piccole dimensioni (salvo operare con complesse e costose sottomurazioni tradizionali), adatte a spazi ristretti in adiacenza ai confini di proprietà e quindi di garantire la massima ottimizzazione nell'uso degli spazi disponibili.

Le paratie a micropali presentano d'altro canto il problema di essere costituite da elementi flessibili e quindi necessitano quasi sempre di vincoli orizzontali in grado di garantire il contenimento degli spostamenti laterali della struttura ed i conseguenti possibili cedimenti delle fondazioni dei fabbricati vicini: questi potranno essere costituiti da tiranti attivi (avendo cura di verificare e concordare con le proprietà vicine l'inserimento di elementi strutturali, pur se non permanenti, nei sedimenti di fondazione all'interno delle loro proprietà) ovvero da puntoni transitori da eliminare in un secondo tempo una volta che le strutture finali siano in grado di fornire il necessario grado di vincolo orizzontale per il contrasto della spinta delle terre. Anche gli eventuali tiranti attivi rivestono carattere di provvisorietà



e potranno essere in un secondo tempo eliminati ove l'ordito strutturale principale del nuovo edificio sia stato concepito per sopportare le spinte orizzontali derivanti dalle strutture contro terra.

Bisognerà verificare con cura le diverse deformabilità delle nuove strutture e dei cedimenti che verranno indotti nelle esistenze al momento della loro realizzazione: il tutto dipende dai dislivelli relativi tra i piani di posa delle fondazioni degli edifici e i piani di massimo scavo, dalla possibilità di realizzare vincoli orizzontali transitori, dalle tipologie strutturali (solai in ca, volte, volte a crociera, entità e tipologia degli sforzi scaricati dall'esistente sulle pareti di confine, etc.), dallo stato di conservazione dei manufatti, dai tempi di durata delle fasi transitorie, etc.. Tuttavia, sulla scorta dell'esperienza maturata in situazioni analoghe, si suggerisce, ove lo schema statico lo richiedesse, di operare con vincoli rigidi posti alla quota dei piani di fondazione delle esistenze che vengono conservate in modo da evitare l'allentamento del terreno sottostante a seguito degli scavi: in questo modo non dovrebbe risultare difficile il contenere gli spostamenti orizzontali della testa paratia all'interno di un range indicativamente compreso tra 1 e 1.5 cm.

I tiranti dovranno essere sottoposti a forze di pretensione non prossime al limite della struttura (50 – 60 % indicativamente della possibilità di carico del singolo trefolo) avendo cura di preferire più elementi con carichi contenuti a pochi elementi con carichi elevati: per interassi quali quelli che si possono al momento ipotizzare si opera con elementi a 3 – 4 trefoli.

In alternativa i tiranti potranno essere sostituiti da una tempistica di fasi di scavo e costruzione che sia attentamente progettata e volta al contenimento dei terreni: si può quindi operare con puntelli provvisori da eliminare successivamente, con berme di scavo da togliere in un secondo tempo, con realizzazioni parziali dell'ordito strutturale a formare vincoli sufficienti a garantire la stabilità degli scavi nelle fasi transitorie.

#### **7.4.2. Soluzioni fondazionali**

Ai fini della scelta della tipologia fondazionale, in assenza di informazioni sulle geometrie e carichi delle strutture, si possono solamente fornire una serie di suggerimenti di tipo qualitativo:

- si riporta l'attenzione sulla forte disomogeneità geometrica degli strati fondazionali, con la presenza di riporti di spessore diverso al di sotto del presunto livello di base fondazionale;
- per i motivi di cui sopra si sconsigliano soluzioni del tipo a plinto isolato: una soluzione a platea unica rappresenta verosimilmente la soluzione ottimale;
- nel caso invece di fondazioni disgiunte, quali plinti collegati e/o travi rovesce, si suggerisce di valutare l'inserimento di un giunto strutturale per tenere conto del diverso comportamento deformazionale atteso tra le aree afferenti al sondaggio S1 e quelle del sondaggio S2;
- soluzioni che prevedano l'uso di palificazioni appaiono di difficile realizzazione per gli spazi ristretti e le altezze limitate all'interno delle quali le macchine perforatrici si troverebbero ad operare oltre che, verosimilmente, er i carichi non troppo elevati. Qualora si volesse perseguire comunque questo tipo di soluzione i micropali appaiono essere la tecnologia potenzialmente migliore grazie alla possibilità di affidare loro carichi unitari anche importanti (a fronte della buona portanza degli strati di base). Altre tipologie appaiono non facilmente perseguibili da un punto di vista realizzativo;
- considerata la buona permeabilità e la natura non coesiva degli strati è anche ipotizzabile l'utilizzo di soluzioni di consolidamento degli strati di fondazione tramite iniezioni cementizie ad alta pressione del tipo jet-grouting.



### 7.4.3. Edifici adiacenti

Si consiglia di verificare attentamente lo stato di conservazione e le tipologie strutturali delle adiacenze alla nuova costruzione al fine di evidenziare eventuali criticità legate alle vibrazioni prodotte dalle perforazioni di micropali.

Si suggerisce anche di procedere ad un sopralluogo preliminare in contraddittorio con un tecnico incaricato dai proprietari degli edifici adiacenti per verificare e verbalizzare preventivamente ai lavori la presenza di eventuali stati di dissesto, anche modesto, all'interno degli stabili stessi al fine di evitare costose e lunghe diatribe in caso di insorgenza di quadri fessurativi.

## 8. CONCLUSIONI

Dal punto di vista geologico-tecnico, si può affermare che alla luce delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, stratigrafiche ed idrogeologiche dell'area in esame, non si rilevano condizionamenti geologici ostativi nei confronti della fattibilità dell'intervento edificatorio in progetto.

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di locali interrati, non destinati ad attività con presenza continuativa di persone, la cui soletta di base appare ora posizionata interamente all'interno della formazione geologica superficiale che, sulla base dei due sondaggi effettuati e delle informazioni bibliografiche circostanti, risulta costituita da terreni eterogenei di riporto, poco addensati.

Tale orizzonte scadente dovrà preferenzialmente essere oltrepassato dalle strutture di fondazione, oppure, in alternativa, si dovrà ricorrere a soluzioni progettuali atte a superare tale limitazione. Tale informazione è peraltro limitata dai pochi dati stratigrafici a disposizione; solamente a scavi aperti sarà possibile verificare le assunzioni del presente studio.

I sottostanti terreni naturali risultano costituiti da depositi di origine alluvionale della Dora Riparia, essenzialmente ghiaioso-sabbiosi con ciottoli fino a profondità di circa 25-30 metri rispetto al p.c., incoerenti o semicoerenti, maggiormente addensati procedendo verso il basso. Tali terreni presentano mediamente caratteristiche geotecniche soddisfacenti.

Per quanto concerne la presenza e soggiacenza della falda, sulla base dei dati idrogeologici acquisiti mediante le indagini eseguite nell'ambito del presente studio, essa risulta contenuta all'interno del materasso alluvionale grossolano, con livello piezometrico posizionato ad una profondità variabile tra -6.40 e -9.20 metri circa rispetto al piano campagna, a seconda della posizione relativa all'interno dell'area di intervento a causa del dislivello esistente tra la porzione rivolta verso Piazza della Repubblica e quella verso via Lanino.

In quota assoluta il livello piezometro può essere cautelativamente compreso tra le quote di 222.3 (valore massimo finora misurato nelle operazioni di sondaggio e controllo) e 223.0 (valore indicato dallo studio sulla superficie piezometrica nella pianura torinese effettuato dalla Regione Piemonte). Su questi valori deve inoltre essere considerato il fattore di incertezza connesso alle possibili escursioni stagionali o annuali del livello, che sulla base delle indicazioni bibliografiche può essere quantificato in circa 1 - 1.5 metri complessivo.

Sulla base del progetto fornito dal Committente, la quota base della soletta di appoggio del locale interrato risulta posizionata a 226.23 metri in quota assoluta, cioè a - 4.90 metri rispetto alla quota di zero edilizio posizionato a 231.13 m. Sulla base di queste misure, si osserva che tale piano di appoggio ricade all'interno dei materiali di riporto evidenziati dai sondaggi effettuati, caratterizzati da composizione eterogenea a matrice limoso-sabbiosa, con scadenti caratteristiche geotecniche.



Da un punto di vista più strettamente ingegneristico si segnalano le seguenti considerazioni finali:

- le difficoltà maggiori saranno prevedibilmente dovute alla necessità di realizzare scavi profondi, dell'ordine dei 5m, in adiacenza ad edifici esistenti non particolarmente recenti;
- questo richiederà un attento studio delle varie fasi di intervento, considerata anche la necessità di porre in opera soluzioni strutturali volte a garantire il necessario grado di vincolo orizzontale delle preesistenze nelle fasi provvisorie;
- la presenza di rilevanti strati di riporto, di spessori variabile e scadenti caratteristiche geotecniche, imporrà soluzioni fondazionali atte ad evitare fenomeni deformativi rilevanti, anche e soprattutto di tipo differenziale: è quindi prevedibile e suggerito il ricorso a fondazioni a platea unica o comunque a griglie di travi fortemente interconnesse;
- non è da escludersi l'utilizzo alternativo di tecniche di palificazione profonda, quali micropali o jet-grouting, per il trasferimento dei carichi agli strati resistenti a maggior profondità e per il contenimento dei fenomeni deformativi a carattere differenziale attesi a causa della presenza dello strato di riporto a spessore fortemente disomogeneo.

## 9. BIBLIOGRAFIA

- Berardi R., Lancellotta R., *Deformabilità dei terreni sabbiosi da un'analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali*, Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. XXVI, n.4, Ottobre/Dicembre 1992
- Bowles J. E., *Fondazioni, Progetto ed analisi*, Mc Graw Hill, 1994.
- Brinch-Hansen J., *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen, 1970
- Burland J.B., *Notes on Foundations*, Materiale non Pubblicato, 1990
- Burland J.B., Burbidge M.C., *Settlement of Foundations on Sand and Gravel*, Proc. Inst. Civ. Eng., Part 1, 1985, 78, 1325-1381
- Burland J.B., Coatsworth S.R., *Estimating the Settlement of Foundations on Sand and Gravel*, ?
- Burland J.B., Broms B.B., DeMello V.F.B., *Behaviour of Foundations and Structures*, State of the Art Report, Session 2, Proc. IX ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2
- Burland J.B., Wroth C.P., *Settlement of Buildings and Associated Damage*, State-of-the-art Review, Proc. Conf. Settl. of Struct., Cambridge, Pentech Press, London, pp.611-654
- Bustamante M., Doix B., *Une Methode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectes*, Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussees, 1985, Parigi
- *Canadian Foundation Engineering Manual*, Canadian Geotechnical Society, 2nd Edition, 1985
- Cestari F., *Prove Geotecniche in Sito*, Geo-graph, Segrate, 1990
- CIRIA report SP25, *Site Investigation Manual*, 1983
- *Eurocodice EC7 per l'Ingegneria Geotecnica*, Edizione Provvisoria, 1988
- Holtz R.D., Kovacs W.D., *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, New York, 1981
- Lambe T.W., Whitman R.V., *Soil Mechanics*, Wiley, 1969
- Lancellotta R., *Geotecnica*, Zanichelli, Bologna, 1993
- Pasqualini E., *Standard Penetration Test*, XI Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1983
- Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H., *Foundation Engineering*, Wiley International, New York, 1974

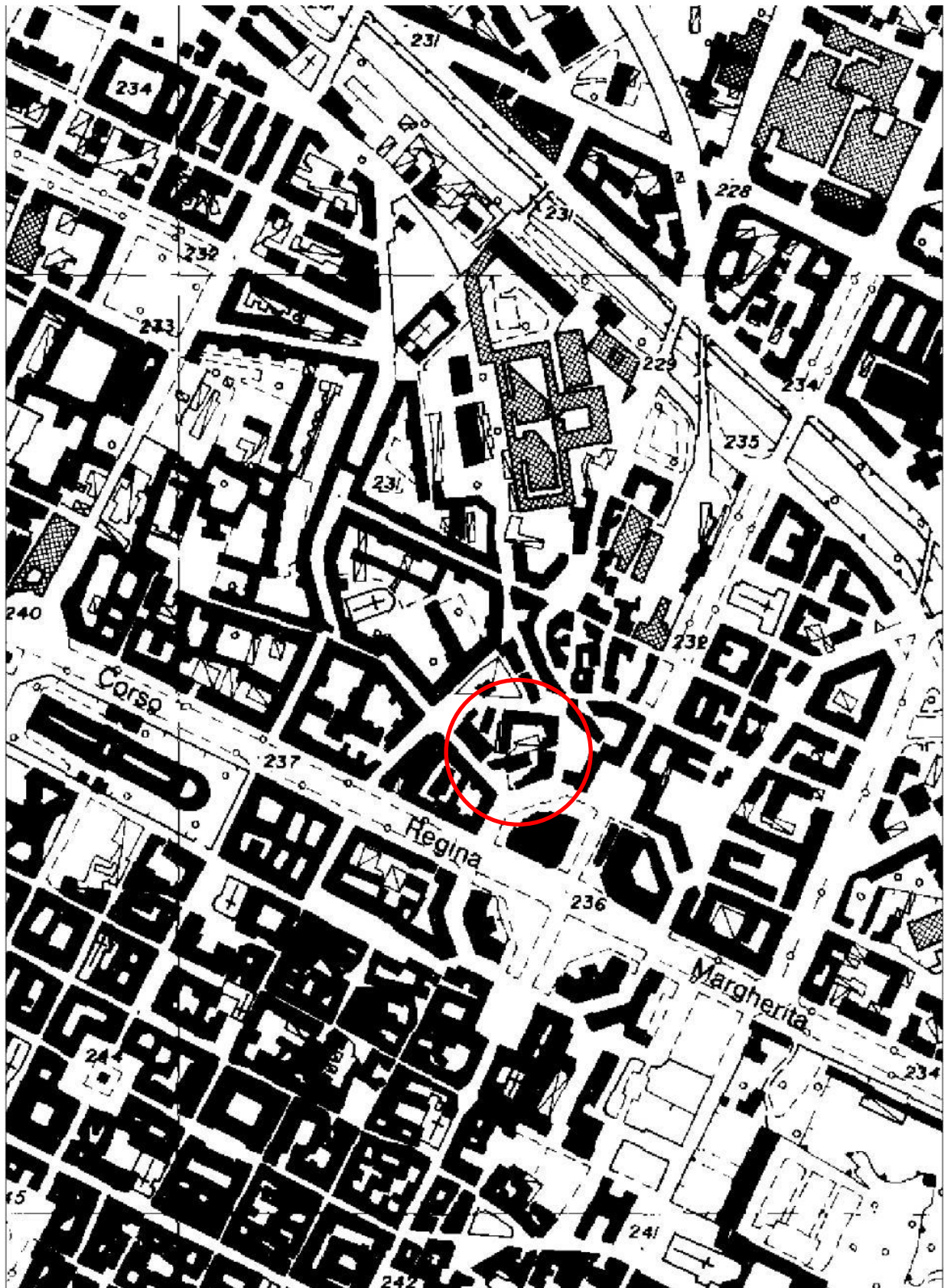




## 10.ALLEGATI

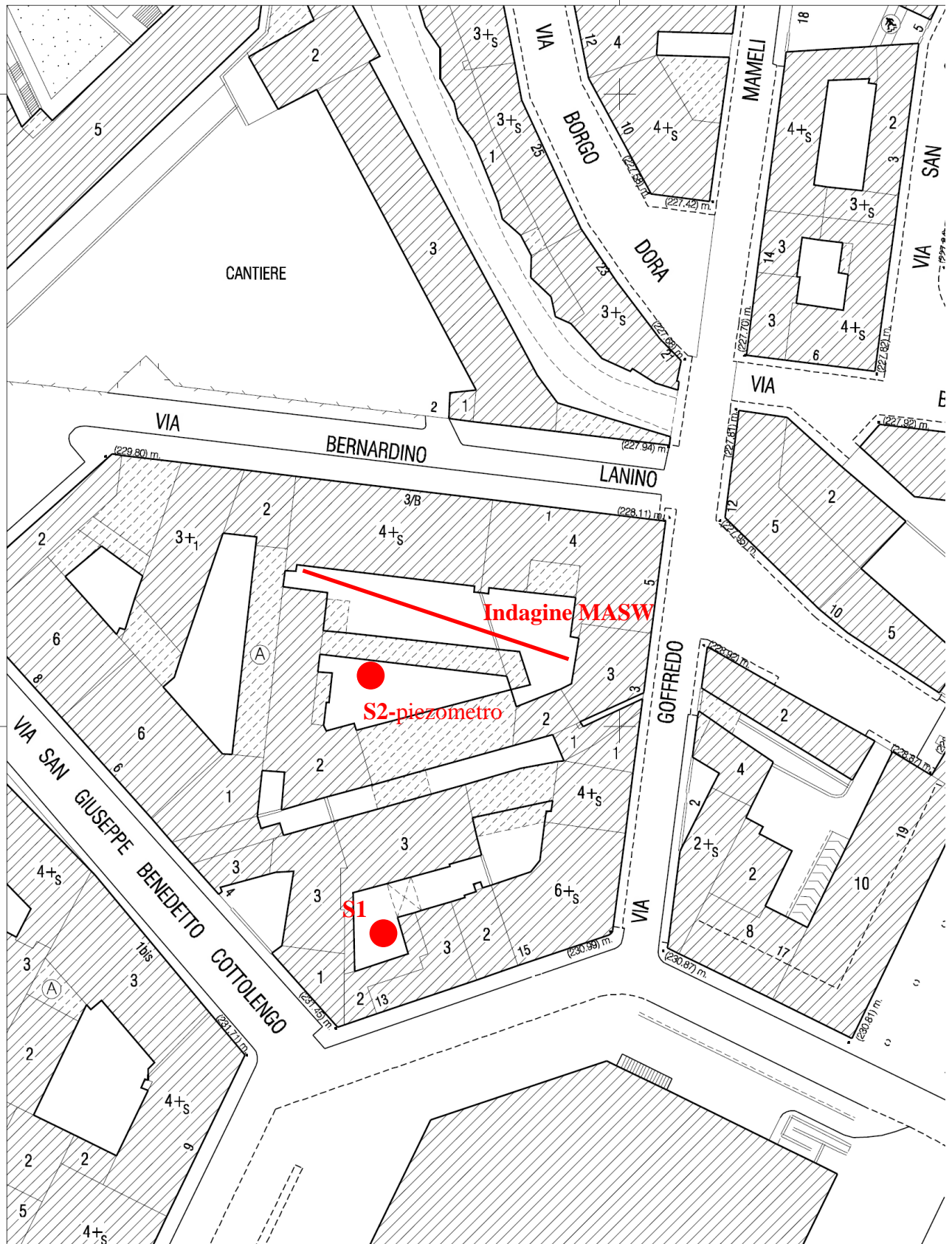
- Estratto dalla Carta Tecnica Regionale CTR, riportata fuori scala, con individuazione area di intervento
- Estratto dalla Carta Tecnica Comunale con individuazione area di intervento e posizione delle indagini – Situazione 2010
- Estratto dalla planimetria di rilievo dello stato di fatto, con ubicazione delle indagini geognostiche realizzate
- Geoportale Banca Dati ARPA PIEMONTE – BANCA DATI GEOTECNICA (posizione dei sondaggi significativi e schede semplificate)
- Rapporto dell'indagine geognostica effettuata nell'ambito della realizzazione del Nuovo Padiglione III di Piazza della Repubblica
- Rapporto delle indagini geognostiche svolte dalla Ditta SOMITER nel mese di maggio 2010
- Rapporto delle analisi granulometriche svolte presso il Laboratorio Geotecnico del Dott. Tissoni, nel mese di luglio 2010
- Rapporto dell'indagine geofisica MASW svolta dalla Ditta TECHGEA SERVIZI nel mese di maggio 2010

ESTRATTO DALLA CARTA TECNICA REGIONALE

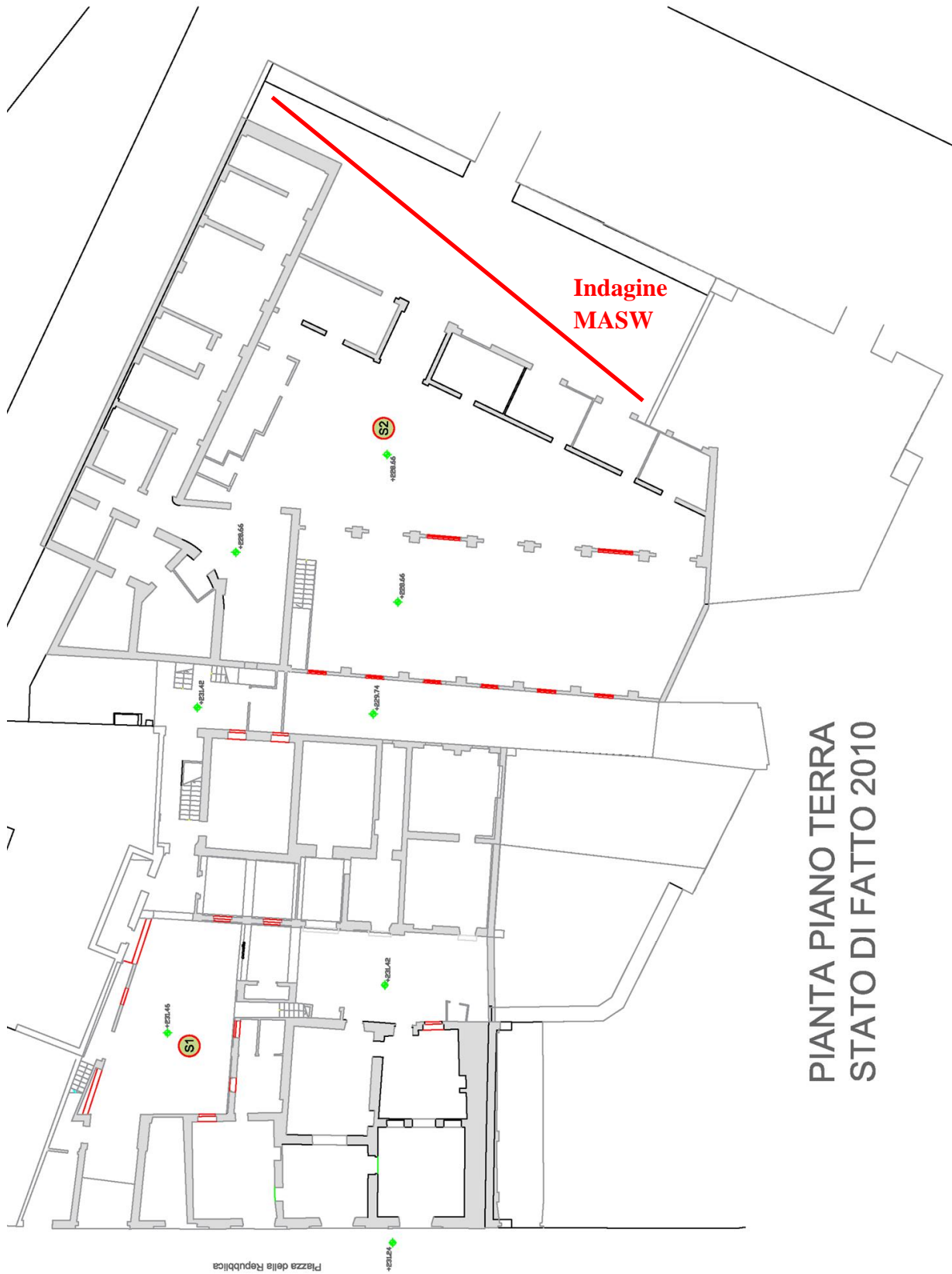




ESTRATTO DALLA CARTA TECNICA COMUNALE – SITUAZIONE 2010

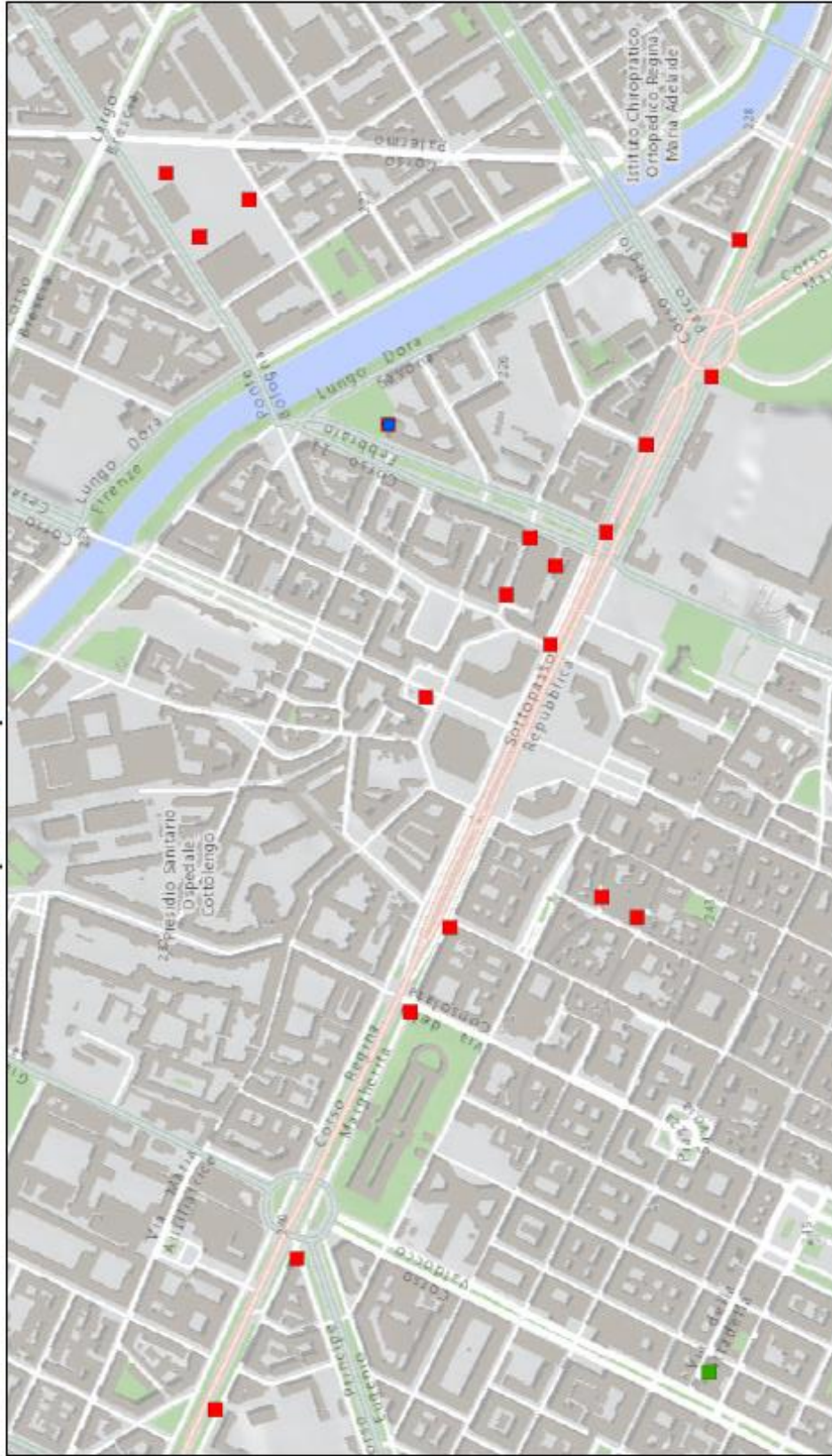


ESTRATTO DALLA PLANIMETRIA DI RILIEVO DELLO STATO DI FATTO



PIANTA PIANO TERRA  
STATO DI FATTO 2010

# Geoportale Arpa Piemonte



August 28, 2020

**Perforazioni**

- pozzetto esplorativo
- ▲ sondaggio
- ★ prova penetrometrica
- pozzo
- pozzo PRISMAS
- Campioni
- N.D.

1:9,028

0 0.06 0.1 0.2 mi

0 0.07 0.16 0.3 km

Arpa Piemonte - Progetto RAINAT - Base topografica trasformata, Arpa Piemonte

Arpa Piemonte  
Progetto RAINAT - Base topografica trasformata, Arpa Piemonte | Arpa Piemonte |

**Perforazioni**

Codice perforazione	Nome Perforazione	Data inizio	Data fine	Cantiere	Localita'	Formazione Geologica	Quota s.l.m.	Profondita' (m)	Falda (m p.c.)	Strumento in foro
1728	S1	0/0/0	0/0/0	Indagine geognostica tra le Vie S. Chiara, Bellezia, Monelli e S. Agostino	Via Bonelli	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	236	15	-9999	assente
1729	S2	0/0/0	0/0/0	Indagine geognostica tra le Vie S. Chiara, Bellezia, Monelli e S. Agostino	Via Santa Chiara	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	236	10.5	-9999	assente
1745	S8	0/0/0	0/0/0	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3	Corso Regina Margherita angolo via della Consolata	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	237	16.1	-9999	assente
1746	S9	0/0/0	0/0/0	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3	Corso Regina Margherita angolo via delle Orfane	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	237	20.1	14	piezometro
1747	S11	0/0/0	0/0/0	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3	Corso Regina Margherita angolo via Priocca	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	236	25.2	15	piezometro
1748	S12	0/0/0	0/0/0	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3	Corso Regina Margherita angolo corso XI Febbraio	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	236	20.1	14	piezometro
1976	S5	0/0/1974	0/0/1974	Viabilità: linea Metropolitana Torinese n. 1	P.zza della Repubblica C.so Giulio Cesare	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	230	25	12	piezometro
102990	S1	25/6/1993	28/6/1993	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo	Corso XI Febbraio, cortile interno	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	233	15	13	assente
102991	S2	29/6/1993	30/6/1993	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo	Via Fiocchetto/Corso XI Febbraio	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	230	15	9	assente
102992	S3	30/6/1993	1/7/1993	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo	Via Fiocchetto/Via Priocca	Depositi fluvioglaciali ghiaioso sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio (Pleistocene)	231	15	10	assente



## Sondaggio S1-1728

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S1	TORINO	TO	Via Bonelli
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	15.00	Indagine geognostica tra le Vie S. Chiara, Bellezia, Bonelli e S. Agostino

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1728	1.40	riporto con mattoni e ciottoli
1728	4.50	alluvione ghiaioso ciottolosa con ciottoli in matrice argilloso limosa abbondante
1728	9.20	alluvione ciottolosa con ciottoli in matrice ghiaioso argillosa
1728	12.00	ghiaia medio fine
1728	15.00	alluvione ghiaioso ciottolosa in matrice limoso argillosa abbondante

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S1	TORINO	TO	Via Bonelli
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	15.00	Indagine geognostica tra le Vie S. Chiara, Bellezia, Bonelli e S. Agostino

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1728	5.00	21	27	32	59
1728	10.00	32	41	50	91



## Sondaggio S1-102990

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S1	TORINO	TO	Corso XI Febbraio, cortile interno
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
25/6/1993	28/6/1993	15.00	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
102990	0.30	pavimentazione
102990	1.20	terreno di riporto ghiaia e sabbia
102990	2.70	terreno di riporto sabbia limosa con ghiaia fine
102990	3.80	terreno di riporto sabbia limosa e ghiaia eterometrica con ciottoli poligenici e eterometrici
102990	4.00	limo con sabbia ghiaia eterometrica e ciottoli poligenici e eterometrici
102990	5.30	ghiaia eterometrica e sabbia limosa con ciottoli poligenici e eterometrici
102990	8.20	ghiaia eterometrica con sabbia limosa
102990	9.00	sabbia fine con ghiaia eterometrica debolmente cementata
102990	10.70	ghiaia sabbiosa da molto addensata a debolmente cementata
102990	11.20	sabbia fine limosa con ghiaia da addensata a debolmente cementata
102990	12.00	ghiaia e sabbia limosa con ciottoli poligenici e eterometrici
102990	15.00	sabbia limosa con ghiaia e ciottoli poligenici e eterometrici a tratti da addensata a debolmente cementata

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S1	TORINO	TO	Corso XI Febbraio, cortile interno
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
25/6/1993	28/6/1993	15.00	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
102990	3.00	3	6	11	17
102990	6.00	19	38	-999	-999
102990	9.00	21	-999	0	-999
102990	12.00	13	20	28	48
102990	15.00	17	15	23	38





## Sondaggio S2-1729

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S2	TORINO	TO	Via Santa Chiara
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	10.50	Indagine geognostica tra le Vie S. Chiara, Bellezia, Bonelli e S. Agostino

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1729	4.50	riporto con mattoni e ciottoli
1729	6.00	sabbia medio fine argillosa con presenza di ghiaia
1729	7.50	alluvione ciottolosa in matrice sabbioso fine
1729	10.50	alluvione ghiaioso ciottolosa media in matrice limoso argillosa abbondante

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S2	TORINO	TO	Via Santa Chiara
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	10.50	Indagine geognostica tra le Vie S. Chiara, Bellezia, Bonelli e S. Agostino

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1729	7.50	40	50	-999	-999
1729	10.50	33	46	50	96



## Sondaggio S2-102991

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S2	TORINO	TO	Via Fiocchetto/Corso XI Febbraio
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
29/6/1993	30/6/1993	15.00	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
102991	0.20	asfalto
102991	1.40	terreno di riporto sabbia debolmente limosa e ghiaia
102991	2.00	terreno di riporto frammenti di mattoni
102991	3.40	terreno di riporto limo argilloso sabbioso plastico con rari ciottoli eterometrici
102991	4.10	ghiaia grossolana e ciottoli poligenici e eterometrici debolmente sabbiosa debolmente limosa
102991	4.90	sabbia ghiaiosa sciolta con rari ciottoli poligenici e eterometrici
102991	6.00	ghiaia eterometrica sabbiosa con rari ciottoli poligenici e eterometrici
102991	7.30	ghiaia eterometrica con sabbia limosa e ciottoli poligenici eterometrici da addensata a debolmente cementata
102991	8.00	ghiaia eterometrica con sabbia limosa rari ciottoli poligenici e eterometrici da addensata a debolmente cementata
102991	9.10	sabbia limosa con ghiaia rari ciottoli poligenici e eterometrici da molto addensata a debolmente cementata
102991	11.10	sabbia debolmente limosa e ghiaia con ciottoli poligenici e eterometrici
102991	14.30	sabbia limosa e ghiaia eterometrica con ciottoli poligenici e eterometrici da addensata a debolmente cementata
102991	15.00	sabbia con ghiaia eterometrica da addensata a debolmente cementata

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S2	TORINO	TO	Via Fiocchetto/Corso XI Febbraio
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
29/6/1993	30/6/1993	15.00	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
102991	3.00	4	6	13	19
102991	6.00	-999	0	0	-999
102991	9.00	48	-999	0	-999
102991	12.00	8	17	21	38
102991	15.00	21	19	32	51



## Sondaggio S3-102992

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S3	TORINO	TO	Via Fiocchetto/Via Priocca
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
30/6/1993	1/7/1993	15.00	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
102992	0.30	asfalto
102992	3.60	terreno di riporto sabbia con ghiaia
102992	4.80	terreno di riporto frammenti di mattoni
102992	6.00	terreno di riporto ghiaia e sabbia con ciottoli eterometrici molto cementata
102992	6.90	terreno rimaneggiato sabbia ghiaiosa debolmente limosa da addensata a debolmente cementata
102992	8.20	sabbia debolmente limosa con ghiaia da molto addensata a debolmente cementata
102992	9.40	ghiaia eterometrica e sabbia debolmente limosa con rari ciottoli poligenici e eterometrici
102992	9.70	ciottoli poligenici e eterometrici limoso sabbiosi
102992	11.50	ghiaia eterometrica sabbiosa debolmente limosa con rari ciottoli poligenici e eterometrici da molto addensata a debolmente cementata
102992	12.00	ghiaia sabbiosa debolmente limosa
102992	12.90	sabbia grossolana con ghiaia eterometrica poco addensata
102992	13.80	sabbia debolmente limosa con ghiaia eterometrica e ciottoli poligenici e eterometrici da addensata a debolmente cementata
102992	14.40	sabbia fine debolmente limosa con ghiaia mediamente cementata
102992	15.00	sabbia grossolana limosa con ghiaia eterometrica addensata

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S3	TORINO	TO	Via Fiocchetto/Via Priocca
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
30/6/1993	1/7/1993	15.00	Edilizia: Parcheggio Porta Palazzo

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
102992	3.00	7	12	19	31
102992	6.00	-999	0	0	-999
102992	9.00	17	40	-999	-999
102992	12.00	30	17	31	48
102992	15.00	16	22	39	61



## Sondaggio S5-1976

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S5	TORINO	TO	P.zza della Repubblica C.so Giulio Cesare
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/1974	0/0/1974	25.00	Viabilità: linea Metropolitana Torinese n. 1

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1976	5.10	terreno di riporto sabbioso limoso
1976	7.60	limo sabbioso argilloso plastico
1976	8.20	limo plastico passante a sabbia con poca ghiaia
1976	12.20	ciottoli e ghiaia in abbondante sabbia poco limosa con alcuni trovanti
1976	20.00	grossi ciottoli e ghiaia in sabbia a tratti limosa
1976	25.00	sabbia medio fine con ghiaia medio piccola sparsa

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S5	TORINO	TO	P.zza della Repubblica C.so Giulio Cesare
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/1974	0/0/1974	25.00	Viabilità: linea Metropolitana Torinese n. 1

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1976	8.00	27	32	40	72
1976	13.00	21	20	17	37
1976	20.10	22	21	30	51



## Sondaggio S7-1744

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S7	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo corso Principe Eugenio
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	15.00	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1744	1.50	riporto limoso sabbioso con pochi ciottoli e frazione argillosa
1744	3.10	riporto ghiaioso in matrice limo sabbiosa con tracce di mattoni
1744	15.00	ghiaia e rari trovanti misto a sabbia medio grossa con frazione limosa

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S7	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo corso Principe Eugenio
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	15.00	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1744	5.00	12	23	36	59
1744	7.00	9	18	32	50
1744	10.00	13	24	38	62
1744	13.00	22	29	41	70
1744	15.00	31	38	-999	-999



## Sondaggio S8-1745

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S8	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo via della Consolata
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	16.10	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1745	0.10	asfalto
1745	0.80	riporto sabbioso ghiaioso con frazione limo argillosa
1745	2.10	mattoni
1745	2.80	riporto sabbioso grossolano con frammenti di mattoni e frazione limosa
1745	16.10	ghiaia e rari trovanti in matrice sabbiosa medio grossa con frazione limosa

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S8	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo via della Consolata
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	16.10	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1745	3.30	12	28	31	59
1745	6.30	15	34	39	73
1745	9.30	26	41	50	91
1745	12.30	29	48	50	98
1745	15.30	33	50	50	100



## Sondaggio S9-1746

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S9	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo via delle Orfane
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	20.10	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1746	3.40	riporto sabbioso medio fine con rari ciottoli frammenti di mattoni con abbondante frazione limosa
1746	5.10	sabbia ghiaiosa con frazione limosa
1746	12.90	ghiaia e rari trovanti in matrice sabbiosa medio grossa con frazione limosa
1746	20.10	ghiaia in matrice sabbiosa medio fine con abbondante frazione limo argillosa

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S9	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo via delle Orfane
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	20.10	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1746	3.30	10	31	39	70
1746	5.50	22	36	42	78
1746	9.30	25	40	47	87
1746	12.30	29	44	50	94
1746	15.30	28	39	48	88
1746	18.30	34	50	50	100
1746	20.00	38	50	50	100



## Sondaggio S11-1747

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S11	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo via Priocca
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	25.20	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1747	1.30	riporto limo sabbioso con rari ciottoli
1747	3.10	riporto ghiaioso sabbioso con frammenti di mattoni e frazione limosa
1747	11.60	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa grossolana con frazione limosa
1747	17.70	ghiaia in matrice sabbiosa medio fine con abbondante frazione limosa
1747	24.10	sabbia ghiaiosa con rari ciottoli con abbondante frazione limo argillosa
1747	25.20	limo sabbioso

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S11	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo via Priocca
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	25.20	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1747	3.10	16	20	27	47
1747	6.50	19	28	36	64
1747	9.50	26	35	42	77
1747	12.50	18	27	32	59
1747	15.50	24	30	38	68
1747	18.50	28	33	39	72
1747	21.50	27	35	40	75
1747	24.50	32	39	-999	-999





## Sondaggio S12-1748

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S12	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo corso XI Febbraio
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	20.10	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
1748	1.20	riporto limo sabbioso con rari ciottoli
1748	3.10	riporto ghiaioso sabbioso con frammenti di mattoni e frazione limosa
1748	14.10	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa con frazione limosa
1748	20.10	ghiaia e ciottoli in matrice sabbioso limosa con abbondante frazione argillosa con presenza di livelli limo sabbiosi in alternanza con livelli di ghiaia ciottolosa

Nome perforazione	Comune	Provincia	Località
S12	TORINO	TO	Corso Regina Margherita angolo corso XI Febbraio
Data inizio perforazione	Data fine perforazione	Profondità (m)	Cantiere
0/0/0	0/0/0	20.10	Viabilità: Metropolitana leggera linea 3

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
1748	3.10	20	28	39	67
1748	6.50	23	31	43	74
1748	9.50	27	36	45	81
1748	12.50	24	30	39	69
1748	15.50	27	34	43	77
1748	18.50	30	37	45	82
1748	20.00	33	40	48	88

# CITTA' DI TORINO

## PIAZZA DELLA REPUBBLICA NUOVO PADIGLIONE III ABBIGLIAMENTO

PROGETTO N. 293

### PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

ARGOMENTO DELLA TAVOLA

#### RELAZIONE GEOLOGICA / GEOTECNICA

ELABORATO N.	SCALA	DATA	DIS.
RG		15.06.2000	.

RESPONS. PROGETTO  
Arch. Riccardo Gaggi

GRUPPO DI PROGETTO  
Arch. Federica Caccavale  
Arch. Cristina Gagliardi  
Arch. Luca La Torre  
Arch. Simona Martino

MODELLO  
Marco Frugoni

AGGIORNAMENTI

1	4
2	5
3	6

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA:

MASSIMILIANO FUKSAS ARCHITETTO

ROMA  
30, Piazza del Monte di Pietà 00186  
tel. 6-68.80.78.71  
fax. 6-68.80.78.72  
e.mail staff@fuksas.it

PARIS  
85, rue du Temple 75003  
tel. 1-44.61.83.83  
fax. 1-44.61.83.89  
e.mail mffrance@artinternet.fr

WIEN  
3 Wienerbergerstrasse  
tel. 1-60.06.57.711  
fax. 1-60.06.57.736  
e.mail fuksas@via.at

CARLO NOVARA ARCHITETTO

TORINO  
45, Via Giolitti 10123

45, Via Giolitti 10123

tel. -11 83.62.24 fax.-11 83.66.61

AI ENGINEERING s.r.l. AI STUDIO

TORINO  
80, Via Lamarmora 10128  
tel. -11 56.83.650  
fax. -11 56.83.482

Respons. strutture e infrastrutture:  
Ing. Adriano Venturini  
Responsabile impianti:  
Ing. Gianfranco Camussa

Coordinamento sicurezza (494/96):  
Ing. Florindo Bozzo  
Qualità:  
Ing. Marco Brugo  
Geologia:  
Ing. Edoardo Rabajoli

Comune di Torino  
Nuovo Mercato dell'Abbigliamento a Porta Palazzo

Progetto esecutivo

OPERE STRUTTURALI

RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA

La caratterizzazione geologico/geotecnica dei luoghi è stata svolta in due momenti, con due campagne conoscitive.

La prima campagna è stata fatta eseguire da AI Engineering S.r.l. nell'anno 1998, ed è stata eseguita dal dott. Edoardo Rabajoli della Geo Engineering di Torino. Viene allegata di seguito nella sua completezza.

La seconda campagna di approfondimento (mirata anche all'analisi delle ghiacciaie e del Collettore 110x160) è stata fatta eseguire dall'Amministrazione Comunale, ed è terminata nel mese di giugno 2000: ne vengono allegati solo i frontespizi dei documenti finali: Relazione descrittiva dei Sondaggi geognostici, Analisi granulometrica, Allegato fotografico (Ditta Eurosol).

Più specificatamente le due campagne analizzano:

- Relazione geologico/geotecnica del dott. Rabajoli:

La Relazione prende le mosse dalla campagna geognostica eseguita dalla Radaelli e Castellotti per lo studio del sottopasso e comprende:

- quattro carotaggi meccanici a rotazione spinti a 15÷20 metri, con studio della falda (si precisa che in una ulteriore relazione allegata al presente progetto d'appalto il dott. Rabajoli sviluppa anche il progetto per il pozzo d'acqua industriale, a cui si rimanda);
- analisi degli scavi eseguiti a cielo aperto per la realizzazione del sottopasso veicolare (ormai terminato) di Porta Palazzo;
- prove penetrometriche (SPT)/classificazione;
- analisi della falda (che risulta soggetta a fenomeni stagionali);
- determinazioni geotecniche;
- determinazione capacità portante e cedimenti.

- Ditta Eurosol (dott. Mulè), incaricata dall'Amministrazione Comunale

- carotaggi meccanici a rotazione eseguiti sia in corrispondenza del sedime delle nuove fondazioni, sia in corrispondenza delle due ghiacciaie, sia in corrispondenza del Collettore 110x160;
- prove penetrometriche/classificazione;
- analisi della falda;
- descrizione delle caratteristiche.

La seconda campagna ha di fatto confermato la prima, rilevando in alcune zone qualche stratificazione sabbiosa.

In sintesi, a livello progettuale è stata assunta una  $\sigma_t \max = 3,1 \text{ Kg/cm}^2$  circa, ampiamente cautelativa rispetto alle determinazioni assunte nella Relazione geologica sopracitata.

Come meglio illustrato nelle specifiche tecniche, è in ogni caso prescritto all'Impresa di raggiungere sempre gli strati di terreno adeguati, ed in grado di garantire la capacità portante richiesta, provvedendo agli scavi opportuni fino alla profondità necessaria ed aumentando conseguentemente l'altezza dei magroni fino a quando necessario.

Ogni onere conseguente si intende compreso nei prezzi dell'appalto.

Il progettista delle opere  
geotecniche e strutturali  
dott. ing. Adriano Venturini

## PREMESSA

*Per incarico della Società AI Engineering è stata condotta un'indagine geologica e geotecnica su di un sito ubicato nel Comune di Torino (TO), nell'ambito del quale è prevista la realizzazione di un edificio commerciale.*

*La seguente relazione tecnica illustra la situazione geologica, idrogeologica e di potenziale dissestabilità del sito e riporta la caratterizzazione geotecnica del substrato, ottenuta alle luce dei risultati di indagini geognostiche .*

## INDICE

1.0	GEOLOGIA	2
1.1.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	2
1.2.	LITOLOGIA	2
1.3.	GEOIDROLOGIA	3
1.4.	CONDIZIONI DI STABILITA' DELL'AREA	3
2.0	GEOTECNICA	4
2.1.	QUADRO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE	4
2.2.	RISULTATO DELLE INDAGINI	5
2.2.1.	Caratterizzazione litologica	5
2.2.2.	Caratteristiche della falda idrica	6
2.2.3.	Prove penetrometriche dinamiche (SPT)	7
2.2.4.	Classificazione geotecnica dei materiali	8
2.2.5.	Riepilogo dei parametri geotecnici	16
3.0	CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI	17
3.1.	Calcolo della capacità portante	17
3.2.	Determinazione dell'entità dei cedimenti	20
4.0	PRESCRIZIONI OPERATIVE	23

## 1.0 GEOLOGIA

### 1.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il sito di previsto intervento si estende alla sommità del corpo fluvioglaciale terrazzato geneticamente riconducibile alla Dora Riparia (*"Depositi ghiaioso-sabbiosi con paleosuolo rosso-arancio, perlopiù terrazzati"* secondo le carte geologiche ufficiali).

L'andamento planimetrico locale è a superficie sub-pianeggiante, debolmente inclinata verso Nord-Est, ossia verso corso attuale della Dora.

Va sottolineato che il quadro litologico e l'assetto geomorfologico originario hanno subito significative modificazioni in seguito agli interventi antropici succedutisi nel tempo, che si sono tradotti in un rimaneggiamento pressochè totale dei livelli più superficiali.

### 1.2. LITOLOGIA

L'unità terrazzata è rappresentata da un successione di depositi fluvioglaciali di media-bassa energia, litologicamente rappresentati da ghiaie ciottolose con matrice sabbiosa, intercalate a sabbie più o meno ghiaiose ed a limi sabbiosi.

Tali sedimenti sono organizzati in elementi di spessore da decimetrico a metrico, raramente plurimetrico; la stratificazione è di tipo tabulare o, più comunemente, lenticolare, con sviluppo di eteropie e digitazioni.

E' presente un certo grado di cementazione carbonatica (riconducibile al ruolo svolto da acque di falda) che, a luoghi, raggiunge un grado tale da determinare facies francamente conglomeratiche.

### 1.3. GEOIDROLOGIA

Il corpo ghiaioso-sabbioso costituisce un acquifero produttivo a più falde idriche, in cui quella più superficiale è di tipo freatico e si livella ad una quota di circa una decina di metri dal piano campagna.

Tale falda, scarsamente produttiva è alimentata per infiltrazione diretta delle acque meteoriche e dalle perdite di subalveo del reticolato idrografico di superficie.

A profondità maggiore si rileva un complesso multifalda ad elementi confinati che comportano l'instaurarsi di falde in pressione.

### 1.4. CONDIZIONI DI STABILITA' DELL'AREA

In occasione dei rilievi non si sono riscontrate situazioni di dissesto in atto, né indizi di instabilità latente.

In particolare, l'area non è inondabile in occasione di eventi di piena della Dora, come confermato dal Foglio 56 - Torino - "*Carta delle aree inondabili*" della Banca Dati Geologica della Regione Piemonte .

Non sussistono vincoli normativi di natura geologica: in particolare l'area non è soggetta a vincolo idrogeologico (R.D.L. 30/12/23).



## 2.0 GEOTECNICA

### 2.1. *QUADRO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE*

La caratterizzazione litologica, stratigrafica e geotecnica del substrato è stata ottenuta con l'ausilio di indagini in sito.

In particolare, ci si è avvalsi di risultati di quattro sondaggi meccanici a rotazione con carotaggio continuo spinti ad una profondità compresa tra 15 e 20 m dalla superficie e realizzato dalla Ditta Radaelli e Castellotti s.r.l. nel febbraio 1995.

Tra tutti (numerati progressivamente da S1 a S4) si sono ritenuti particolarmente significativi i sondaggi S1 e S2, maggiormente prossimi al sito di interesse.

Nell'ambito dei sondaggi è stata inoltre realizzata una serie di prove penetrometriche dinamiche standard (SPT), eseguite una ogni 3 m di approfondimento a partire dalla quota di riferimento topografica originaria (corrispondente al piano stradale), qui di seguito per semplicità indicata come "piano di campagna" (p.c.)

## 2.2. RISULTATO DELLE INDAGINI

### 2.2.1. Caratterizzazione litologica

Come risulta dalle stratigrafie dei sondaggi meccanici, il substrato è riconducibile alla successione dei tre seguenti litotipi fondamentali, sottoposti ad un orizzonte sommitale prevalentemente limoso-sabbioso, fortemente rimaneggiato:

- ghiaia ciottolosa, con frazione sabbiosa più o meno abbondante,
- sabbia media, con frazione ghiaiosa
- sabbia fine più o meno limosa, con frazione ghiaiosa

Con riferimento ai tali "unità omogenee" si ottiene la seguente interpretazione della sequenza litologica:

SONDAGGIO S1		
da m	a m dal p.c.	litologia
0,00	5,00	<i>Limo sabbioso rimaneggiato e riporti</i>
5,00	7,30	<i>Ghiaia ciottolosa con frazione sabbiosa</i>
7,30	8,80	<i>Sabbia fine limosa</i>
8,80	15,20	<i>Ghiaia ciottolosa con frazione sabbiosa</i>
15,20	15,80	<i>Sabbia media con ghiaia</i>
15,80	17,80	<i>Ghiaia ciottolosa con frazione sabbiosa</i>
17,80	20,00	<i>Sabbia media con ghiaia</i>

## SONDAGGIO S2

da m	a m	dal p.c.	litologia
0,00	4,15		<i>Limo sabbioso rimaneggiato e riporti</i>
4,15	7,50		<i>Sabbia media con ghiaia</i>
7,50	13,50		<i>Ghiaia ciottolosa con frazione sabbiosa</i>
13,50	16,30		<i>Sabbia fine limosa con ghiaia</i>
16,30	17,60		<i>Ghiaia ciottolosa con frazione sabbiosa</i>
17,60	18,00		<i>Sabbia fine limosa con ghiaia</i>
18,00	19,70		<i>Ghiaia ciottolosa con frazione sabbiosa</i>
19,70	20,00		<i>Sabbia media con ghiaia</i>

E' localmente presente una debole cementazione carbonatica, che interessa indifferentemente le varie associazioni litologiche presenti.

### 2.2.2. Caratteristiche della falda idrica

Come accennato, è presente una falda freatica che, al momento dell'esecuzione dei sondaggi (Gennaio '95), si livella tra 10,7 e 11,8 m dalla superficie.

In particolare, in corrispondenza dei sondaggi S1 ed S2, quelli maggiormente prossimi al sito di intervento, si è rilevata una soggiacenza di 11,8 m.

La falda è soggetta ad oscillazioni di tipo stagionale in risposta all'andamento delle precipitazioni; sebbene non si disponga di rilevamenti volti a determinare l'entità dell'escursione, da dati indiretti si deve assumere un valore dell'ordine del metro.

Poiché le misure disponibili riguardano una condizione di magra relativa (tipica della stagione invernale), si deve quindi assumere la possibilità di un innalzamento della falda in ambito di attiva ricarica, solitamente collocato nel periodo tardo primaverile.

### 2.2.3. Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Le prove SPT eseguite nell'ambito del livello superficiale mostrano una certa dispersione dei valori, con  $N_{SPT}$  minimo dell'ordine di 10 e massimo pari a 25, che conferma lo stato di eterogeneità tessiturale conseguente ai rimaneggiamenti a cui esso è stato soggetto.

La sottostante sequenza ghiaiosa e sabbiosa è caratterizzata da valori di resistenza all'infissione relativamente omogenei ed elevati, essendosi raggiunto in più prove il "rifiuto".

In tale contesto gli  $N_{SPT}$  minimi si attestano su valori dell'ordine di 30 (S1 e S2 a - 12 m dal p.c.); in un ambito di tensione verticale dell'ordine di 200 kPa equivalgono comunque ad un valore di densità relativa di circa il 70% ("*materiale molto denso*" secondo l'accezione di Terzaghi e "*denso*" secondo Gibbs & Hotlz).

#### 2.2.4. Classificazione geotecnica dei materiali

##### Aspetti generali

Vengono qui di seguito caratterizzati i materiali presenti attraverso la determinazione del valore dei parametri geotecnici fondamentali.

La situazione esistente è stata geotecnicamente assimilata al seguente modello a due strati:

da m	a m	dal p.c.	litologia
0,00	5,00		<i>Limo sabbioso rimaneggiato e riporti</i>
5,00	20,00		<i>Ghiaia e sabbia più o meno limosa</i>

E' presente una falda idrica la cui quota piezometrica è stata misurata a -11 m circa dal piano di campagna.

Si rileva che le strutture di fondazione dell'edificio sono collocate a profondità comprese tra 5 e 9 m circa dal piano di campagna e che, pertanto, non interesseranno il livello limoso superficiale rimaneggiato.

Durante lo scavo di sbancamento generale è prevista la realizzazione di una palificata perimetrale di presidio, ancorata mediante tiranti, approfondita sino a -2,5 m dal piano dei locali tecnici.

Tale struttura sarà finalizzata a contrastare le tensioni indotte dai fronti di scavo, in un ambito di materiali caratterizzati da un comportamento geotecnico definibile "a priori" come scadente, nonché i sovraccarichi agenti perimetralmente.

Essendo i materiali presenti non campionabili in modo indisturbato e inadonei per

le loro caratteristiche granulometriche ad una classificazione completa attraverso prove di laboratorio, la valutazione dei parametri di resistenza al taglio verrà basata essenzialmente sui risultati delle prove SPT e sull'interpretazione degli stessi attraverso correlazioni empiriche, che legano l'indice  $N_{SPT}$  alle seguenti proprietà fondamentali:

- *densità relativa*
- *resistenza al taglio*
- *deformabilità*

A tale proposito, nell'ambito del modello soprariportato al livello superiore è stato assegnato un  $N_{SPT} = 10$ ; al livello inferiore, nel cui ambito saranno dissipate le tensioni indotte dalla struttura, è stato assegnato un  $N_{SPT} = 30$ . Tale valore (normalizzato) è prossimo all'estremo inferiore tra quelli effettivamente ottenuti nell'ambito ghiaioso-sabbioso e, pertanto, la sua assunzione comporta una caratterizzazione del materiale "a favore di sicurezza".

La tendenza di un materiale granulare (un "terreno" in senso geotecnico) ad opporsi alla deformazione è nota come "resistenza al taglio"; il criterio descrittivo più in uso del comportamento di un terreno sottoposto a sforzo è quello che esplicitato dall'equazione di COULOMB (1773):

$$\tau = c + (\sigma - u) * \tan \varphi$$

che lega la resistenza al taglio  $\tau$  disponibile lungo una superficie di scorrimento al valore della tensione normale  $\sigma$  agente sul piano medesimo (al netto dell'eventuale spinta idrostatica  $u$ ) e al valore assunto da due parametri caratteristici del terreno stesso: la coesione "  $c$  " e l'angolo di resistenza al

taglio "  $\varphi$  ".

Essendo i materiali presenti privi di coesione (  $c = 0$  ) e permeabili, le analisi andranno svolte in termini di tensioni efficaci.

In tale ambito, l'equazione precedente assume la forma:

$$\tau = \sigma' * \tan \varphi'$$

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio (  $\varphi'$  ) è derivabile dalla densità relativa del materiale, a sua volta correlabile al valore  $N_{SPT}$ .

- Peso di volume

Per la determinazione del peso di volume medio dei materiali in questione ci si è riferiti all'esperienza maturata in contesti analoghi situati in zone limitrofe.

Viene assunto come significativo un valore di 17 kPa per i livelli a maggior componente fine (limoso-sabbiosi) e di 19 kPa per quelli ghiaioso-sabbioso e sabbioso-ghiaiosi.

- Densità relativa  $D_r$

Per la valutazione della densità relativa di un terreno usualmente ci si riferisce alla correlazione proposta da GIBBS & HOLTZ, (1957) tra il parametro  $N_{SPT}$  e l'entità della pressione verticale efficace agente al livello indagato, esplicitata dalla seguente espressione sintetica (valida per materiali normalconsolidati, quali quelli in esame):

$$D_r = 21 [ N_{SPT} / ( \sigma_v + 0,7 ) ]^{0,5}$$

in alternativa, secondo SKEMPTON (1986):

$$D_r = [ N_{SPT} / ( a + b * \sigma_v ) ]^{0,5}$$

dove :

$\sigma_v$  = pressione verticale efficace agente alla quota della prova

a , b = costanti empiriche :

a = 27,5    b = 27,5 per sabbie fini normalconsolidate

a = 43,3    b = 21,7 per sabbie grosse normalconsolidate

Con riferimento ad una quota della pressione agente rispettivamente pari a -5 m dal p.c. (livello sommitale) e -10 m dal p.c. (livello inferiore: quota rappresentativa del piano di posa) si rileva che con il secondo metodo si ottengono valori più conservativi rispetto a quello di GIBBS & HOLTZ.

Rilevando, a tale proposito, che in occasione di più prove, in ambito sabbioso-ghiaioso, si è pervenuti al "rifiuto" si ritiene di assumere i seguenti valori per il parametro  $D_r$ :

	LIVELLO SUPERIORE LIMOSO	LIVELLO INFERIORE GHAIOSO-SABBIOSO
$D_r$	≈ 50%,	≈ 70%,

Qualitativamente il primo è caratterizzabile come materiale "*mediamente denso*", il secondo come "*denso*".



- Angolo di resistenza al taglio

Secondo la correlazione di SCHMERTMANN (1978), esso è riconducibile al valore di  $D_r$  attraverso la seguente equazione:

$$\varphi'_{\text{picco}} = a + b * D_r$$

dove  $a$  e  $b$  sono parametri che dipendono dalla granulometria del materiale.

Nel caso specifico:

	LIVELLO SUPERIORE LIMOSO	LIVELLO INFERIORE GHAIOSO-SABBIOSO
$a - b$	28 - 0,14	38 - 0,08
$\varphi'_{\text{picco}}$	$\approx 35^\circ$	$\approx 44^\circ$

I valori ricavati sono relativi ad un angolo di resistenza al taglio di picco.

In problemi che comportino il raggiungimento di deformazioni significative (spinta passiva, capacità portante delle fondazioni), con innesco di fenomeni di rottura progressiva, la resistenza disponibile mobilitabile non è già quella che compete all'angolo di resistenza al taglio "di picco", ma a quello "a volume costante" ( $\varphi'_{\text{cv}}$ ).

Per la determinazione di  $\varphi'_{\text{cv}}$  si può fare riferimento a quanto proposto da BOLTON (1986):

$$\varphi' = \varphi'_{\text{cv}} + m * DI$$

dove  $DI$  rappresenta un coefficiente legato al valore di densità relativa del materiale ed all'ammontare della tensione efficace normale alla superficie di

rottura, mentre  $m$  è una costante empirica dipendente dalla condizione di deformazione prevalente .

Alternativamente, si può ricorrere ad un valore "ridotto" dell'angolo di resistenza al taglio ( $\varphi'_R$ ), pari a (TERZAGHI) :

$$\tan \varphi'_R = 0,67 * \tan \varphi'$$

Tale approccio risulta secondo VESIC decisamente conservativo, che propone la seguente relazione :

$$\tan \varphi'_R = [ 0,67 + D_r - 0,75 * D_r^2 ] \tan \varphi'$$

valida per  $0 < D_r \leq 67\%$  .

In sintesi, alla luce di quanto riportato :

LIVELLO SUPERIORE LIMOSO	LIVELLO INFERIORE GHAIOSO-SABBIOSO
$\varphi'_{R(cv)} \approx 30^\circ$	$\approx 38^\circ$

- Proprietà elastiche

Le proprietà elastiche di maggior significato sono riconducibili al modulo elastico  $E$  (modulo di Young) ed al coefficiente di Poisson ( $\mu$ ).

Queste grandezze, che vengono comunemente usate per valutare i cedimenti delle fondazione, sono di delicata acquisizione. Qui di seguito vengono proposti valori tratti da tabelle operative e verificati dalla consuetudine d'uso.

Va precisato che il comportamento dei terreni sabbioso-ghiaiosi risulta altamente

non lineare anche in ambito di valori relativamente modesti di sollecitazione/deformazione indotta.

In questo ambito si è fatto riferimento a valori del modulo di deformazione relativi ad un tasso di mobilitazione della resistenza di taglio pari al 25/30%.

Tale entità è infatti quella normalmente riscontrabile nelle immediate vicinanze di strutture di fondazione calcolate per garantire un coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura dell'ordine di 2,5 - 3 .

Per quanto riguarda la determinazione del modulo di Young, in assenza di prove di laboratorio si può ricorrere a correlazioni empiriche con i valori ottenuti dalle prove SPT. A tale scopo può essere utilizzata la seguente espressione, valida per terreni normalmente consolidati (JAMIOLKOWSKI et al. 1988) :

$$E_{25'} = (10,5 - 3,5 * D_r) * N_{SPT}$$

essendo  $E_{25'}$  = modulo di Young secante, cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% (in  $\text{kg cm}^{-2}$ )

Secondo D'APPOLONIA et al. (1968,1970)

$$E' = 16,2 + 0,73 * N_{SPT}$$

essendo  $E'$  = modulo di Young medio per fondazioni con coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura dell'ordine di 2,5 - 3 (in MPa) .

In ambito di terreni ghiaioso-sabbiosi, qualora  $N_{SPT} > 15$  si può applicare la seguente relazione ( in BOWLES - "Fondazioni" - Mc Graw-Hill, 1991) :

$$E_s = 0,6 * (N_{SPT} + 6) + 2 \quad [\text{MPa}]$$

Pertanto :

	LIVELLO INFERIORE GHAIOSO-SABBIOSO	
$E_{25}$	24	MPa
$E'$	38	MPa
$E_s$	24	MPa

Per quanto concerne il valore del modulo di Poisson, si potrà adottare un valore di  $\mu$  dell'ordine di 0,25 – 0,35 .

- Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo ( $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$ ) è ricavabile attraverso la relazione di JAKY (1944), valida per terreni normalconsolidati :

$$K_0 = (1 + 0,66 * \sin\varphi') * [(1 - \sin\varphi') / (1 + \sin\varphi')]$$

spesso semplificata nella forma :

$$K_0 \approx 1 - \sin \varphi'$$

Pertanto:

	LIVELLO SUPERIORE LIMOSO	LIVELLO INFERIORE GHAIOSO-SABBIOSO
$K_0$	$\approx 0,5$	$\approx 0,4$

### 2.2.5. Riepilogo dei parametri geotecnici

In sintesi, i materiali costituenti il substrato dell'area esaminata sono caratterizzati dai seguenti valori dei parametri geotecnici fondamentali :

		LIVELLO SUPERIORE LIMOSO	LIVELLO INFERIORE GHIAIOSO-SABBIOSO
Peso di volume	[KN] $\gamma$	17	19
Densità relativa	$D_r$	$\approx 50\%$	$\approx 70\%$
Angolo di resistenza al taglio di picco	$\varphi'_{picco}$	$\approx 35^\circ$	$\approx 44^\circ$
Angolo di resistenza al taglio ridotto	$\varphi'_R (cv)$	$\approx 30^\circ$	$\approx 38^\circ$
Coesione	$c'$	0,0	0,0
Modulo di Young secante	[MPa] $E_{25'}$	-	24
Coefficiente di Poisson	$\mu$	-	0,25 – 0,35
Coefficiente di spinta a riposo	$K_0$	0,5	0,4

### 3.0 CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI

E' prevista la realizzazione di fondazioni superficiali dirette a plinto collocate a differente profondità nell'ambito di uno scavo di sbancamento generale.

In particolare, il plinto, con dimensioni 2,0 x 2,0 m, verrà collocato su di una base realizzata con cls magro sul fondo di un pozzetto di alloggiamento approfondito di circa 50-100 cm rispetto al piano di riferimento circostante.

Le fondazioni riferite al piano dei locali tecnici saranno poste ad una profondità di circa 10 m rispetto al piano di campagna, ad una quota confrontabile con quella raggiunta dalla falda freatica in ambito di massima escursione piezometrica positiva.

#### 3.1. *Calcolo della capacità portante*

Con riferimento a quanto sopra è stato sviluppato il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione.

In particolare, sono state assunte le seguenti condizioni:

- *il piano di fondazione è impostato nell'ambito dell'insieme ghiaioso-sabbioso, descritto come "livello inferiore" nella caratterizzazione geotecnica esposta in precedenza*
- *il contesto tensionale è riferibile all'ambito degli "sforzi efficaci"*
- *il carico è trasmesso da una fondazione superficiale diretta a plinto quadrato con dimensione 2,0 x 2,0 m*
- *l'appoggio è posto ad una profondità di 0,50 m dalla superficie di riferimento;*

- la base della fondazione è orizzontale;
- l'eccentricità dei carichi è nulla;
- è presente una falda idrica a - 0,5 m di profondità rispetto alla più bassa quota di fondazione

Per la determinazione della capacità portante limite ( $Q_{lim}$ ) ci si è riferiti alla seguente espressione, proposta da BRINCH HANSEN (1961, 1970), che costituisce un'estensione dell'equazione di MEYERHOF (1951).

$$Q_{lim} = 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * S_{\gamma} + c' * N_c * S_c * D_c + \sigma_v * N_q * S_q * D_q$$

dove :

- $\gamma$  = peso di volume del terreno
- B = dimensione efficace della fondazione
- $N_{\gamma}$   $N_c$   $N_q$  = fattori di capacità portante, funzione di  $\phi$
- $S_{\gamma}$   $S_c$   $S_q$  = fattori di forma della fondazione
- $D_c$   $D_q$  = fattori di profondità della fondazione
- $\sigma_v$  = pressione efficace sul piano di fondazione

essendo nullo il valore della coesione, la relazione si riduce a:

$$Q_{lim} = 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * S_{\gamma} + \sigma_v * N_q * S_q * D_q$$

Il valore della pressione ammissibile sulla fondazione efficace equivalente ( $Q_{amm}$ ) deriva dall'applicazione alla capacità portante limite a rottura ( $Q_{lim}$ ) netta di un coefficiente di sicurezza pari a 3, come previsto dalla normativa in vigore.

Pertanto:

$$Q_{amm} = (Q_{lim} - \sigma_v) / 3 + \sigma_v$$

Sviluppando il calcolo, i parametri assumono i seguenti valori:

$$N_\gamma = 56,17$$

$$S_\gamma = 0,6$$

$$\sigma_v = 9,5$$

$$N_q = 48,93$$

$$S_q = 1,78$$

$$D_q = 1,06$$

$$Q_{lim} = 1516,23 \text{ Kpa}$$

e, quindi :

$$Q_{amm} = 511,74 \text{ KPa}$$

La profondità del cuneo attivo ( H ) è pari a 2,1 m.

Si rileva pertanto che la presenza della falda influenza il calcolo della capacità portante del piano di fondazione posto alla quota più bassa, ossia ad una quota di 0,5 m superiore a quello della superficie piezometrica (stima della quota raggiunta in condizione di massima escursione positiva).

Si è quindi verificata la capacità portate del piano di fondazione in tale condizione idraulica, assumendo un valore del peso di volume medio efficace del terreno sotto il piano di fondazione (  $\gamma_e$  ) ricavato con la relazione:

$$\gamma_e = (2 * H - d_w) * d_w / H^2 * \gamma_w + \gamma' / H^2 * (H - d_w)^2$$



Si ha pertanto un valore di  $\gamma_e = 14,9$  KPa ed una capacità portante limite pari a:

$$Q_{amm} = 491,11 \text{ KPa}$$

In sintesi :

In assenza di falda idrica :  $Q_{amm} = 511,74 \text{ KPa}$

In presenza di falda idrica :  $Q_{amm} = 491,11 \text{ KPa}$

In altri termini, il carico massimo trasmissibile al terreno di appoggio non deve superare i rispettivi valori riportati, affinché non si verifichino fenomeni genericamente detti "di rottura".

### 3.2. *Determinazione dell'entità dei cedimenti*

L'applicazione di un carico induce, di norma, un cedimento fondazionale la cui definizione precisa è ardua.

Da tutte le analisi riportate in letteratura emerge uno stato dell'arte poco soddisfacente, poichè i vari metodi portano a risultati fortemente dispersi, che, in generale, più che fornire una stima attendibile dei cedimenti possono servire solo ad accertare se il problema esiste (LANCELLOTTA, 1993).

Tra i vari metodi è ritenuto particolarmente significativo quello di BURLAND e BURBIDGE (1983), che è basato su di un'analisi statistica di centinaia di casi

reali.

Secondo tali Autori l'espressione per il calcolo dell'entità del cedimento è la seguente:

$$S = f_s * f_h * f_t * (\sigma_v * B^{0,7} * I_c / 3 + (Q - \sigma_v) * B^{0,7} * I_c)$$

dove:

S	=	cedimento della fondazione [mm]
$f_s f_h f_t$	=	fattori correttivi di forma, spessore e tempo
$\sigma_v$	=	pressione efficace sul piano di fondazione [kPa]
B	=	larghezza della fondazione [m]
$I_c$	=	indice di compressibilità del sottofondo
Q	=	carico verticale applicato

Alla stima così effettuata va associata una probabilità del 50% che il cedimento effettivo possa essere superiore a quello calcolato.

Nel caso specifico si è verificato, come esempio, il cedimento indotto dalla fondazione a plinto quadrato con dimensioni 2,0 x 2,0 m sia in termini di cedimento immediato [ $S_0$ ] che cumulato nell'arco di 30 anni [ $S_{30}$ ].

Applicando al piano d'appoggio i valori di  $Q_{amm}$  calcolati per la fondazione-tipo, si ottengono i seguenti valori :

	$S_0$	$S_{30}$
Plinto 2,0 x 2,0 m	≈ 10	≈ 15 mm

E' necessario sottolineare che i risultati devono essere valutati con una giusta

cautela, derivante dai limiti del metodo e dall'incertezza dei dati disponibili.

Si deve inoltre considerare che il carico applicato alle fondazioni sarà inferiore a quello ammissibile, ammontando indicativamente a 300 kPa. Di conseguenza, anche l'entità dei cedimenti indotti risulterà inferiore rispetto a quella sopra indicata.

Secondo SKEMPTON & al. (1965) e RICCERI & al. (1985), nell'ambito di strutture ordinarie in c.a. fondate su plinti che interessano terreni non coesivi non si ha comparsa di lesioni nelle strutture di tamponamento finchè  $\beta \leq 1/300$  ( $\beta$  = rotazione relativa), e per produrre danni alle strutture portanti in calcestruzzo occorre arrivare a valori di  $\beta = 1/150$ .

Cautelativamente, POLSHIN et al. (1957) propongono valori di  $\beta \leq 1/500$  per strutture a telaio in c.a. con tamponature.

Utilizzando le correlazioni di GRANT et al., il massimo cedimento ammissibile ( $S_{max}$ ) per plinti isolati su terreni non coesivi è legato a  $\beta$  dall'espressione:

$$S_{max} \text{ [mm]} = 15000 \times \beta$$

Quindi, con  $\beta = 1/500$  si ha  $S_{max} = 30$  mm.

Nel caso specifico, sia il cedimento immediato che quello differito sono molto inferiori al valore limite di 30 mm.

Si rileva quindi che l'entità dei cedimenti indotti dalla fondazione-tipo assunta come esempio è compatibile con le strutture in elevazione.

#### 4.0 PRESCRIZIONI OPERATIVE

Sono riportate alcune prescrizioni di carattere generale, volte soprattutto a tutelare le condizioni di stabilità locale sia in fase esecutiva che dopo la realizzazione dell'intervento.

- Non dovranno essere realizzati fronti di scavo con angolo di scarpa superiore a  $30^\circ$  (per sbancamenti, fondazioni, posa di condutture, ecc.) in assenza di sostegni adeguati, anche di tipo provvisorio.
- Lo sbancamento per il posizionamento di eventuali muri controterra dovrà avvenire per tratti successivi, alternando lo scavo alla realizzazione di un concio del muro stesso.
- I muri dovranno essere forniti di un sistema di drenaggio efficiente: si sottolinea l'importanza di un efficace sistema di smaltimento delle acque di percolazione, poichè l'instaurarsi di condizioni idrauliche anomale alle spalle di un muro può determinare un incremento di spinta dell'ordine del 30-40 % e, come effetto a scala più ampia, introduce un fattore di instabilità nei confronti del settore in cui è inserita l'opera.
- Le acque di ruscellamento diffuso e quelle raccolte artificialmente (dai pluviali e "acque bianche" in genere) dovranno essere convogliate e smaltite nel modo più opportuno, evitando in modo assoluto la dispersione non controllata.
- Eventuali riporti dovranno essere realizzati in modo da garantirne la stabilità, con particolare riferimento per l'inclinazione del paramento, che dovrà essere definita in funzione del tipo di materiale e dell'altezza. Qualora di volume significativo, essi dovranno essere dimensionati con l'ausilio di verifiche analitiche di stabilità.



**INDAGINE GEOGNOSTICA**

**PIAZZA DELLA REPUBBLICA N°13 VIA BERNARDINO LANINO 3/B**

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA**

**REDATTO DA:**

**Dott. Colla M.**

**Giugno 2010**



**REVISIONI: 00**

**Via Piave 26,  
12037 SALUZZO (CN)**

**Tel/Fax 0175211047  
info@somiter.eu**

## INDICE

INTRODUZIONE .....	1
INDAGINE GEOGNOSTICA .....	2
PROVE S.P.T. IN FORO .....	4
PIEZOMETRO A TUBO APERTO .....	7
STRATIGRAFIE DEI SONDAGGI.....	9
FOTOGRAFIE DELLE CASSETTE CATALOGATRICI.....	10
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA .....	16

## **INTRODUZIONE**

Nella presente relazione sono illustrati i risultati dell'indagine geognostica, condotta dalla SOMITER s.r.l. di Saluzzo, su incarico di Polithema S.r.l. di Torino eseguita in Torino in Piazza della Repubblica al civico n° 13 ed in Via Bernardino Lanino al civico n° 3/b

Tale indagine è stata eseguita allo scopo di ricostruire in dettaglio la situazione geologica dei siti interessati dalla progettazione di una nuova struttura abitativa.

Per la ricostruzione litostratigrafica di dettaglio delle aree in oggetto sono stato realizzati n°2 sondaggi meccanici a carotaggio continuo spinti a profondità di 21 m il sondaggio S.1 e 24 m il sondaggio S.2.

Durante la perforazione dei carotaggi, sono state eseguite n° 14 prove SPT (Standard Penetration Test) per ciascuno dei sondaggi eseguiti:

Il sondaggio S.2 è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto.

Nelle pagine seguenti, dopo una breve descrizione delle tecniche utilizzate, sono riportati i risultati dell'indagine.

## **INDAGINE GEOGNOSTICA**

La campagna di indagini geognostiche in oggetto a questa relazione illustrativa è stata eseguita mediante la perforazione di sondaggi meccanici a carotaggio continuo eseguiti con la sonda perforatrice Casagrande C4.

L'indagine geognostica eseguita è stata così suddivisa:

- esecuzione di un sondaggio geognostico denominato S.1 spinto fino alla profondità di 21 m da piano campagna, durante l'esecuzione del sondaggio sono state eseguite n° 7 prove Spt (alle profondità di -3,00 -6,00 -10,50 -12,00 -15,00 -18,00 -21,00 m da piano campagna),
- esecuzione di un sondaggio geognostico denominato S.2 spinto fino alla profondità di 24 m da piano campagna, durante l'esecuzione del sondaggio sono state eseguite n° 7 prove Spt (alle profondità di -3,00 -6,00 -9,00 -12,00 -15,00 -18,00 -24,00 m da piano campagna il perforo è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto.

La perforazione è stata condotta a rotazione a carotaggio continuo utilizzando carotieri semplici Ø 101 mm con corone, a prismetti in widia, effettuando un avanzamento "a secco" in modo da garantire una percentuale di materiale estratto uguale al corrispondente volume di materiale in posto.

Tale sistema di avanzamento ha permesso di recuperare sia le frazioni fini che quelle grossolane con una percentuale di recupero media del 90% del materiale attraversato.

Il materiale estratto nel corso della perforazione è stato posto in apposite cassette catalogatrici adatte a contenere cinque carote da un metro ciascuna.



Si è reso necessario durante la perforazione sostenere le pareti del perforo con tubi di rivestimento provvisori in metallo (diametro  $\varnothing$  127 mm), onde evitare fenomeni di franamento, impiegando acqua come fluido di circolazione con il metodo a circolazione diretta, con funzione di raffreddamento dell'utensile di perforazione (scarpa) e di trasporto dei detriti di perforazione in superficie.

Il fluido di perforazione è stato immesso in foro a pressioni variabili tramite una pompa volumetrica a monovite tipo Bellin 530 L.

Per i sondaggi effettuati sono state redatte le stratigrafie (allegata alla presente relazione), nelle quali viene riportata una descrizione dettagliata del terreno indagato.

## **PROVE S.P.T. IN FORO**

Nel corso della perforazione dei sondaggi S.1 ed S.2 sono state complessivamente eseguite n° 14 prove S.P.T. (Standard Penetration Test) a quote, impiegando il campionatore tipo Raymond utilizzando la punta chiusa in funzione delle caratteristiche grossolane dei terreni attraversati.

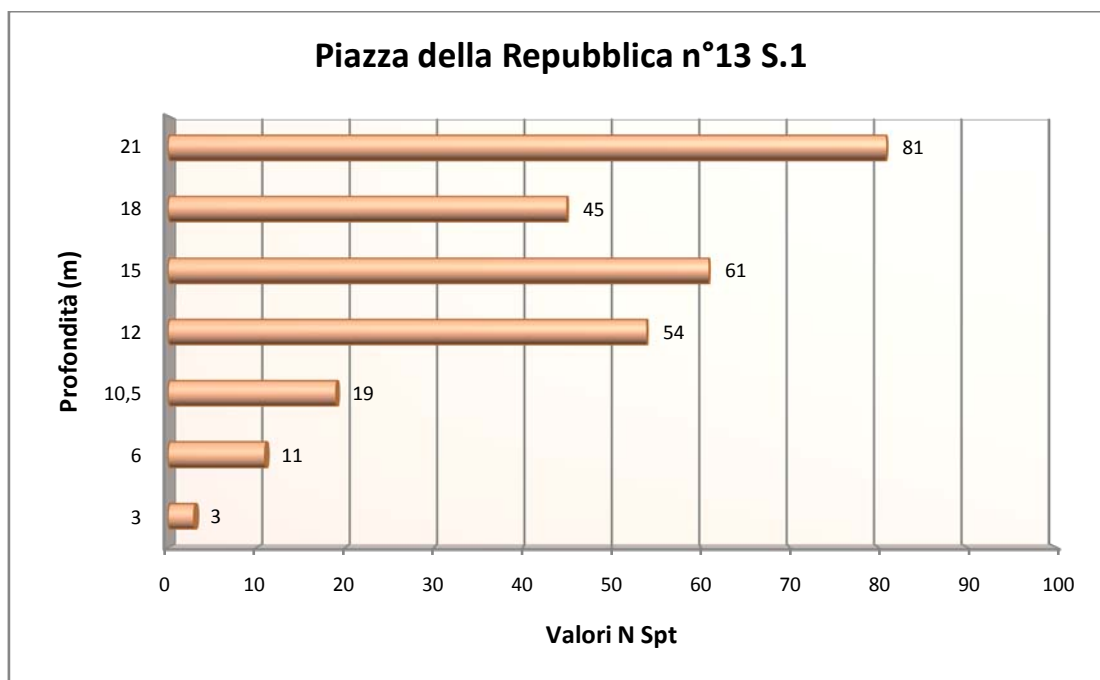
Per l'esecuzione delle prove S.P.T. è stata impiegata un'attrezzatura con caratteristiche conformi alle norme ASTM 1586/67 "Penetration test and split barrel sampling of soils".

Durante l'esecuzione delle prove sono stati contati i colpi del maglio  $N_{SPT}$  necessari ad infiggere il campionatore di tre tratti consecutivi da 15 cm, considerando come valore di  $N_{SPT}$  la somma degli ultimi due tratti.

Nelle pagine seguenti vengono riportati le tabelle ed i grafici relativi alle prove eseguite in cantiere.

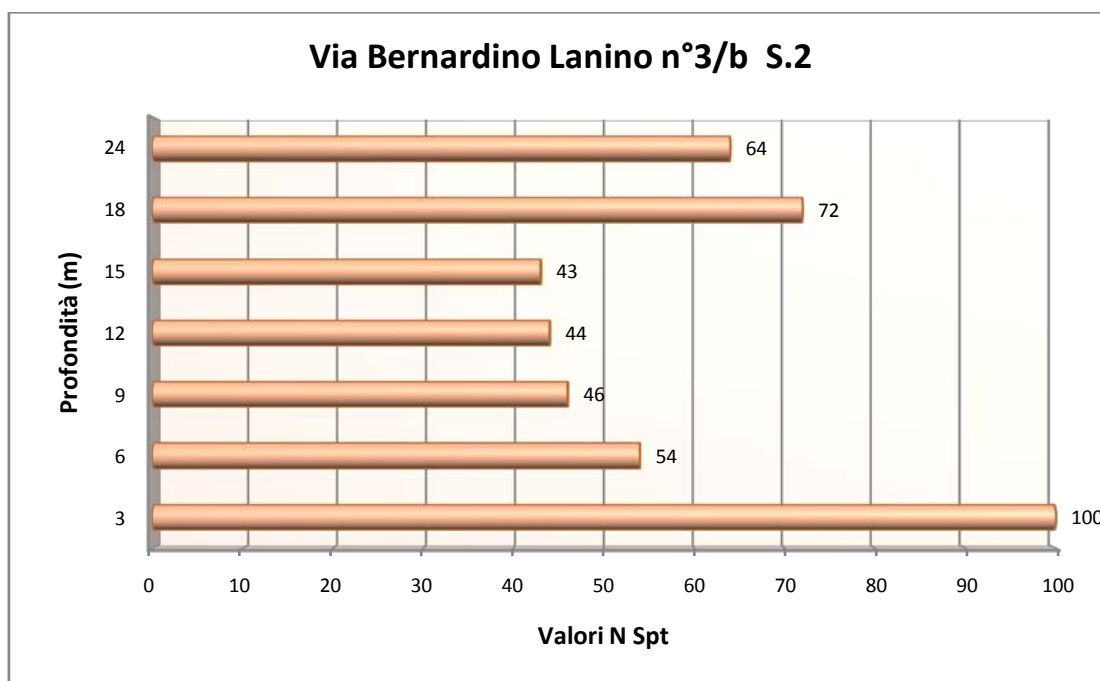
Sondaggio n°1

Profondità (m)	(n° colpi)	N <sub>Spt</sub>
3,00	2-3-3	6
6,00	4-5-6	11
10,50	14-10-9	19
12,00	10-24-30	54
15,00	12-27-34	61
18,00	10-15-30	45
21,00	25-40-41	81



### Sondaggio n°2

Profondità (m)	(n° colpi)	N <sub>Spt</sub>
3,00	R (12 cm)	Rifiuto
6,00	20-24-30	54
9,00	27-21-25	46
12,00	30-23-21	44
15,00	27-20-23	43
18,00	17-46-26	72
24,00	29-30-34	64



## **PIEZOMETRO A TUBO APERTO**

Il sondaggio S.2, è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto.

Tale strumentazione è composta da una colonna di tubi in PVC rigido, fessurata per la parte in falda e cieca per il rimanente tratto; le caratteristiche del piezometro installato nel caso in esame sono le seguenti:

<b>Piezometro sondaggio S.2 profondità (24 m)</b>	
<b><u>Diametro</u></b>	Ø 2"
<b>Tratto cieco</b>	Da -0,00 m a -9,00 m;
<b>Tratto fessurato</b>	Da - 9,00 m a fondo foro
<b>Dreno in ghiaietto</b>	Da - 9,00 m a fondo foro
<b>Cemento</b>	Da - 0,00 m a - 1,00 m

Una volta raggiunta la quota stabilita e aver eseguito la pulizia del foro, si è potuto inserire la colonna in pvc fino a fondo foro; quindi si è proceduto all'immissione, nell'intercapedine colonna - tubazione di rivestimento, di materiale granulare (sabbia, sabbia - ghiaietto) in modo da realizzare un filtro poroso attorno al tratto di colonna fenestrato.

Tale operazione è stata eseguita ritirando la tubazione provvisoria mano a mano che si è proceduto con l'immissione dall'alto del materiale filtrante, controllandone la quota con idonei sistemi di misura (cordelle metriche, etc.).

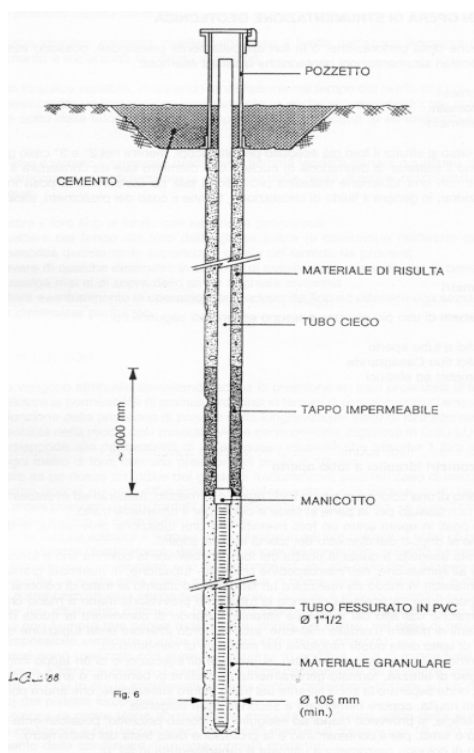
Al termine della formazione del filtro, si è proceduto all'esecuzione di un tappo impermeabile, onde separare la zona filtrante dal tratto di foro superficiale successivamente cementato.

In superficie, si è provveduto quindi ad eseguire un idoneo pozzetto per il contenimento e la protezione della testa del piezometro.

Al termine delle operazioni di sondaggio non è stato possibile effettuare la misura del livello di eventuale soggiacenza, dato che durante le operazioni di esecuzione del sondaggio è stata utilizzata acqua per la posa del rivestimento dello stesso.

La misura della soggiacenza è stata rilevata a -6,57 m da piano campagna in data 14/06/2010

Viene di seguito mostrata una schematizzazione generale del piezometro a tubo aperto.



**Schema di Piezometro a tubo aperto secondo le specifiche ANISIG.**



## **STRATIGRAFIE DEI SONDAGGI**



Committente: POLITHEMA S.R.L.  
 Cantiere: Torino  
 Sito indagine: Piazza della Repubblica 13  
 Attrezzatura: Casagrande C4

Sondaggio S. 1  
 Foglio 1

Operatore  
 Sig. Dall'Erta F.

Via Piave 26, 12037 SALUZZO (CN)  
 Tel/Fax 0175211047  
 info@somiter.eu

Data inizio 03/06/2010      Data ultimazione 03/06/2010  
 Note:

Responsabile cantiere  
 Dott. Colla M.

Scala 1:100	Stratigrafia	Potenza	Quota	Descrizione	Cassetta	S.P.T.	Perforazione	Rivestimento	Piezometro T A	Falda		
1		5.50		Ripporto sabbioso limoso inconsistente con qualche ciottolo di colore marrone	1	3.00						
2							3.45					
3												
4												
5												
6		0.50	-5.50	Resti di muratura in matrice limosa	2	6.00						
7		1.30	-6.00	Ripporto limoso sabbioso di colore rossiccio, con resti di laterizi e qualche ciottolo		6.45						
8		1.10	-7.30	Ripporto sabbioso di colore bruno con resti di laterizi								
9		5.90	-8.40	Ghiaia eterogenea ed eterometrica (Ø 3-7 cm) di natura poligenica fortemente alterata con i clasti quasi completamente sfatti di colore biancastro, in matrice sabbioso limosa	3	10.50						
10							10.95					
11							12.00					
12							12.45					
13												
14			-14.30	Sabbia medio grossolana, limosa di colore nocciola	4	15.00						
15		1.70				15.45						
16			-16.00									
17		5.00		Sabbia sciolta di colore marrone con ciottoli eterogenei (Ø 1-3 cm)	5	18.00						
18							18.45					
19												
20												
21			-21.00									





Committente: POLITHEMA S.R.L.  
 Cantiere: Torino  
 Sito indagine: Via B. Lanino 3/b  
 Attrezzatura: Casagrande C4

Sondaggio

Foglio

S. 2

1

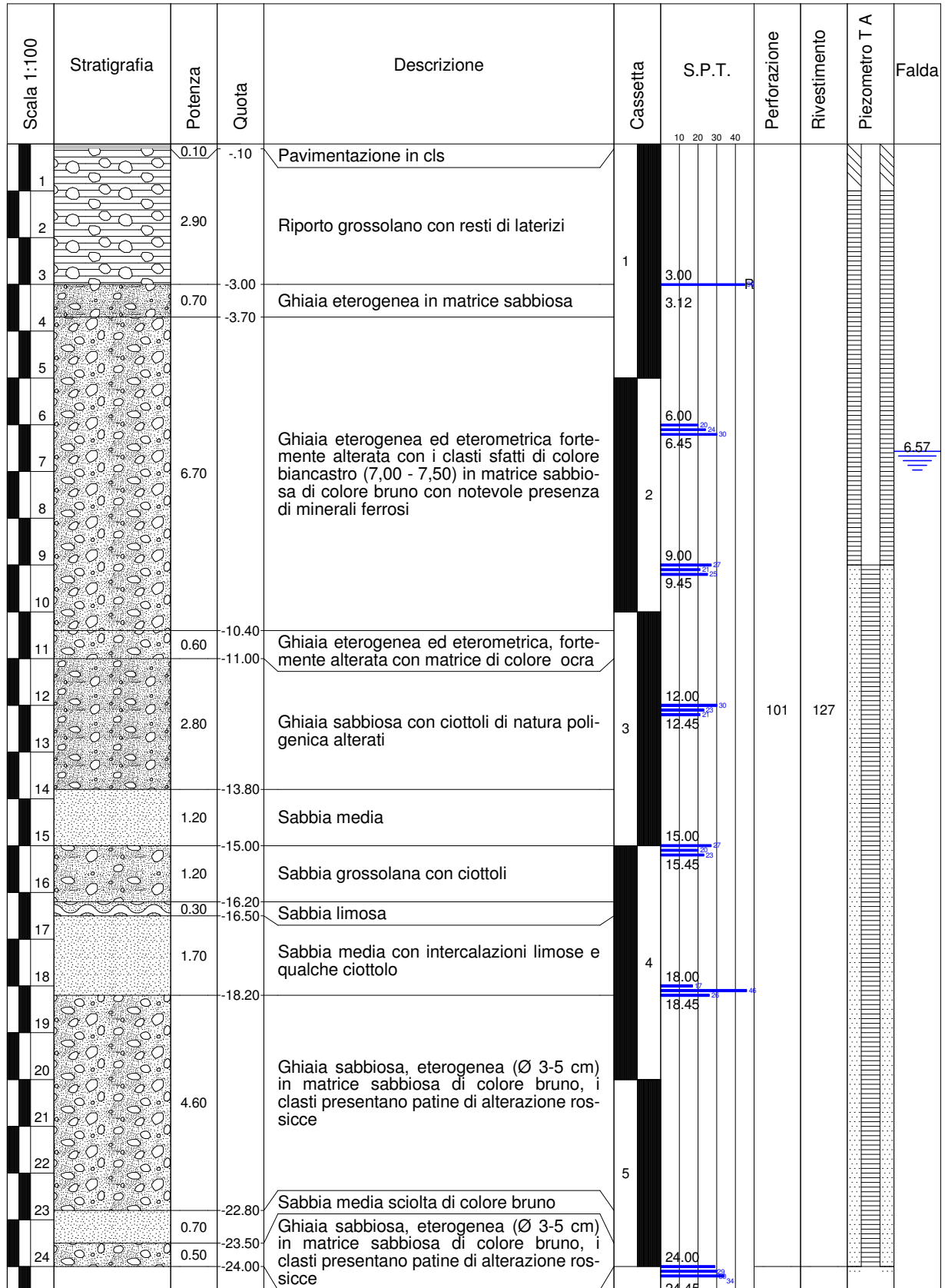
Operatore  
 Sig. Dall'Erta F.

Via Piave 26, 12037 SALUZZO (CN)  
 Tel/Fax 0175211047  
 info@somiter.eu

Data inizio: 04/06/2010      Data ultimazione: 04/06/2010  
 Note:

Responsabile cantiere

Dott. Colla M.



**FOTOGRAFIE DELLE CASSETTE CATALOGATRICI**

Sondaggio S. 1

**S.1 Prof. 0,00 m – 5,00 m**



**S.1 Prof. 5,00 m – 10,00 m**



**S.1 Prof. 10,00 m – 15,00 m**



**S.1 Prof. 15,00 m – 20,00 m**



**S.1 Prof. 20,00 m – 21,00 m**



Sondaggio S. 2  
S.2 Prof. 0,00 m – 5,00 m



S.2 Prof. 5,00 m – 10,00 m



**S.2 Prof. 10,00 m – 15,00 m**



**S.2 Prof. 15,00 m – 20,00 m**



**S.2 Prof. 20,00 m – 24,00 m**



**DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



**Sonda perforatrice Casagrande C4 Postazione S.1**





**Sonda perforatrice Casagrande C4 Postazione S.2**



**Somiter S.r.l.** Via Piave, 26 - 12037 Saluzzo (CN) - Italy  
Tel. e Fax +39 - 0175 211047 - [www.somiter.eu](http://www.somiter.eu) - [info@somiter.eu](mailto:info@somiter.eu)  
C.F. e P.IVA 03311880045 - R.E.A. CN280337

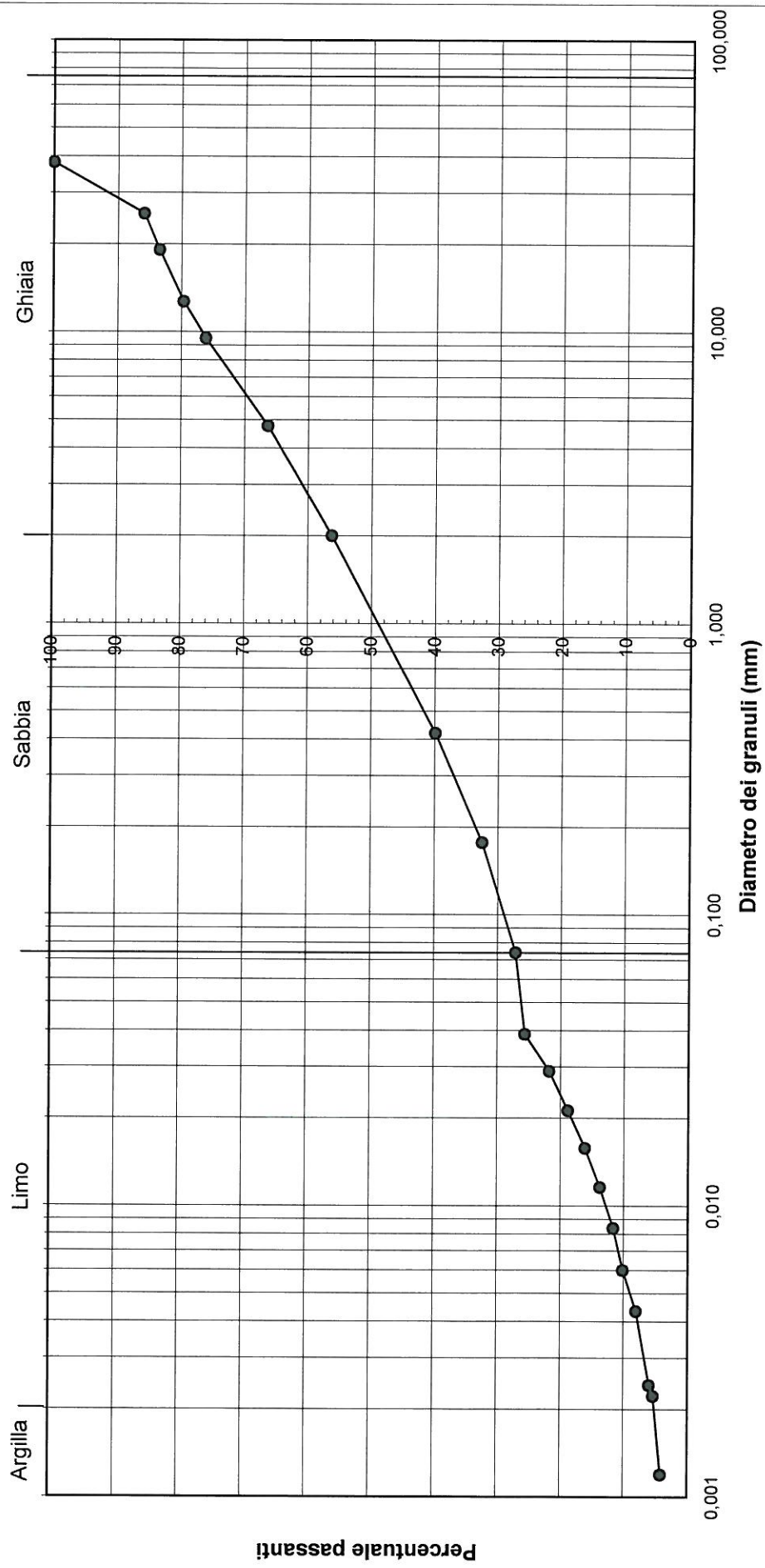
<b>TISSONI Dott. Alberto</b>		<b>LABORATORIO GEOTECNICO</b>			
<b>10126 Torino</b>		<b>ANALISI GRANULOMETRICA PER VAGLIATURA</b>			
<b>Via Canova 36 - Tel. 011-69667.18</b>					
<b>Committente</b>	Polithema s.r.l.				
<b>Località</b>	Torino - P.zza della Repubblica, 13				
<b>N° sond.</b>	1	<b>N° camp.</b>	1	<b>N° prova</b>	1
<b>Data Prelievo</b>	19-lug-10	<b>Prof. m</b>	6,80 - 7,00	<b>Data prova</b>	20-lug-10
<b>Operatore:</b>	Dott. BENNA Alberto		<b>Terreno analizzato totale (g)</b>		<b>427,00</b>
<b>Setaccio ASTM</b>	<b>Apertura maglie</b>	<b>Parziali trattenuti</b>	<b>Parziali trattenuti</b>	<b>Totali trattenuti</b>	<b>Totali passanti</b>
<i>n°</i>	<i>mm</i>	<i>g</i>	<i>%</i>	<i>%</i>	<i>%</i>
4"	101,60	0,00	0,00	0,00	100,00
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1" ½	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	60,13	14,08	14,08	85,92
¾"	19,10	10,56	2,47	16,56	83,44
½"	12,70	16,01	3,75	20,30	79,70
3/8"	9,52	15,09	3,53	23,84	76,16
4	4,76	41,79	9,79	33,63	66,37
10	2,00	43,11	10,10	43,72	56,28
40	0,42	69,85	16,36	60,08	39,92
80	0,18	31,60	7,40	67,48	32,52
200	0,07	22,73	5,32	72,80	27,20
<i>Fondo</i>	=	116,13	27,20	100,00	0,00
<b>Percentuali</b>	<b>Ghiaia</b>	<b>43,72%</b>			<b>Wnat (%)</b>
	<b>Sabbia</b>	<b>29,08%</b>			
	<b>Limo</b>	<b>22,15%</b>			
	<b>Argilla</b>	<b>5,05%</b>			

TISSONI Dr. Alberto  
*A. Benna*

<b>TISSONI Dott. Alberto</b>		<b>LABORATORIO GEOTECNICO</b>				
10126 Torino		<b>ANALISI GRANULOMETRICA PER SEDIMENTAZIONE</b>				
Via Canova 36 - Tel. 011-69667.18						
Committente	Polithema s.r.l.					
Località	Torino - P.zza della Repubblica, 13					
N° sond.	1	N° camp.	1		N° prova	2
Data prelievo	19-lug-10	Prof. m	6,80 - 7,00		Data prova	21-lug-10
Operatore:	Dott. BENNA			Terreno analizzato (g)	45,08	
Densità (gr/cm <sup>3</sup> )		2,70		% passante setaccio n° 200	27,20	
Temperatura media (C°)		27,12		Dispersivo	(NaPO <sub>3</sub> ) <sub>6</sub> +Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	
Viscosità (v, in poises)		0,008550		Cilindro n°	1	
K = f(Tm, Ps, v)		0,012400		Areometro tipo	152h	
Correzione menisco		1,5		Correzione temperatura	2,000	
Correzione zero areometrico		0,0		Correzione fattore a	0,99	
LETTURA	TEMPI	LETTURA	LETTURA CORRETTA	DIAMETRI	PASSANTI	PASSANTI
n°	(min)	areometro	areometro	(mm)	%	cumulativi (%)
1	1	41,0	43,0	0,0388	94,43	25,68
2	2	34,5	36,5	0,0289	80,16	21,80
3	4	29,5	31,5	0,0212	69,18	18,81
4	8	25,0	27,0	0,0158	59,29	16,13
5	15	21,0	23,0	0,0116	50,51	13,74
6	30	17,5	19,5	0,0084	42,82	11,65
7	60	15,0	17,0	0,0060	37,33	10,15
8	120	11,5	13,5	0,0043	29,65	8,06
9	400	8,0	10,0	0,0024	21,96	5,97
10	480	7,0	9,0	0,0022	19,76	5,38
11	1695	5,0	7,0	0,0012	15,37	4,18

TISSONI Dr. Alberto  
*et. Polithema*

**ANALISI GRANULOMETRICA**  
**(vagliatura meccanica + sedimentazione)**



GIUSSONI Dr. Alberto  
*Dr. Alberto Giussoni*

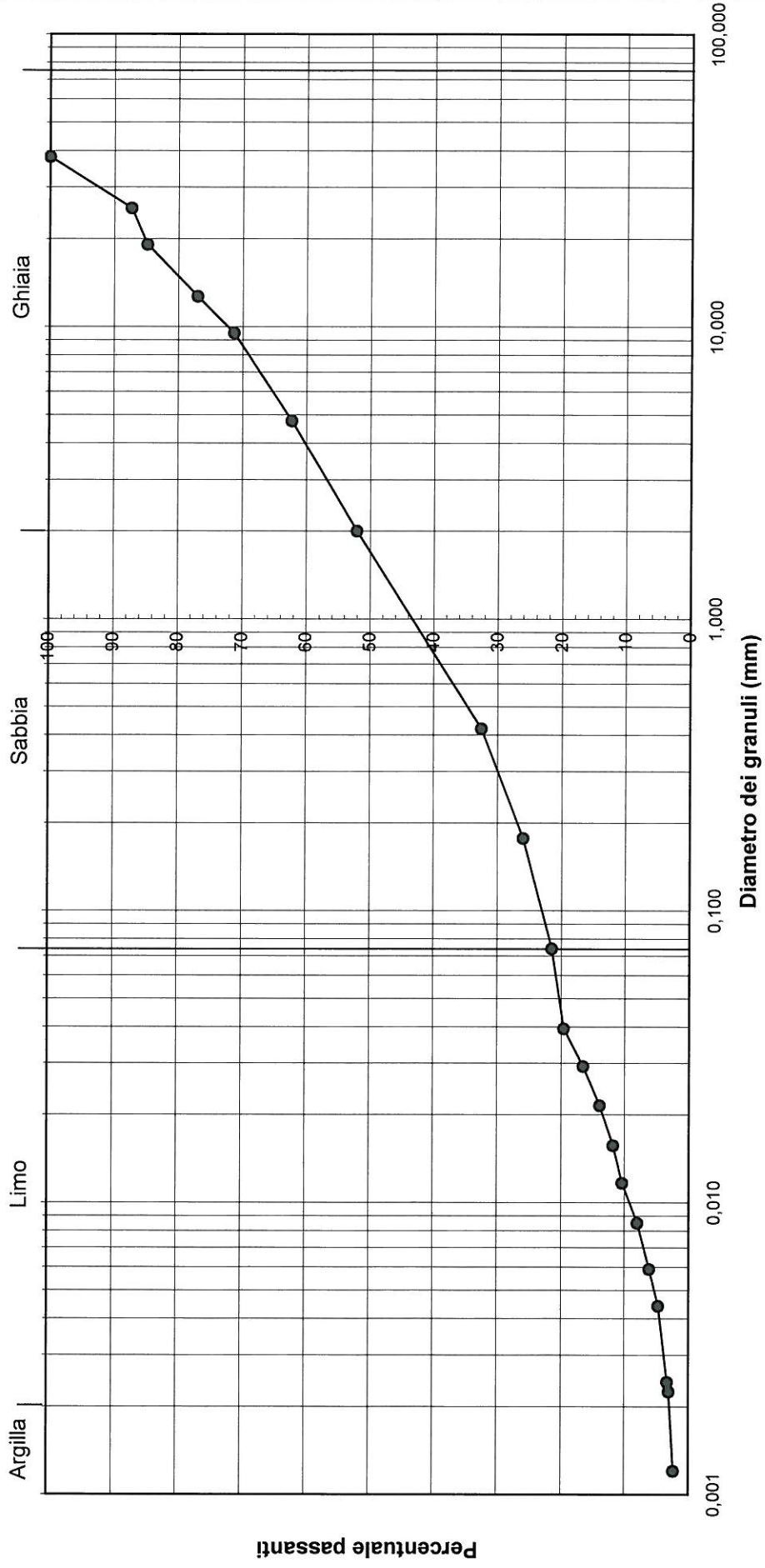
<b>TISSONI Dott. Alberto</b>		<b>LABORATORIO GEOTECNICO</b>			
10126 Torino		<b>ANALISI GRANULOMETRICA PER VAGLIATURA</b>			
Via Canova 36 - Tel. 011-69667.18					
Committente	Polithema s.r.l.				
Località	Torino - Via Lanino, 3				
N° sond.	2	N° camp.	1	N° prova	3
Data Prelievo	19-lug-10	Prof. m	4,20 - 4,50	Data prova	20-lug-10
Operatore:	Dott. BENNA Alberto		Terreno analizzato totale (g)		<b>562,00</b>
<b>Setaccio ASTM</b>	<b>Apertura maglie</b>	<b>Parziali trattenuti</b>	<b>Parziali trattenuti</b>	<b>Totali trattenuti</b>	<b>Totali passanti</b>
<i>n°</i>	<i>mm</i>	<i>g</i>	<i>%</i>	<i>%</i>	<i>%</i>
4"	101,60	0,00	0,00	0,00	100,00
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1" ½	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	71,30	12,69	12,69	87,31
¾"	19,10	13,78	2,45	15,14	84,86
½"	12,70	43,78	7,79	22,93	77,07
3/8"	9,52	32,09	5,71	28,64	71,36
4	4,76	50,64	9,01	37,65	62,35
10	2,00	57,55	10,24	47,89	52,11
40	0,42	109,92	19,56	67,45	32,55
80	0,18	36,81	6,55	74,00	26,00
200	0,07	25,13	4,47	78,47	21,53
Fondo	=	121,00	21,53	100,00	0,00
<b>Percentuali</b>	<b>Ghiaia</b>	<b>47,89%</b>			<b>Wnat (%)</b>
	<b>Sabbia</b>	<b>30,58%</b>			
	<b>Limo</b>	<b>18,69%</b>			
	<b>Argilla</b>	<b>2,84%</b>			

TISSONI Dr. Alberto  
*A. Vittorini*

<b>TISSONI Dott. Alberto</b>		<b>LABORATORIO GEOTECNICO</b>				
10126 Torino		<b>ANALISI GRANULOMETRICA PER SEDIMENTAZIONE</b>				
Via Canova 36 - Tel. 011-69667.18						
Committente	Polithema s.r.l.					
Località	Torino - Via Lanino, 3					
N° sond.	2	N° camp.	1	N° prova	4	
Data prelievo	19-lug-10	Prof. m	4,20 - 4,50	Data prova	21-lug-10	
Operatore:	Dott. BENNA	Terreno analizzato (g)			45,12	
Densità (gr/cm <sup>3</sup> )	2,70	% passante setaccio n° 200			21,53	
Temperatura media (C°)	27,12	Dispersivo			(NaPO <sub>3</sub> ) <sub>6</sub> +Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	
Viscosità (v, in poises)	0,008550	Cilindro n°			2	
K = f(Tm, Ps, v)	0,012400	Areometro tipo			152h	
Correzione menisco	1,5	Correzione temperatura			2,000	
Correzione zero areometrico	0,0	Correzione fattore a			0,99	
LETTURA	TEMPI	LETTURA	LETTURA CORRETTA	DIAMETRI	PASSANTI	PASSANTI
n°	(min)	areometro	areometro	(mm)	%	cumulativi (%)
1	1	39,5	41,5	0,0394	91,06	19,60
2	2	33,0	35,0	0,0293	76,80	16,53
3	4	27,5	29,5	0,0215	64,73	13,94
4	8	23,0	25,0	0,0157	54,85	11,81
5	15	20,0	22,0	0,0117	48,27	10,39
6	30	15,0	17,0	0,0085	37,30	8,03
7	65	11,0	13,0	0,0059	28,52	6,14
8	120	8,0	10,0	0,0044	21,94	4,72
9	410	5,0	7,0	0,0024	15,36	3,31
10	480	4,5	6,5	0,0022	14,26	3,07
11	1705	3,0	5,0	0,0012	10,97	2,36

TISSONI Dr. Alberto  
*et. V. I. Flaw.*

**ANALISI GRANULOMETRICA**  
**(vagliatura meccanica + sedimentazione)**



TISSONI Dr. Alberto  
*Dr. T. T. T.*



**Comune di Torino**

**POLITHEMA S.r.l.**

**Intervento edificatorio in Via Lanino 3, Torino**



**Indagine MASW finalizzata alla determinazione del  
parametro Vs30 per la classificazione sismica dei suoli**

## **Relazione Tecnica**

Relazione n.: 1265/2010  
Redatto da: Dott. Ing. Fabrizio Fantini  
Controllato da: Dott. Geol. Mario Naldi  
Data: Maggio 2010  
Revisione: 0

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>STRUMENTAZIONE UTILIZZATA.....</b>	<b>1</b>
<b>3</b>	<b>UBICAZIONE INDAGINI E ACQUISIZIONE DATI.....</b>	<b>1</b>
<b>4</b>	<b>ELABORAZIONE DATI .....</b>	<b>2</b>
<b>5</b>	<b>RISULTATI DELLE PROVE MASW.....</b>	<b>2</b>
5.1	DEFINIZIONE DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	2
5.2	PROFILO DI VELOCITA' E VALUTAZIONE DEL PARAMETRO $V_{s30}$ .....	4
<b>6</b>	<b>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....</b>	<b>4</b>

**In allegato:**

Appendice A           Cenni sulla metodologia MASW

**Figure:**

Figura 1               Ubicazione indagini geofisiche

Figure 2 ÷ 5           Risultati indagini MASW

Figura 6               Documentazione fotografica



## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra e descrive l'indagine geofisica di tipo sismico (MASW – Multichannel Analysis of Surface Waves), realizzata in Via Lanino 3, a Torino.

Scopo dell'indagine è definire il parametro  $V_{s30}$  per la classificazione sismica dei suoli (in accordo all'OPCM 3274 e successivi aggiornamenti).

Il piano di indagini ha previsto la realizzazione di una prova MASW. In quanto segue si illustrano ed analizzano i risultati ottenuti.

## 2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione dei dati sismici è stata realizzata con un sismografo a 24 canali dotato di un convertitore analogico/digitale a 24 bit (unità Daq Link II, Seismic Source Ltd.). Lo strumento è fornito di una connessione di rete standard 10/100 (base RJ45) per la comunicazione con un computer portatile su cui è installato un apposito programma (VibraScope® v.2.2.87) che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati (Weihai Sunfull) possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5 Hz con distorsione inferiore allo 0.2%.

L'energizzazione si è ottenuta con massa battente da 8 Kg su piastra metallica. Per l'innesco (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.

## 3 UBICAZIONE INDAGINI E ACQUISIZIONE DATI

L'indagine MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è stata effettuata realizzando uno stendimento lineare di 34.5 m di lunghezza, con 24 geofoni a 4.5 Hz equispaziati di 1.5 m (l'ubicazione è riportata in Figura 1).

Per l'acquisizione dei dati sono state effettuate sette basi di energizzazione; i punti di battuta sono stati generati all'estremità dello stendimento ad una distanza massima di 10.5 metri dal primo geofono. Per ogni punto di energizzazione sono stati generati almeno 3 impulsi sismici.

Cenni relativi alla metodologia di indagine sono riportati in Appendice A.



## 4 ELABORAZIONE DATI

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software Surfseis V. 2.05 (Kansas University, USA), che analizza la curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh. L'inversione numerica della curva, secondo un processo iterativo ai minimi quadrati, consente di ottenere un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo.

## 5 RISULTATI DELLE PROVE MASW

### 5.1 DEFINIZIONE DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Secondo la normativa sismica vigente (D.M. 14/01/2008), il Comune di Torino ricade in zona 4 (Tabella 1).

CODICE ISTAT	NOME DEL COMUNE	ZONA SISMICA OPCM 3274/2003
1001272	Torino	4

Tabella 1 - Classificazione sismica del Comune di Torino (classificazione sismica dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274/03, aggiornato con le comunicazioni delle regioni 2006)

La medesima normativa individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna ( $V_{S30}$ ) e viene calcolato con la seguente formula:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

Nella Tabella 2, riportata nella pagina seguente, si presenta la classificazione sismica prevista dal suddetto Decreto Ministeriale.

Suolo	Descrizione geotecnica	Vs <sub>30</sub> (m/s)
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	>800
<b>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).	360÷800
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).	180÷360
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).	<180
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).	-
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs,30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu,30 < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	<100
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.	-

Tabella 2: Classificazione del tipo di suolo secondo la nuova normativa sismica italiana O.P.C.M. n. 3431/2005  
(le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni).



## 5.2 PROFILO DI VELOCITA' E VALUTAZIONE DEL PARAMETRO $V_{s30}$

Come illustrato nelle Figure 2 ÷ 5, il valore di  $V_{s30}$  ottenuto con la prova MASW è pari a 350 m/s. Tale parametro è stato ottenuto considerando i primi 30 m di suolo.

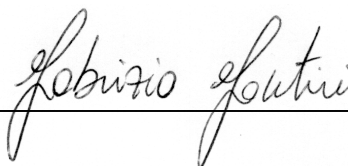
Come indicato nella precedente tabella 2, il valore rilevato rientra nella classe di suolo "C".

Se si ipotizza la realizzazione di uno scavo per la posa delle fondazione, asportando in questo modo i primi livelli di suolo di qualità scadente, è possibile osservare un sostanziale miglioramento delle proprietà sismiche del suolo. In Figura 4 si riporta graficamente l'andamento del parametro  $V_{s30}$  al variare del piano di posa delle fondazioni (da 0 a -5 m dal piano campagna): si evidenzia come all'aumento della profondità del piano di posa delle fondazioni corrisponda un aumento circa lineare del parametro  $V_{s30}$ . In particolare, a partire da -1 m dal p. c. la classe di suolo risulta essere "B", e, considerando i materiali compresi tra -5 e -35 m dal p. c., si ottiene un valore di  $V_{s30}$  pari a 477 m/s

## 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

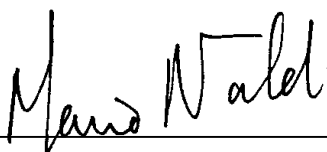
I risultati della prova sismica realizzata in Via Lanino 3 a Torino, in un'area oggetto di futura edificazione, hanno evidenziato un suolo di categoria sismica "C", con valore di  $V_{s30}$  pari a 350 m/s. Si è osservato, al tempo stesso, come un aumento della profondità del piano di posa delle fondazioni comporta un sostanziale miglioramento delle proprietà sismiche del suolo. Se si considerano i materiali compresi tra -5 m e -35 m dal p. c. si ottiene un valore di  $V_{s30}$  pari a 477 m/s, corrispondente alla classe di suolo "B".

Relazione redatta da:  
Dott. Ing. Fabrizio Fantini



---

Controllata da:  
Dott. Geol. Mario Naldi



---



# APPENDICE A

## Cenni sulla metodologia MASW



## CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA MASW

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo, è un fenomeno multi-modale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione, e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente.

La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche col metodo SWM (surface waves multichannel) è una curva apparente, derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione, e che per i limiti indotti dal campionamento non necessariamente coincide con singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati.

Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali, schematizzato in Figura A.1 e A2, può essere suddiviso in tre fasi:

- 1) Acquisizione (Figura A.1) e passiva;
- 2) Processing (Figura A.2);
- 3) Inversione (Figura A.3).

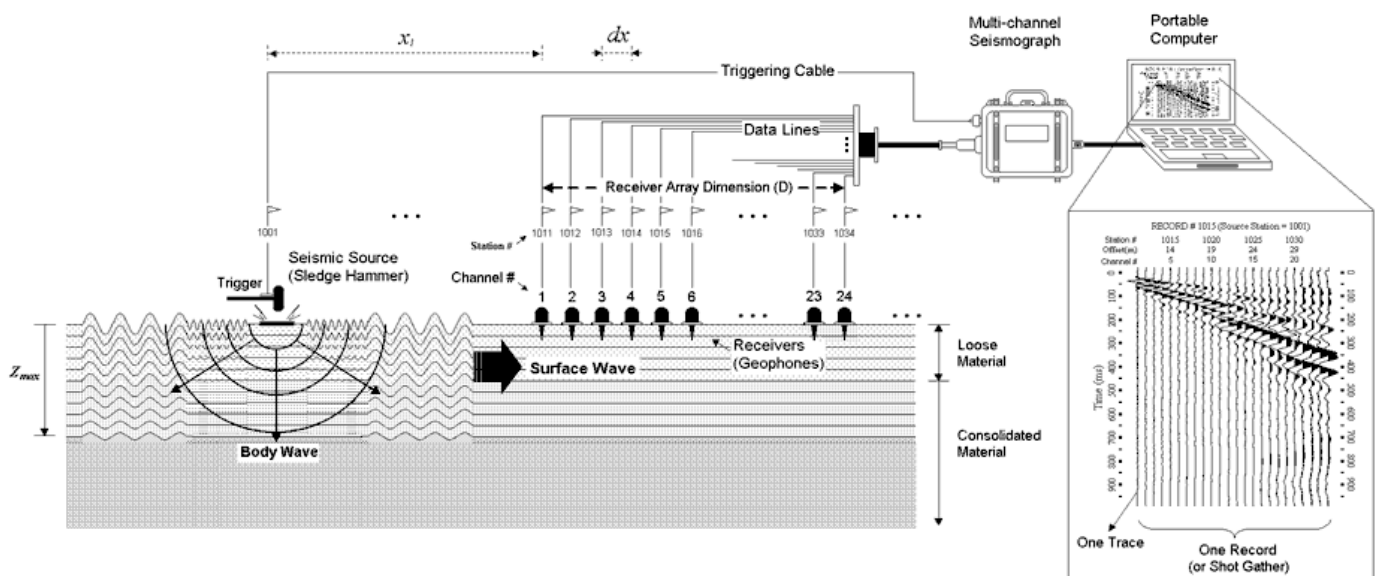


Figura A.1- Schema di acquisizione dati MASW



I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto ovvero, la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (il codice di calcolo utilizzato è SurfSeis ® versione 2.0, Kansas University USA).

Esistono diverse tecniche di processing per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti a una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere una curva di dispersione per le onde di Rayleigh, nell'ipotesi che nell'intervallo di frequenze analizzato le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh, e se le caratteristiche del sito sono tali da consentire la propagazione delle onde superficiali e un comportamento dispersivo delle stesse. Si dimostra infatti che la velocità delle onde di Rayleigh è associata ai massimi dello spettro f-k; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh  $V_R$ , determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_R (f) = 2\pi f/k$$

Riportando le coppie di valori ( $V_R, f$ ) in un grafico, si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione (Figura A.2). La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura (Figura A.3).

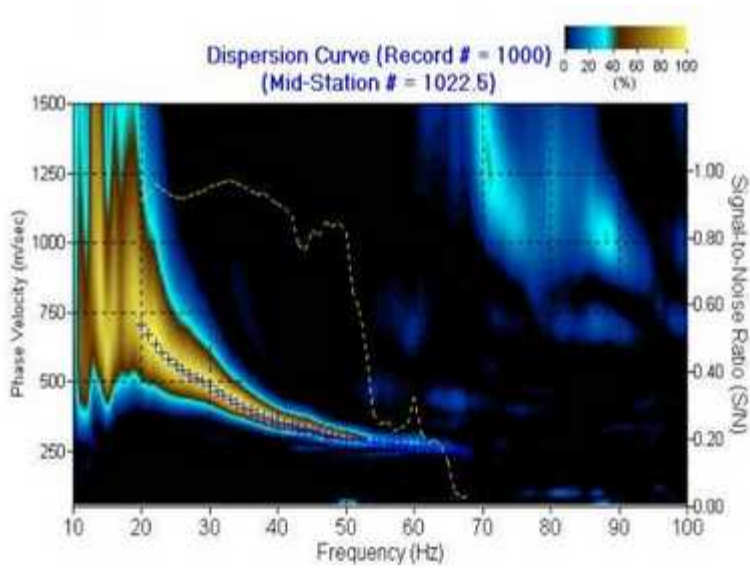


Figura A.2 Curva di dispersione della velocità  $V_s$  in funzione della frequenza e della velocità di fase

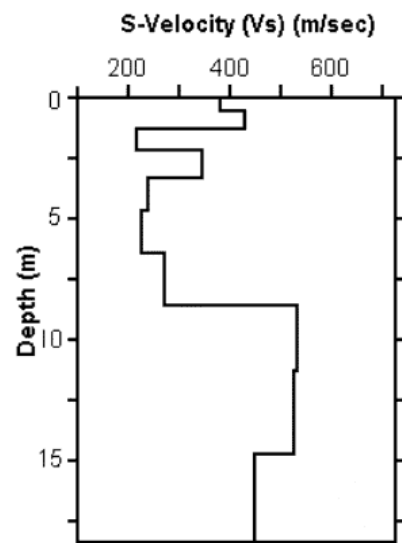
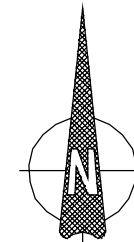


Figura A.3 Modello di propagazione delle velocità delle onde  $V_s$

## FIGURE





Scala 1:500

### Legenda

- Stendimento linea MASW
- Centro linea MASW  
Ubicazione profilo Vs30



Techgea Servizi Sas  
Via Modigliani 26/a 10137 Torino  
tel.+39 011 700113  
fax +39 011 7077673  
e-mail info@techgea.eu

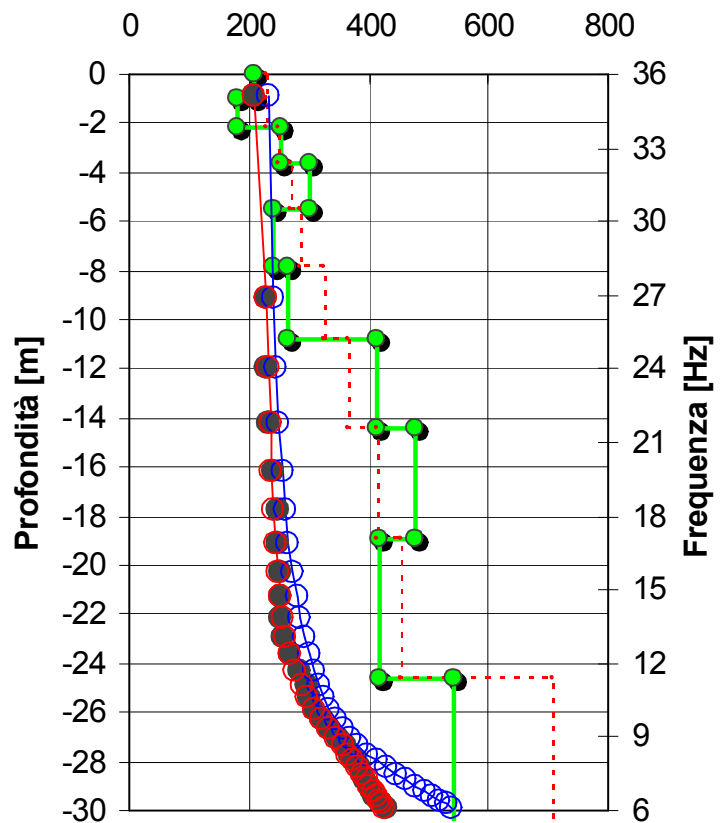
Committente:	Polithema S.r.l.		
Oggetto:	Indagine MASW		
Sito:	Via Lanino 3, Torino		
Titolo:	Ubicazione indagine MASW		
Data:	Maggio 2010	Figura:	1
Relazione:	1265/10	Revisione:	0

# Via Lanino 3, Torino

## Curva di dispersione e modello di velocità Onde Vs

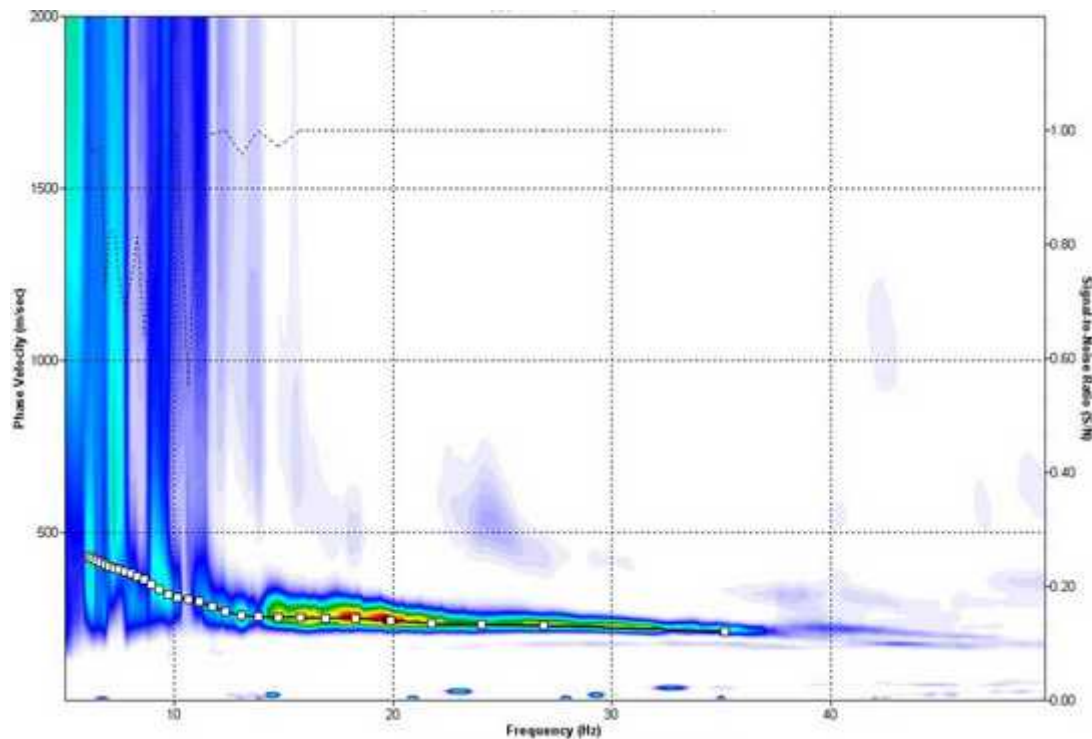
### Modello delle velocità

Velocità onde di taglio Vs [m/s]

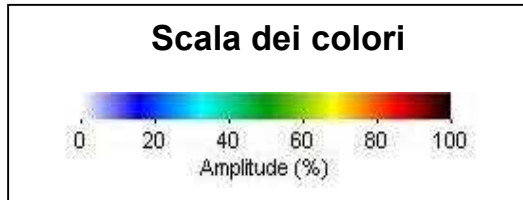


### Curva di dispersione

----- Rapporto segnale-rumore [S/N]    -□- Curva di dispersione estratta



- INVERTED Vs    - - - - - INITIAL Model    ● MEASURED
- INITIAL        ○ FINAL

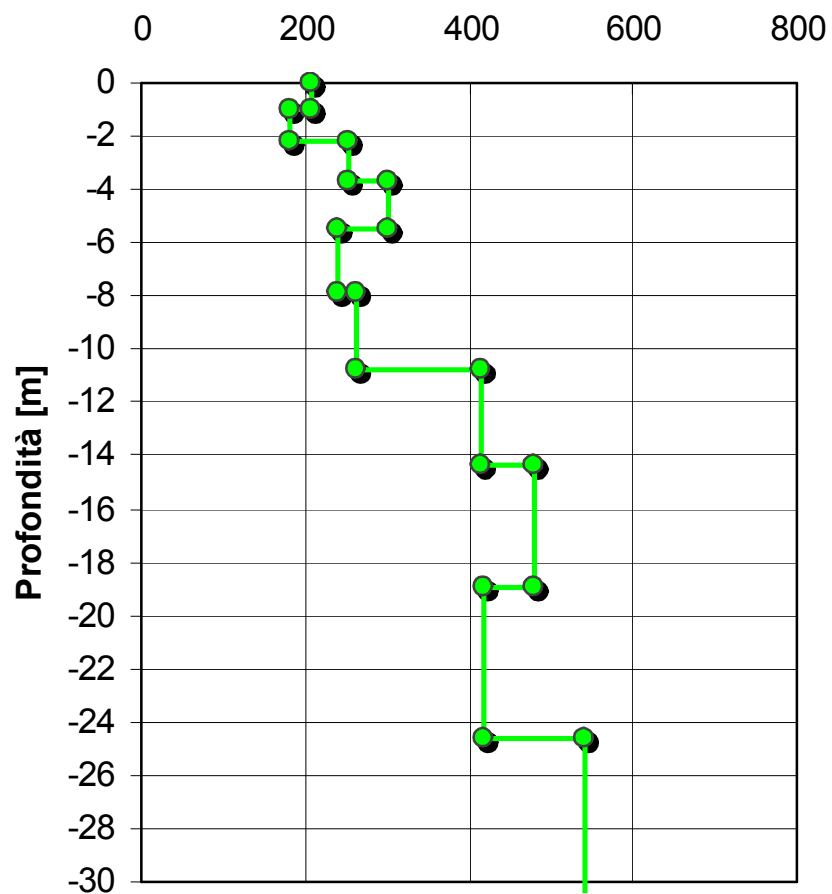


<b>T S</b>		<b>Techgea Servizi</b>	
		Geofisica Geologia Ambiente	
Committente:		Polithema S.r.l.	
Progetto:		Indagine MASW	
Sito:		Via Lanino, Torino	
Data:		05/2010	Figura:
Relazione:		1265/10	<b>2</b>

# Via Lanino 3, Torino

Profilo di velocità – Onde Vs

### Velocità onde di taglio Vs [m/s]



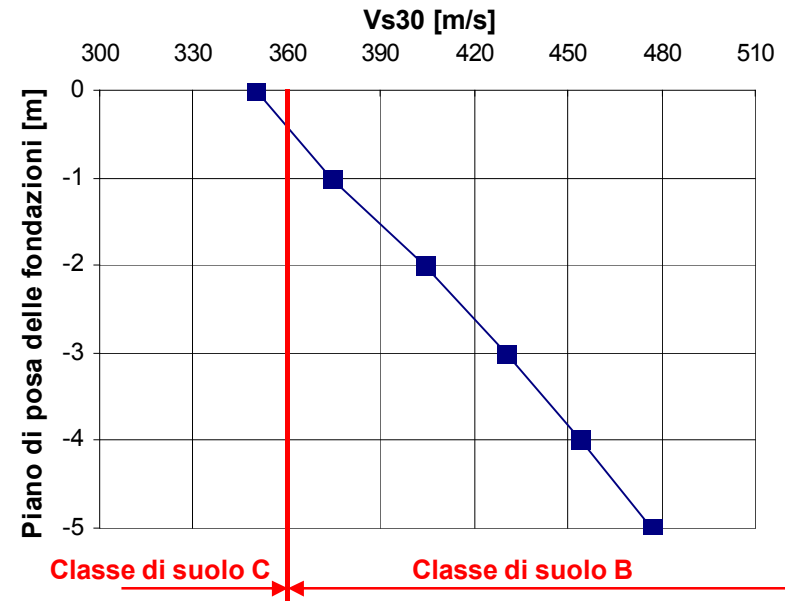
### Modello Profilo Vs a 10 strati

Strato	Profondità	Vs
1	-0.955	207.391
2	-2.149	181.298
3	-3.641	252.205
4	-5.506	301.668
5	-7.838	240.772
6	-10.752	263.964
7	-14.395	414.653
8	-18.949	480.012
9	-24.641	417.795
10	-30.801	542.31


## Via Lanino 3, Torino

Andamento del parametro Vs30 al variare della profondità del piano di fondazione

Piano di fondazione [m da p.c.]	Vs30 [m/s]	Classe di suolo
0	350	<b>C</b>
-1	374	<b>B</b>
-2	404	<b>B</b>
-3	430	<b>B</b>
-4	454	<b>B</b>
-5	477	<b>B</b>



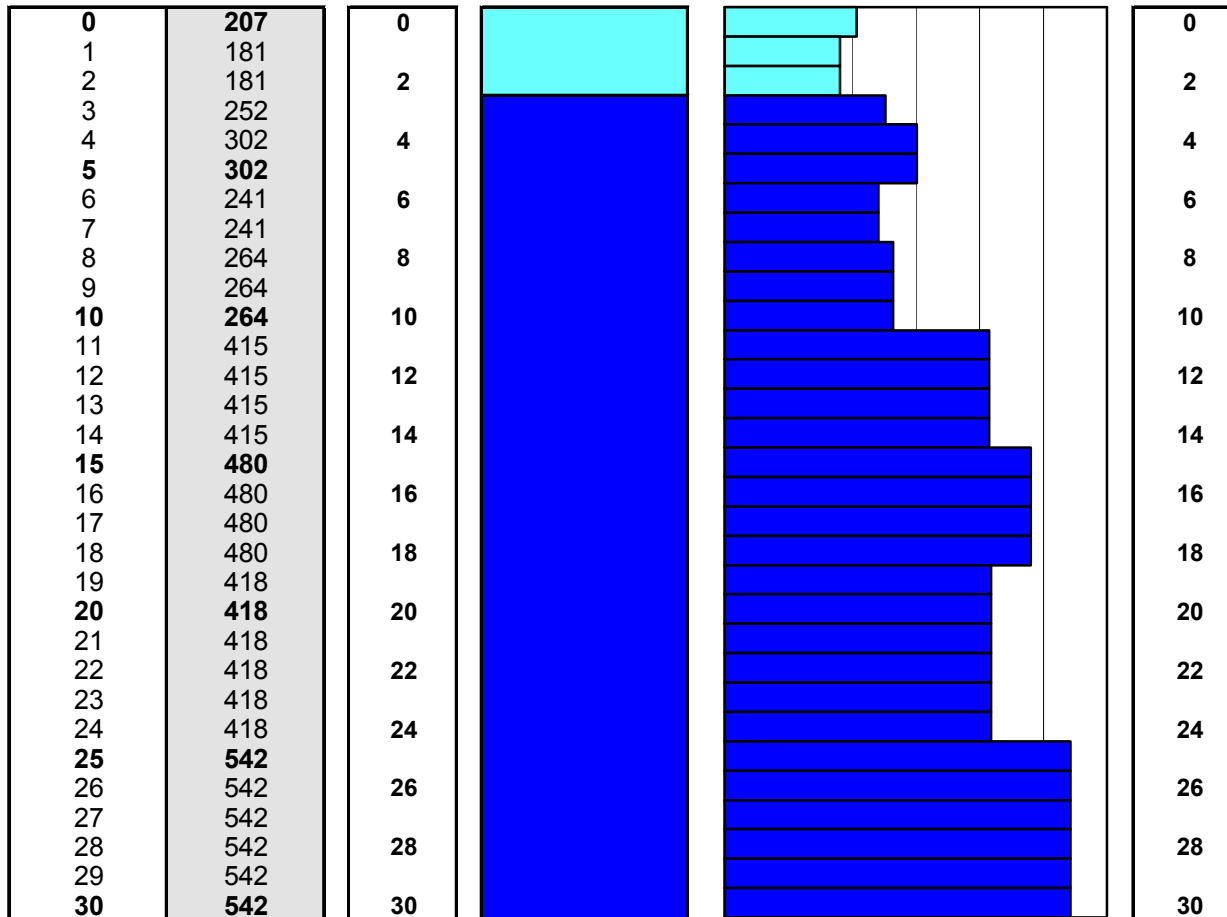
Suolo	Descrizione geotecnica	Vs <sub>30</sub> (media pesata su 30 m di suolo)
<b>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).	<b>360 ÷ 800</b>
<b>C</b>	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).	<b>180 ÷ 360</b>

 <b>Techgea Servizi</b> Geofisica Geologia Ambiente	
Committente:	Polithema S.r.l.
Progetto:	Indagine MASW
Sito:	Via Lanino, Torino
Data:	05/2010
Relazione:	1265/10
	Figura: <b>4</b>

# Via Lanino 3, Torino

## Profilo di velocità delle onde di taglio e modello stratigrafico

Prof.P.C m	Vs m/s	metri	Modello stratigrafico	Velocità onde di Taglio [Vs]	metri	Prof. P.C. m	ONDE DI TAGLIO m/s	ONDE DI TAGLIO Km/s
---------------	-----------	-------	--------------------------	------------------------------	-------	-----------------	-----------------------	------------------------



-0.955	207.391	0.21
-2.149	181.298	0.18
-3.641	252.205	0.25
-5.506	301.668	0.30
-7.838	240.772	0.24
-10.752	263.964	0.26
-14.395	414.653	0.41
-18.949	480.012	0.48
-24.641	417.795	0.42
-30.801	542.31	0.54

Valori in ingresso  
modello profilo Vs a 10 strati

**Vs<sub>30</sub> calcolato**  
(da 0 a -30 m da p.c.)

**350 [m/s]**

**Vs<sub>30</sub> calcolato**  
(da -5 a -35 m da p.c.)

**477 [m/s]**

Velocità onde di Taglio  
[m/s]



Committente:	Polithema S.r.l.	
Progetto:	Indagine MASW	
Sito:	Via Lanino, Torino	
Data:	05/2010	Figura:
Relazione:	1265/10	5



# Via Lanino 3, Torino

Documentazione fotografica



Foto 1



Foto 2



### Strumentazione utilizzata:

- Daqlink II 24 bit System
- 24 geofoni a 4,5 Hz
- Mazza strumentata da 8 kg



Committente:	Polithema S.r.l.	
Progetto:	Indagine MASW	
Sito:	Via Lanino, Torino	
Data:	05/2010	Figura:
Relazione:	1265/10	6