POLITECNICO DI TORINO

AREA EDILIZIA E LOGISTICA
C.SO DUCA DEGLI ABRUZZI, 24 - 10129 TORINO

ID_INTERVENTO: 000074_01NC_TO_CIT06X_NUOVE_AULE_R
Sub_Intervento 002_DEMOL_EDIF_COSTR_NUOVE_FONDAZ

REALIZZAZIONE DI NUOVE AULE PER STUDENTI VIA BORSELLINO N. 53 - TORINO

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO E DEI LAVORI: AREA EDILIZIA E LOGISTICA		**PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO** SERVIZIO GESTIONE PATRIMONIO IMMOBILIARE	
Arch. G. Biscant		Ing. Marco Sanna	
PROGETTO ARCHITETTONICO: SERVIZIO GESTIONE PATRIMONIO IMMOBILIARE - SERVIZIO MESSA A NORMA E AMBIENTE		**PROGETTO IMPIANTI MECCANICI** SERVIZIO ADEGUAMENTO STRUTTURE E IMPIANTI	
Ing. Marco Sanna		Ing. Marco Sanna	
PROGETTO STRUTTURALE		**PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI** SERVIZIO ADEGUAMENTO STRUTTURE E IMPIANTI	
Ing. Marco Sanna Geologo Duccio Platone			
PROGETTO IMPIANTI ANTINCENDIO SERVIZIO ADEGUAMENTO STRUTTURE E IMPIANTI		**REVISIONI**	
		N° / Descrizione / Data	

Data Redazione	Luglio 2016	Verifica Redazione	
Data Emissione		Verifica Emissione	
Nome file	000074_002_ESE_STR_REL_002_Relazione geotecnica.doc		
File stile di stampa (ctb)			
Modello		N° Revisione	Data Revisione

Codice Tavola: 000074_002_ESE_STR_REL_002_Relazione geotecnica

Scala

N° Tavola: REL 002

Relazione Geotecnica

A TERMINE DI LEGGE IL POLITECNICO DI TORINO SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO DOCUMENTO CHE NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O COMUNICATO A TERZI SENZA SPECIFICA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

DOTT. GEOL. DUCCIO IVO PLATONE
Geologia – Geotecnica – Idrogeologia – Rilevamento geologico e geomorfologico – Cartografia geologica – Geologia strutturale – Fotogeologia – Prove Penetrometriche Dinamiche – Rilievi Topografici – Indagini sismiche passive HVSR

REGIONE PIEMONTE

CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

COMUNE DI TORINO

PROPRIETÀ:
POLITECNICO DI TORINO
CORSO DUCA DEGLI ABRUZZI 24, **10129 TORINO**

Oggetto

REALIZZAZIONE DI NUOVE AULE PER STUDENTI
VIA BORSELLINO N°53 - TORINO

RELAZIONE GEOTECNICA
sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo
e
RELAZIONE GEOTECNICA
di verifica della sicurezza e delle prestazioni

ai sensi del
D.M. 14/01/2008 (§ 6.2.2 e § 6.2.3 delle NTC-08)

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE
DUCCIO IVO
PLATONE
GEOLOGO
A.P. SEZ. A
N. 574
ALBO PROFESSIONALE

Asti, giugno 2016

P.S. STUDIO progettazione sostenibile
Piazzetta San Brunone, 2 – 14100 ASTI. ☎ Tel.: 0141212110; Fax: 0141354804 Cell. 3395632797
email: duccio.platone@geologipiemonte.it; duccioivo.platone@psstudio.it;
email certificata (PEC): duccioivo.platone@epap.sicurezzapostale.it
P.IVA: 01317070058 ; C.F. : PLTDCV74L11A479Q
http://www.studiodigeologia.net; http://www.psstudio.it

INDICE

Indice 2

1. Premessa e Oggetto dello Studio 3

2. Localizzazione geografica 5

3. Inquadramento normativo 7

4. Breve sintesi degli aspetti geologici e sismici generali 10

5. Indagine geognostica/geotecnica 11

5.1. Sondaggi pregressi ed indagini penetrometriche pregresse 11

5.2. Indagine eseguita in sito 15

5.3. Prove a resistenza meccanica "SPT" 16

6. Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e Modello geotecnico 17

6.1. Analisi dei dati geognostici delle indagini 17

6.2. Metodi di correlazione diretta per la Densità relativa (%) 17

6.3. Metodi di correlazione diretta per Φ (°) 18

6.4. Metodi di correlazione diretta per il parametro di deformabilità E (modulo di deformazione elastica) 18

6.5. Parametri geotecnici nominali (strumentali) disaggregati e medi 18

6.6. NTC, EC7, Parametri geotecnici caratteristici e modello geotecnico 20

7. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni 21

7.1. Spettro di progetto o anelastico 21

7.2. Scelta dell'approccio progettuale 23

7.3. Verifiche al carico limite ultimi (SLU-STRU e SLU-GEO) 23

7.4. Verifiche al carico limite di esercizio (SLE) 24

7.5. Stima del coefficiente di Winkler K_S 26

8. Stabilità dei fronti di scavo 27

9. Conclusioni 27

1. PREMESSA E OGGETTO DELLO STUDIO

Ai sensi del ***D.M. 14/01/2008*** *"Norme tecniche per le costruzioni" e successiva circolare esplicativa C.S.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009*, viene qui prodotta una ***Relazione Geotecnica sulle Indagini*** *(**§ 6.2.1.** delle **NTC-08** e **§ C 6.2.1.** della Circolare*), quale elaborato integrante ed indispensabile del progetto definitivo dei lavori di realizzazione di nuove aree per studenti nel lato Via Borsellino del Politecnico (TO).

La ***Relazione Geotecnica***, ai sensi del ***DM 14/01/12008*** *"Norme Tecniche per le costruzioni" e successiva circolare esplicativa **C.S.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009**,* è suddivisa in due parti essenziali, relativamente agli aspetti affrontati, ai contenuti e alla sequenza temporale del loro sviluppo:

- ***Relazione Geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (§ 6.2.2 delle NTC-08** e **§ C 6.2.2. della Circolare),*** comprendente la caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo, con definizione del suo modello geotecnico e più in particolare del volume significativo delle eventuali fondazioni, a seguito di appropriate indagini geotecniche.
- ***Relazione Geotecnica di verifica della sicurezza e delle prestazioni (§ 6.2.3 delle NTC-08** e **§ C 6.2.3. della Circolare)*** comprendente le verifiche della sicurezza e delle prestazioni geotecniche attese del complesso terreno-opera nei previsti stati di sollecitazione, compreso quello sismico, che possono attuarsi solo con le indicazioni fornite dal progettista strutturale nella fase finale della progettazione; essa deve essere finalizzata e riferita alla precisa fattispecie dell'opera/intervento in progetto, ed eseguita in stretta collaborazione con il progettista strutturale che sarà responsabile della scelta dell'approccio progettuale ed è, pertanto, contestuale alla progettazione strutturale.

Relativamente all'intervento di cui in oggetto e contestualmente alla presente, è già stata redatta su incarico diretto del POLITECNICO DI TORINO una ***Relazione Geologica*** e una ***Relazione sulla Modellazione Sismica*** (nel caso in esame riunite in un unico elaborato). A corredo del progetto viene qui ora prodotta la ***Relazione Geotecnica.*** La caratterizzazione geotecnica (*MODELLO GEOTECNICO*) del sottosuolo e la ricostruzione geologica (*MODELLO GEOLOGICO*), saranno reciprocamente coerenti.

Il presente lavoro ricostruisce, dunque, il *MODELLO GEOTECNICO* fornendo al progettista tutti i dati per il dimensionamento delle strutture e, in seguito alla definizione delle azioni da parte dello stesso, definisce le verifiche geotecniche alle resistenze di progetto (SLU) ed ai cedimenti (SLE). Il *MODELLO GEOTECNICO* tiene conto delle suddivisioni statisticamente omogenee dal punto di vista delle caratteristiche geotecniche, verticali e orizzontali (in presenza di eventuali eteropie). Si rammenta che in corso d'opera si dovrà tassativamente controllare la rispondenza tra la caratterizzazione geotecnica e geologica assunta in progetto e la situazione effettiva, differendo di conseguenza il progetto.

La presente ***Relazione Geotecnica*** si è basata sulla raccolta e l'analisi dei dati bibliografici esistenti e sui risultati dei rilievi di campo e cioè:

- rilievo e sopralluogo sul sito in esame e su un suo intorno significativo.
- su tutto quanto emerso nella ***Relazione Geologica*** relativo all'intervento in oggetto***;***
- una campagna di indagini geognostiche e sull'analisi dei dati da esse ottenute (**Allegato I** e **Allegato III** della ***Relazione Geologica***) consistita in:
  - su n°3 sondaggi geognostici spinti fino a 8 m di profondità, eseguiti dalla Ditta Somiter s.r.l. di Saluzzo il 21/05/2016 sul sito in esame.
- pregresse indagini geognostiche (n°3 sondaggi) eseguite da TECHGEA SERVIZI nel luglio 2010 nell'ambito della caratterizzazione ambientale per *"Realizzazione parcheggio interrato"* nella Cittadella Politecnica (ex area Stampati e ex area Mensa) (consultazione su concessione del POLITECNICO DI TORINO).
- pregresse indagini geognostiche (n°6 sondaggi) e geofisiche (n°1 indagine sismica MASW) eseguite da CITIEMME nell'agosto 2012 per *"Progettazione della Residenza Universitaria "Cesare Codegone" nell'area delimitata tra le vie Borsellino"* (consultazione su concessione del POLITECNICO DI TORINO).
- pregresse indagini geognostiche (n°6 prove penetrometriche dinamiche *DPM Penni 30*) e geofisiche (n°3 indagine sismica passive HVSR), eseguite dal sottoscritto Dott. Geol. Duccio Ivo Platone nell'ottobre 2015 per l'adiacente progetto *"Baby parking e scuola dell'infanzia presso sede Politecnico di Torino di Via Boggio"* (consultazione su concessione del POLITECNICO DI TORINO), e relative ***Relazioni Geologica*** e ***Modellazione Sismica, Geotecnica***.
- dati bibliografici e professionali a disposizione dello scrivente e su pozzi e sondaggi geognostici pregressi (pubblici) effettuati nei pressi del sito in esame su terreni analoghi consultati dal sito webgis di ARPA Piemonte e della provincia di Torino sezione Risorse idriche ("*Applicativo di consultazione del catasto delle derivazioni – acque superficiali, pozzi e sorgenti e scarichi di acque reflue della Provincia di Torino*").

<u>e pertanto consiste principalmente</u>:

- nell'interpretazione analitica dei dati e risultati delle indagini geognostiche;
- nella ricostruzione dettagliata del *MODELLO GEOTECNICO*;
- nella valutazione degli aspetti e delle problematiche geotecniche consistenti nella definizione dei parametri geotecnici dei terreni, compresi quelli caratteristici.
- nella verifica delle resistenze relative alle azioni (comunicate dal progettista) e nella stima dei cedimenti.
- nelle eventuali valutazioni e considerazioni di carattere geotecnico relative agli interventi in progetto.

2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA

Amministrativamente la porzione di territorio interessata dal progetto è compresa nel territorio del Comune di Torino. Il sito di realizzazione degli interventi di cui in oggetto si trova all'interno dell'area del Complesso del Politecnico di Torino (**Fig. 1**).

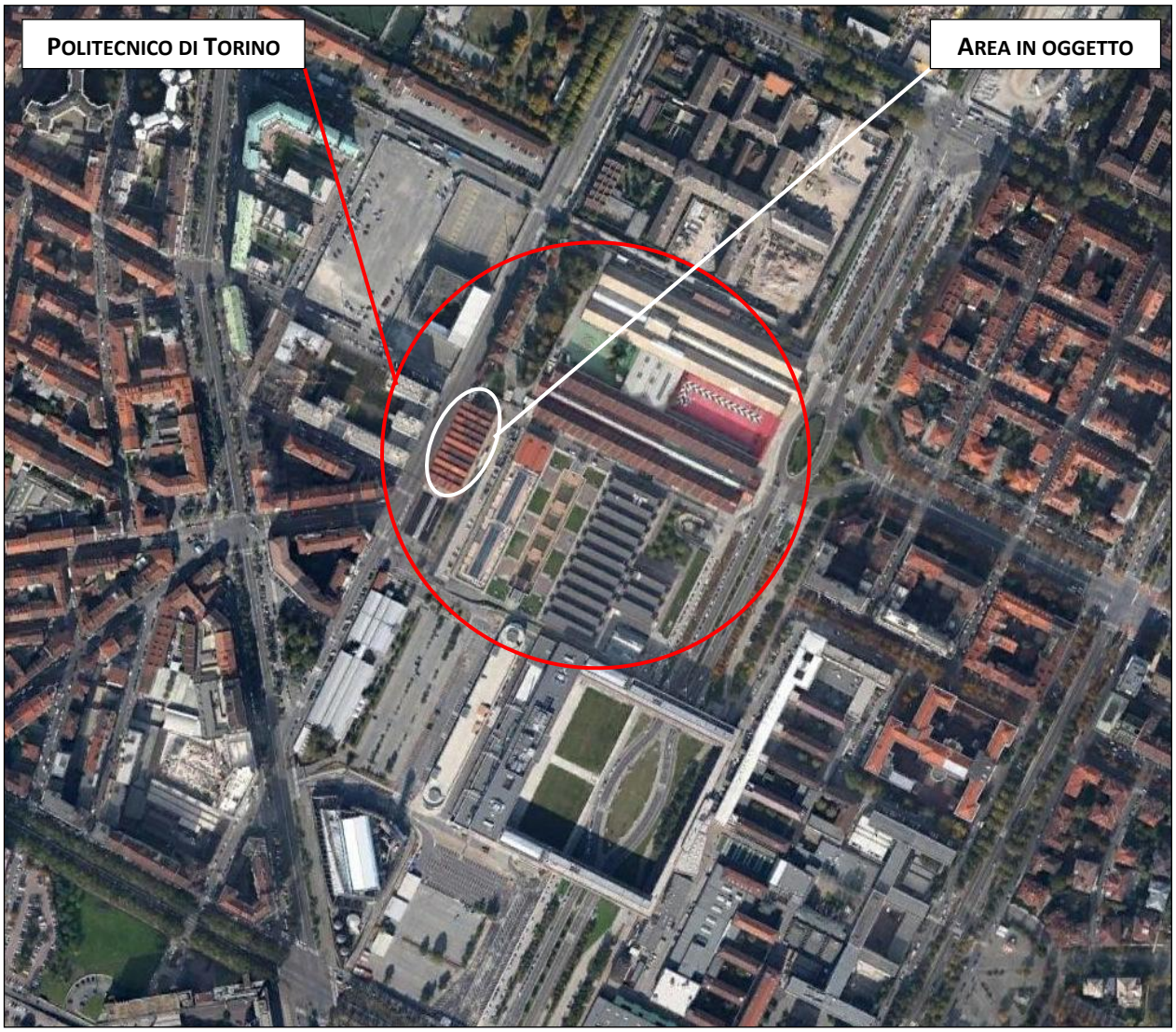


Fig. 1: Inquadramento geografico degli interventi (tratto da *google earth*).

Posto ad una quota di circa 250 m s.l.m., il sito è ubicato sulla Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 nella Sezione n°155120 (**Fig. 2**). In **Fig. 3** l'ubicazione del sito su nuova Carta Tecnica BDTRE (immagine del 14/10/2015).

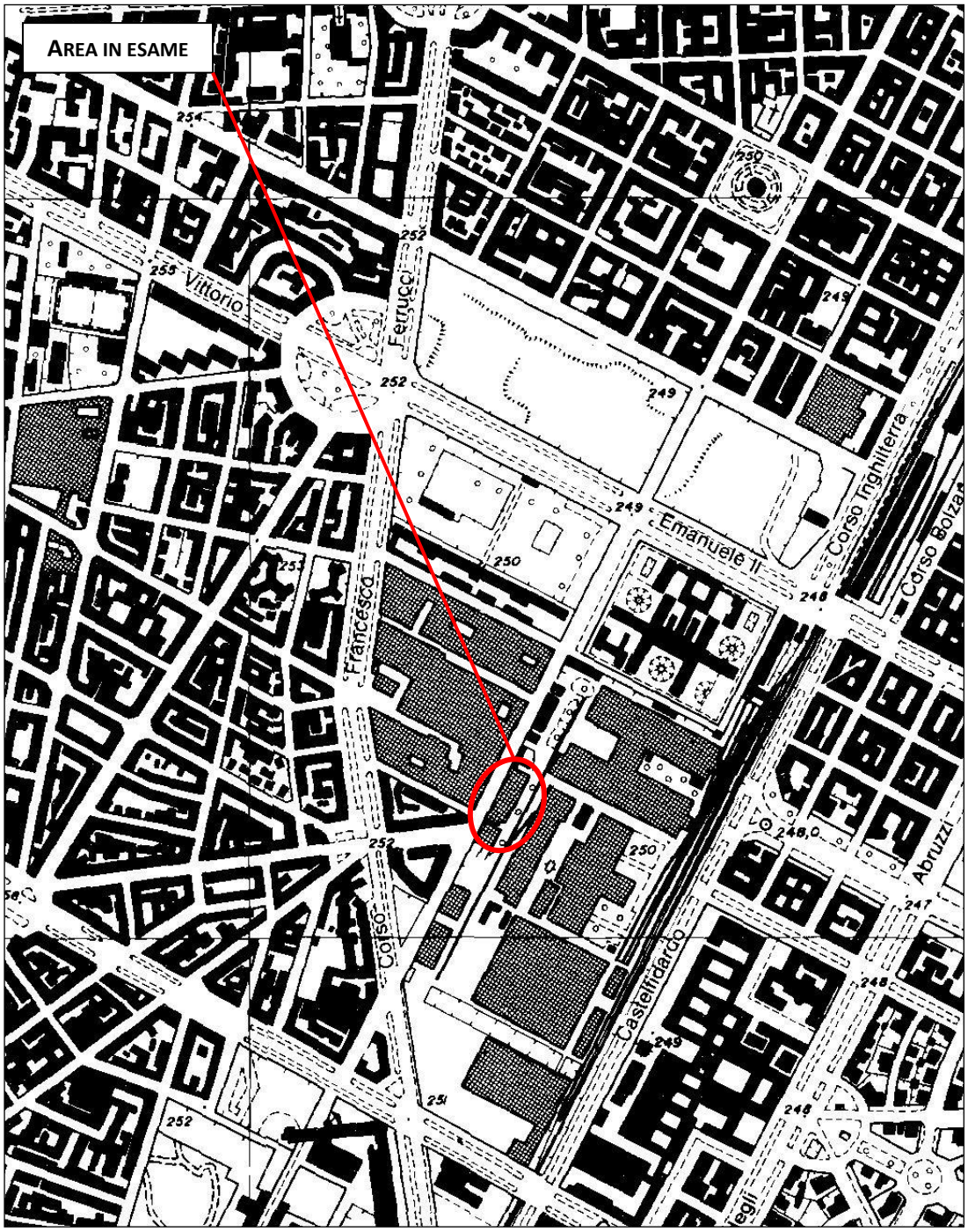


Fig. 2: Localizzazione in dettaglio dell'area in oggetto (stralcio a scala libera della CTR alla scala 1:10.000 – sezione 155120).

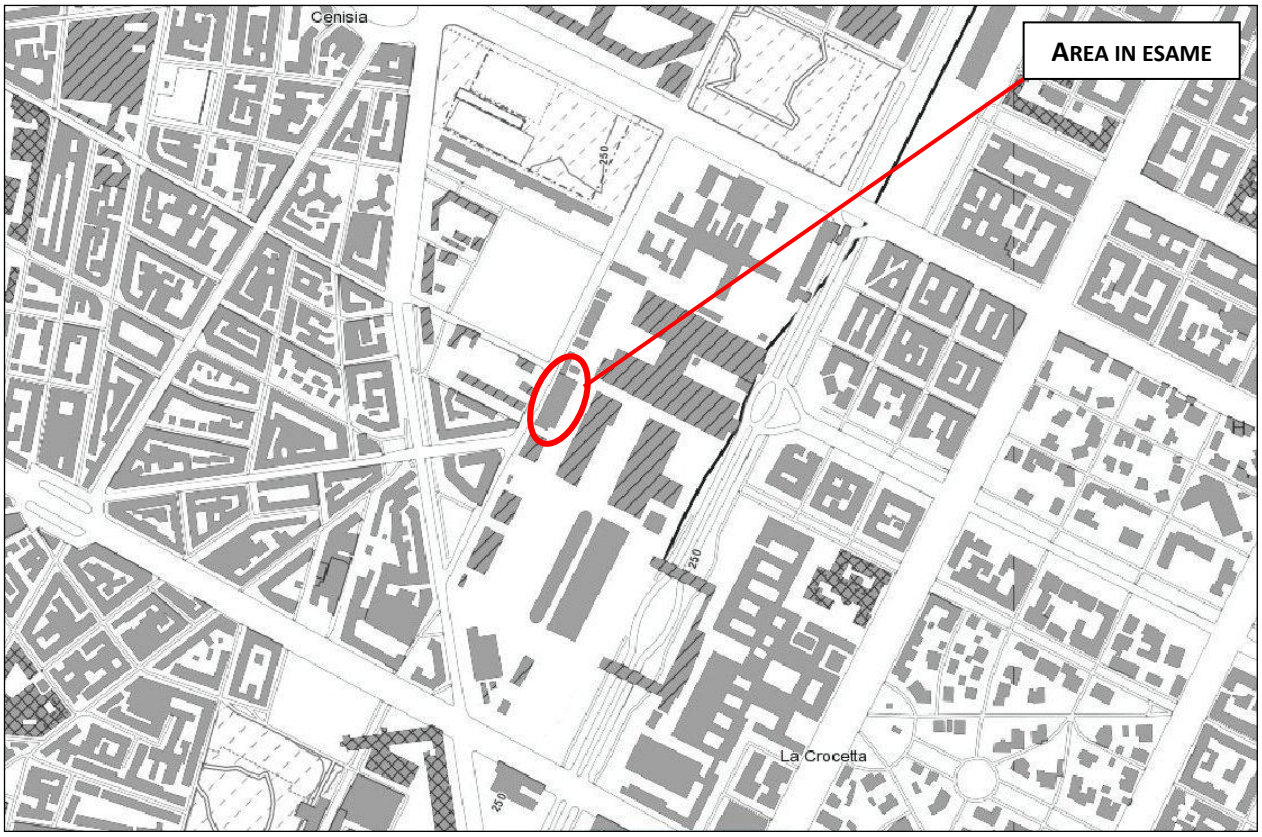


Fig. 3: Localizzazione dell'area in oggetto (stralcio a scala libera della BDTRE del 14/10/2015; immagine tratta da http://webgis.arpa.piemonte.it/flxview/GeoViewerArpa/).

Le Coordinate Geografiche medie del sito sono:

coordinate UTM	*32 T 4991172,76 m N*	*394326,41 m E*
coordinate WGS 84	*Lat. 45,066114°*	*Long. 7,657573°*
coordinate ED50	*Lat. 45,067073°*	*Long. 7,658659°*

3. INQUADRAMENTO NORMATIVO

La presente viene redatta in ottemperanza a:

- ***D.M. 14/01/2008*** recante *"Nuove Norme tecniche per le costruzioni";*
- ***CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n°617*** recante *"Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.*
- ***EC7*** *– Geotechnical Design;*
- ***EC8*** *– Design of structures for earthquake resistance;*

- ***O.P.C.M. n°3274 del 20/03/2003 e s.m.i.,*** *contenente "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per la costruzione in zona sismica";*
- ***D.G.R. 19/01/2010****, n°11-13058* recante *"Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche" e* ***D.G.R. 01/03/2010,*** *n°28-13422;*
- ***D.M. LL. PP. 11/03/1988*** recante *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".*
- ***CIRCOLARE MIN. LL.PP. 24/9/1988 n°30483*** recante *"Istruzioni riguardanti le Indagini sui Terreni e sulle Rocce, la Stabilità dei Pendii Naturali e delle Scarpate, i Criteri Generali e le Prescrizioni per la Progettazione, l'Esecuzione e il Collaudo delle Opere di Sostegno delle Terre e delle Opere di Fondazione;*
- ***N.T.A*** *del* ***P.R.G.C.*** *vigente nel Comune di Torino (TO)* (**Figg. 4** e **5**).

Secondo quanto riporta la *"*CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITÀ ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA*"* in scala 1:10.000 (*ALLEGATO 5-1)* allegata al P.R.G.C. il settore in esame ricade in **Classe I (P),** in quanto *"Aree edificate – aree non inondabili con nessun condizionamento e pericolosità assente, senza prescrizioni di alcun genere".*

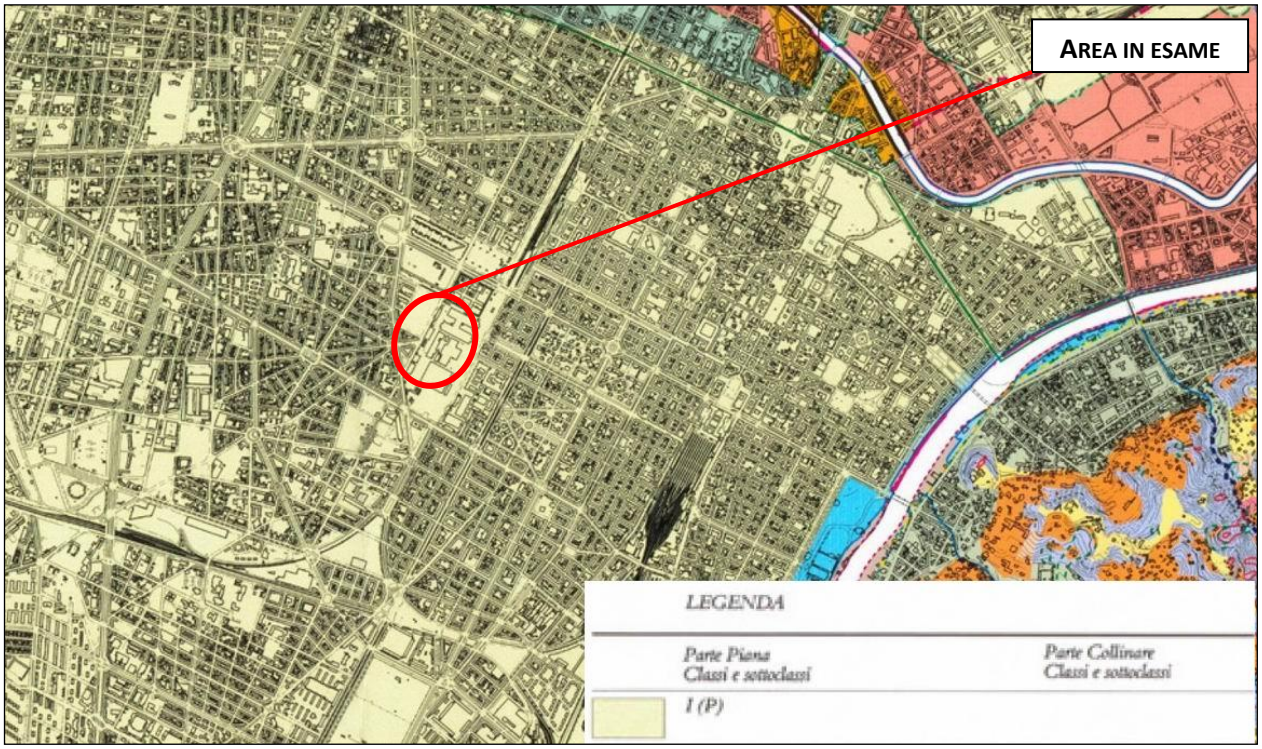
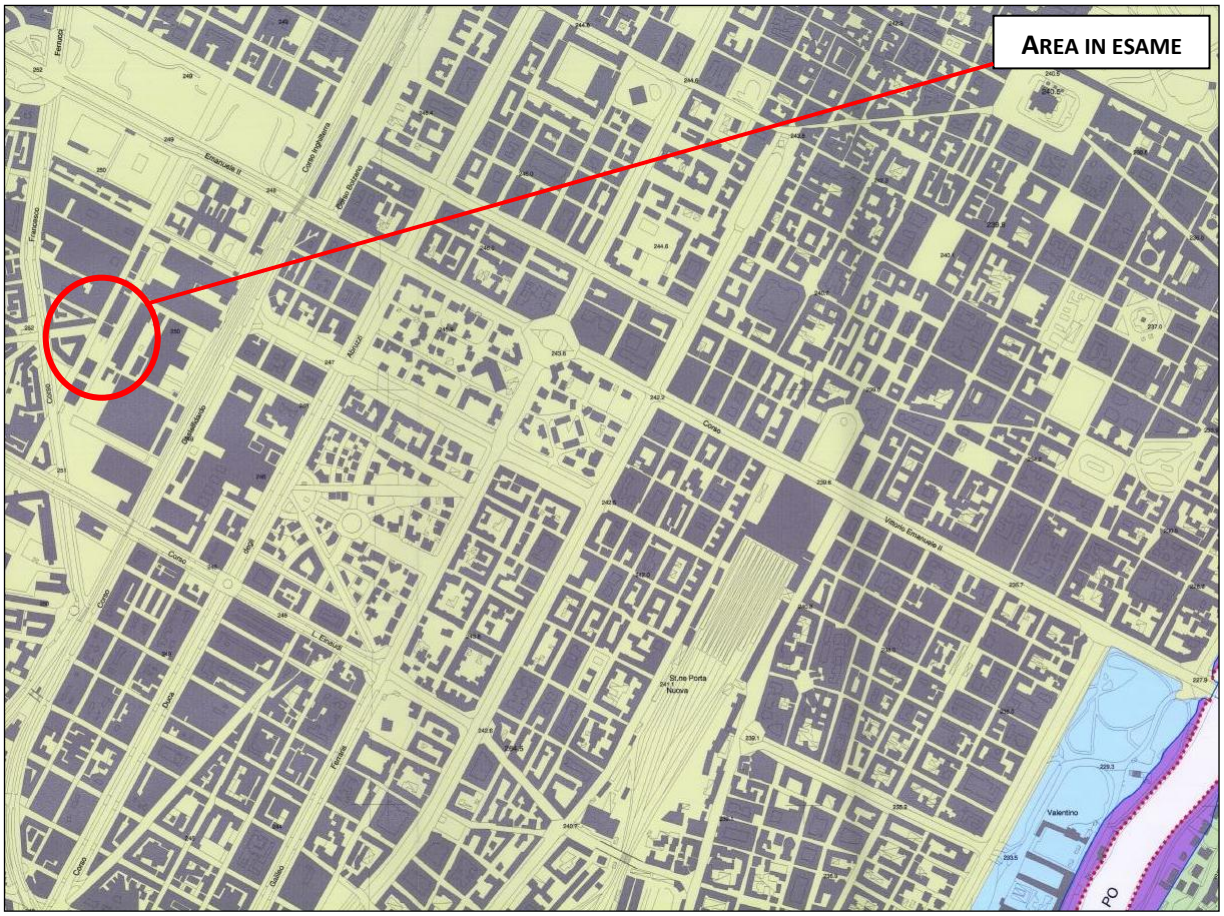


Fig. 4: Localizzazione dell'area in oggetto (stralcio a scala libera della CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITÀ ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA in scala 1:5.000, *ELABORATO H*).



AREA DI PIANURA

CLASSE	SOTTOCLASSE	CONDIZIONAMENTI		PERICOLOSITA'	PRESCRIZIONI
		ANTROPICI	IDROGEOMORFOLOGICI		
I	I (P)	aree edificate ed inedificate	aree non inondabili: nessun condizionamento	assente	aree edificabili (nessuna prescrizione)

Fig. 5: Localizzazione dell'area in oggetto (stralcio a scala libera della CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITÀ ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA IN SCALA 1:5.000 *Allegato 5-1*).

Per tutto quanto esposto finora e nel seguito del presente lavoro e vista la natura degli interventi, non sussistono sotto questi aspetti vincoli alla realizzazione del progetto stesso, previa la precedente relazione geologica, la presente relazione geotecnica e il rispetto delle prescrizioni indicate per tali classi di pericolosità.

4. BREVE SINTESI DEGLI ASPETTI GEOLOGICI E SISMICI [1] GENERALI

Pur trattandosi di una ***Relazione Geotecnica***, le considerazioni e le osservazioni che seguiranno dei capitoli e paragrafi successivi non possono assolutamente prescindere da una breve e sintetico accenno ai litotipi caratterizzanti l'area in esame. Tali aspetti geologici e la natura dei terreni presenti, infatti, sono propedeutici alle successive considerazioni.

L'area oggetto di indagine risulta caratterizzata, dal punto di vista geologico, da un depositi fluviali e fluvio-glaciali, prevalentemente ghiaiosi-sabbiosi, con ciottoli, ascrivibili al SINTEMA DI FRASSINERE – SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO (in CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – CARG – indicate AFR_2) (**Livello stratigrafico 2**), ricoperti in superficie da terreno di riporto eterogeneo ed eterometrico rimaneggiato e da pavimentazione stradale (**Livello stratigrafico 1** della ***Relazione Geologica***).

L'area in esame è caratterizzata da pericolosità geologica, geomorfologica ed idraulica bassa se non nulla.

Nell'area è sì presente una falda, intesa come orizzonte acquifero continuo ed arealmente esteso, ma al momento delle indagini né in quelle pregresse, non si è riscontrata la presenza di acqua a quote superficiali né più in profondità nel sottosuolo, almeno fino alla quota di indagine. La presenza della falda si attesterebbe, secondo indagini pregresse e di bibliografia intorno ai -20 m circa da p.c.

È stato possibile in sede di ***Relazione Geologica*** anticipare che i terreni interessati dai carichi delle fondazioni saranno quelli del **Livello stratigrafico 1** della ***Relazione Geologica***, salvo verifiche sulle azioni e resistenze che obblighino al ricorso a soluzioni alternative.

Sono state descritte, inoltre, le caratteristiche sismiche del sito (*MODELLAZIONE SISMICA*). Tale caratterizzazione si è basata principalmente sui risultati di un'indagine sismica passiva HVSR (eseguita nell'ottobre 2015 per il fabbricato adiacente) consistente in n°3 registrazioni di rumore sismico. Per quanto riguarda gli aspetti sismici, è d'uopo sottolineare che la caratterizzazione sismica del suolo di fondazione nei primi 30 m al di sotto del piano di fondazione è prevista sempre dal ***DM 14/01/2008*** ad eccezione dei casi di cui al ***§ 2.7 NTC-08 – Verifica alle Tensioni ammissibili*** e al ***§ 7 NTC-08 – Progettazioni per azioni sismiche.*** La scelta dell'approccio, si ricorda, è di responsabilità del progettista strutturale, in funzione del quale verrà redatta con la presente la ***Relazione Geotecnica di verifica della sicurezza e delle prestazioni (§ 6.2.3 delle NTC-08 e § C 6.2.3. della Circolare)***. Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del suolo di fondazione come da normativa vigente, nei primi 30 m al di sotto del piano di fondazione si rientra nella ***Categoria B***, in accordo con i risultati dell'indagine sismica con metodologia MASW eseguita per i lavori della Residenza "Cesare Codegone" confermandone le conclusioni.

[1] Gli aspetti geologici e sismici traggono riferimento dalla *Relazione Geologica*.

È stata analizzata la stabilità nei confronti della liquefazione, che nel caso in esame, può essere omessa in quanto si è verificata almeno una delle condizioni di cui **§ 7.11.3.4.2. NTC-08**. Al **§ 5.6.** della ***Relazione Geologica*** sono stati riassunti i parametri sismici per la progettazione.

5. INDAGINE GEOGNOSTICA/GEOTECNICA

La caratterizzazione geologica *(MODELLO GEOLOGICO)* e geotecnica *(MODELLO GEOTECNICO)* dei terreni di fondazione si basa sui risultati di un'indagine geognostica consistita in n°6 prove penetrometriche dinamiche, avente inizialmente lo scopo di ricostruire dettagliatamente l'assetto litostratigrafico e successivamente di definire i parametri geotecnici necessari per redigere il progetto delle fondazioni e le eventuali opere provvisionali necessarie.

5.1. SONDAGGI PREGRESSI ED INDAGINI PENETROMETRICHE PREGRESSE

Per la ricostruzione degli aspetti stratigrafici di dettaglio, oltre che alle indagini eseguite, si era fatto riferimento a dati stratigrafici provenienti da indagini eseguite in aree adiacenti all'interno dello stesso complesso e cortesemente fornite dalla committenza, da dati stratigrafici di alcuni sondaggi geognostici (alcuni di più recente pubblicazione sul portale web di ARPA rispetto a quelli citati nel precedente lavoro) e alcuni pozzi significativi, ottenuti consultando rispettivamente il database presente sul sito *webgis* di ARPA Piemonte (**Fig. 6**) e l'*applicativo di consultazione del catasto delle derivazioni – acque superficiali, pozzi e sorgenti – e scarichi di acque reflue della Provincia di Torino*" disponibile sul sito web della Provincia di Torino sezione Risorse idriche.

Di questi sondaggi solo sei hanno previsto prove geotecniche ***SPT*** **(Tabelle 1** e **2)**, dei cui risultati si è comunque tenuto conto in virtù della presenza dei medesimi depositi fluvioglaciali.

Nome	Comune	Località	Cantiere	Data	Quota s.l.m.	Prof. (m)	Falda	Formaz. geologica
S1	TORINO	Via Paolo Borsellino	*Politecnico Residenza Universitaria "Cesare Codegone"*	21/08/2012	250	10	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
S2	TORINO	Via Paolo Borsellino	*Politecnico Residenza Universitaria "Cesare Codegone"*	21/08/2012	250	10	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
S3	TORINO	Via Paolo Borsellino	*Politecnico Residenza Universitaria "Cesare Codegone"*	20/08/2012	250	10	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
S4	TORINO	Via Paolo Borsellino	*Politecnico Residenza Universitaria "Cesare Codegone"*	20/08/2012	250	10	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
S5	TORINO	Via Paolo Borsellino	*Politecnico Residenza Universitaria "Cesare Codegone"*	20/08/2012	250	10	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
S6	TORINO	Via Paolo Borsellino	*Politecnico Residenza Universitaria "Cesare Codegone"*	21/08/2012	250	10	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi

Tabella 1: estremi dei sondaggi pregressi (fonte Politecnico) nei pressi dell'area di studio che hanno previsto prove *SPT*.

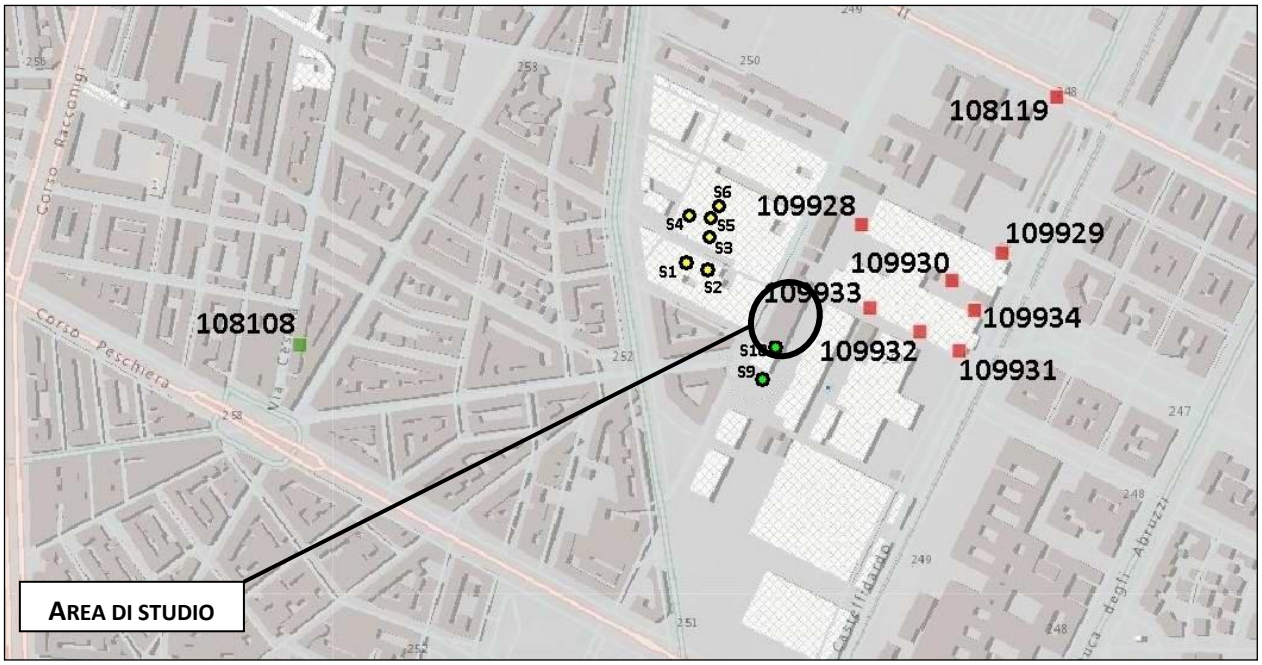


Fig. 6: Ubicazione sondaggi pregressi e dell'area in esame (da sito *webgis* di ARPA Piemonte, modificata): in rosso e verde con codice dati ARPA, in giallo dati Politecnico (Residenza Cesare Codegone), in verde dati Politecnico (Parcheggio interrato).

Sondaggio S1 - PROVE N_{SPT}

Profondità (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}
2.50	5	6	5	**11**
5.00	25	33	38	**71**
8.00	27	39	R	**R**
10.00	39	R	-	**R**

Sondaggio S2 - PROVE N_{SPT}

Profondità (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}
2.00	3	4	4	**8**
5.00	20	25	27	**52**
8.00	23	37	R	**R**
10.00	36	R	-	**R**

Sondaggio S3 - PROVE N_{SPT}

Profondità (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}
2.00	15	17	18	**35**
5.00	19	23	25	**48**
8.00	29	33	R	**R**
10.00	30	36	40	**76**

Sondaggio S4 - PROVE N_{SPT}

Profondità (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}
3.00	9	7	9	**16**
5.00	10	13	14	**27**
8.00	20	27	32	**59**
10.00	29	37	R	**R**

Sondaggio S5 - PROVE N_{SPT}

Profondità (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}
2.00	1	2	2	**5**
5.00	6	9	12	**21**
8.00	23	39	36	**75**
10.00	32	R	-	**R**

Sondaggio S6 - PROVE N_{SPT}

Profondità (m)	N1	N2	N3	N_{SPT}
2.00	1	1	-	**1**
5.00	9	10	9	**19**
8.00	17	23	25	**48**
10.00	21	33	40	**73**

Tabella 2: N_{SPT}, quote e profondità delle prove SPT riferiti al piano campagna di inizio sondaggio (S1 ÷ S6).

Per quanto riguarda, infine, le indagini svolte per l'intervento adiacente *"Baby parking e scuola dell'infanzia presso sede Politecnico di Torino di Via Boggio"*, realizzate dallo scrivente, in **Tabella 3** sono evidenziati gli estremi e in **Fig. 7** la rispettiva ubicazione.

Nome	Comune	Località	Cantiere	Data	Quota s.l.m.	Prof. (m)	Falda	Formaz. geologica
DP1	TORINO	Via Boggio	*Baby parking e scuola dell'infanzia Politecnico Torino*	31/10/2015	250	2.40	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
DP2	TORINO	Via Boggio	*Baby parking e scuola dell'infanzia Politecnico Torino"*	31/10/2015	250	2.20	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
DP3	TORINO	Via Boggio	*Baby parking e scuola dell'infanzia Politecnico Torino*	31/10/2015	250	1.70	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
DP4	TORINO	Via Boggio	*Baby parking e scuola dell'infanzia Politecnico Torino*	31/10/2015	250	5.30	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
DP5	TORINO	Via Boggio	*Baby parking e scuola dell'infanzia Politecnico Torino*	31/10/2015	250	5.10	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi
DP6	TORINO	Via Boggio	*Baby parking e scuola dell'infanzia Politecnico Torino*	31/10/2015	250	4.70	-	Depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi

Tabella 3: indagini penetrometriche pregresse (fonte Politecnico e lo stesso scrivente) nell'area adiacente a quella in oggetto: sono riportate le sigle delle perforazioni dei sondaggi e loro estremi.

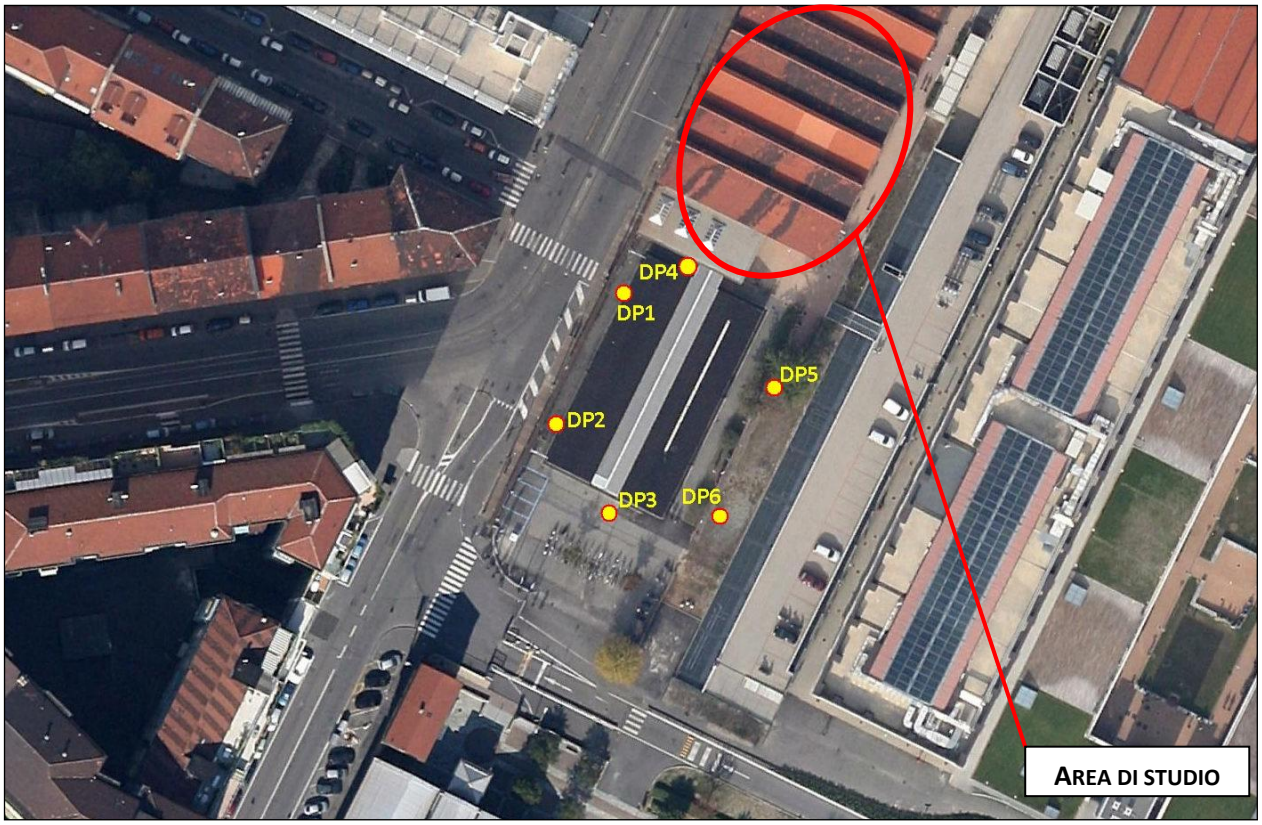


Fig. 7: ubicazione dell'indagine geognostica dell'ottobre 2015 (da *google earth*, modificata).

Di seguito sono sintetizzate le stratigrafie semplificate dell'indagine penetrometrica dell'ottobre 2015.

DP1

Livello stratigrafico	Profondità (m)	N_{SPT} medio	Descrizione sintetica di massima
1	0.00 – 1.30	7.5	Materiali di riporto
2	oltre 1.30 – (Rifiuto = 2.40)	36.2	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

DP2

Livello stratigrafico	Profondità (m)	N_{SPT} medio	Descrizione sintetica di massima
1	0.00 – 1.30	7.7	Materiali di riporto
2	oltre 1.30 – (Rifiuto = 2.20)	32.9	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

DP3

Livello stratigrafico	Profondità (m)	N_{SPT} medio	Descrizione sintetica di massima
1	0.00 – 1.10	7.6	Materiali di riporto
2	oltre 1.10 – (Rifiuto = 1.70)	27.7	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

DP4

Livello stratigrafico	Profondità (m)	N_{SPT} medio	Descrizione sintetica di massima
1	0.00 – 4.70	6.1	Materiali di riporto
2	oltre 4.70 – (Rifiuto = 5.30)	26.8	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

DP5

Livello stratigrafico	Profondità (m)	N_{SPT} medio	Descrizione sintetica di massima
1	0.00 – 4.60	7.7	Materiali di riporto
2	oltre 4.60 – (Rifiuto = 5.10)	29.6	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

DP6

Livello stratigrafico	Profondità (m)	N_{SPT} medio	Descrizione sintetica di massima
1	0.00 – 3.80	10.2	Materiali di riporto
2	oltre 3.80 – (Rifiuto = 4.70)	34.3	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

5.2. INDAGINE ESEGUITA IN SITO

La caratterizzazione geologica *(MODELLO GEOLOGICO)* e geotecnica *(MODELLO GEOTECNICO)* dei terreni di fondazione si basa sui risultati di un'indagine geognostica eseguita in sito, avente inizialmente lo scopo di ricostruire dettagliatamente l'assetto litostratigrafico e successivamente di definire i parametri geotecnici necessari per redigere il progetto delle fondazioni e le eventuali opere provvisionali necessarie.

L'indagine in sito è consistita in n°3 sondaggi geognostici **S1, S2** e **S3** (il cui rapporto è esposto in **Allegato III** della ***Relazione Geologica*)**, spinti alla profondità rispettivamente di -**8 m** ciascuno dal p.c.. La scelta dei punti di indagine è stata operata in funzione delle caratteristiche locali, della reale possibilità di esecuzione in assenza di pericolo, delle modalità di accesso per ragionevoli condizioni di sicurezza, e delle caratteristiche del progetto (**Fig. 8**).

Sulla scorta di quanto fin ora evidenziato e della fase di progettazione, si accerta, infatti, che tale indagine è commisurata come numero e profondità investigata all'opera in progetto; si tratta, inoltre, di una prova in sito (***Tabella C6.2.I della C.S.L.P*** del 2 febbraio 2009), che è

adeguata alla tipologia litotecnica già parzialmente o totalmente individuata nel *MODELLO GEOLOGICO della* ***Relazione Geologica.***

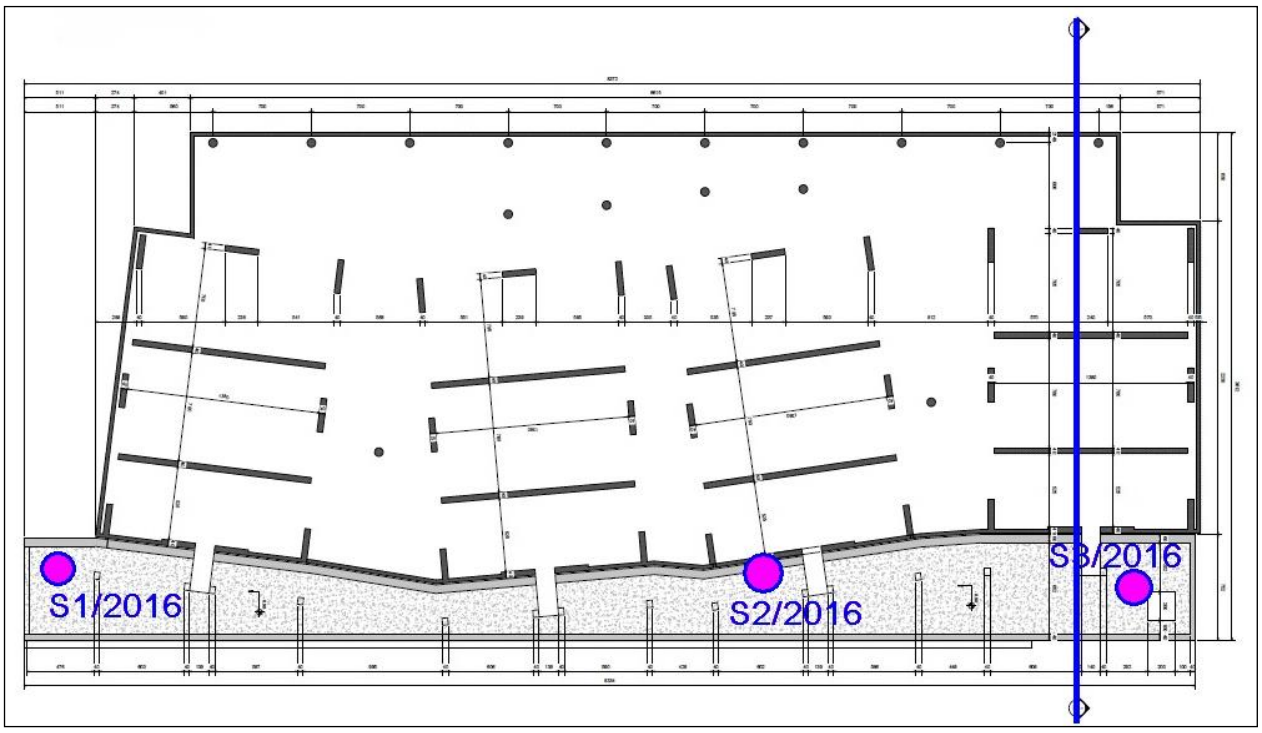


Fig. 8: ubicazione dell'indagine geognostica su stralcio (a scala libera) della planimetria del progetto Definitivo (TAV. 001). In blu la traccia della sezione utilizzata per il *MODELLO GEOTECNICO.*

5.3. PROVE A RESISTENZA MECCANICA "SPT"

La fase di avanzamento del sondaggio è stata interrotta (ad intervalli regolari) per eseguire delle prove ***SPT*** (***STANDARD PENETRATION TEST*** – prova penetrometrica standard), consentendo di ottenere dati sulla consistenza e sul grado di addensamento dei terreni attraversati. Nella fattispecie le prove ***SPT*** sono state eseguite alle quote **-1,5 m, -3,00 m** e **-4,50 m** dal p.c.

La prova ***SPT*** consiste in una prova di tipo discontinuo che viene eseguita nel corso della perforazione. Le caratteristiche sono standard: un maglio di 63,5 kg, cadendo su una batteria di aste da un' altezza di 76,2 cm, infigge a percussione una punta conica chiusa, con angolo 60° per 3 tratti da 15 cm (N_1, N_2 e N_3) e vengono contati i colpi necessari per l'infissione solo degli ultimi due tratti ($N_2 + N_3$), fornendo così in definitiva un valore denominato $\boldsymbol{N_{SPT}}$. Un numero di colpi superiore a 50 per il primo tratto N_1 di 15 cm indica l'avvenuto raggiungimento del rifiuto e la fine della prova; se $N_1 < 50$ la prova prosegue contando separatamente il numero di colpi necessario per la penetrazione dei successivi 30 cm ($N_2 + N_3$) fino al limite di 100 ($N_2 + N_3 \leq 100$) ("*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*" – ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA, 1977; MEYERHOF & HANNA, 1978).

Dal valore di N_{SPT}, eventualmente trasformato poi in valore normalizzato ($(N_{SPT})_{60}$)[2] si ottiene la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni mediante formule e correlazioni empiriche di uso comune nella pratica geotecnica.

I parametri che si ottengono, a seconda dei materiali interessati, sono essenzialmente quelli dei valori della densità relativa (*Dr*), dell'angolo di resistenza al taglio (φ'), del peso di volume (γ), della coesione efficace (*c'*) e del Modulo di deformazione elastica *(E)* indispensabili al professionista geotecnico per eseguire le verifiche della sicurezza e delle prestazioni in seguito alla definizione della azioni da parte del progettista – strutturista.

6. CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO

6.1. ANALISI DEI DATI GEOGNOSTICI DELLE INDAGINI

L'analisi critica dei risultati delle prove penetrometriche ha portato all'individuazione di due livelli di terreni a differente grado di addensamento e conseguente differente comportamento geotecnico (**Livello geotecnico**). La denominazione **Livello stratigrafico,** presente nella ***Relazione Geologica*** è stata sostituita in questa sede con **Livello geotecnico**, in quanto si è voluto dare maggior risalto al comportamento geotecnico omogeneo dei livelli in cui sono stati suddivisi i terreni in esame.

Tramite diverse correlazioni presenti nella letteratura geotecnica specifica si sono ricavati i parametri geotecnici nominali (strumentali) dei terreni.

I materiali presenti aventi una coesione considerata efficace, possono essere elaborati geotecnicamente in termini di tensioni efficaci, in accordo con le evidenze sperimentali pubblicate da PENMANN (1953) e LEONARDS (1962).

6.2. METODI DI CORRELAZIONE DIRETTA PER LA DENSITÀ RELATIVA (%)

Si è utilizzato il metodo di SKEMPTON**,** valido per le sabbie da fini a grossolane, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di *Dr (%)* viene sovrastimato, nei depositi limosi viene sottostimato. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

[2] Il n°di colpi (***N_{SPT}***) rilevato durante l'esecuzione di una ***SPT*** può essere modificato (normalizzato) per tenere conto della pressione litostatica del terreno sovrastante (σ'_{vo}) e del rendimento del sistema d'infissione. I valori di ***N_{SPT}*** sono normalizzati tramite la seguente formula:

$$(N_1)_{60}=C_N(ER_{iM}/60)N_{dp}$$

dove ***$(N_1)_{60}$*** è il numero dei colpi corretto che tiene conto sia della pressione del terreno sovrastante sia del rendimento del sistema d'infissione; **C_N** è un coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{vo} (pressione litostatica del terreno sovrastante) e ricavabile dall'espressione seguente:

$$C_N = 1/(\sigma'^{\,x}_{vo})$$

con *x* che assume i valori di 0,50 (LIAO E WHITMAN) o 0,56 (JAMIOLKOWSKI). La scelta tra uno di questi due valori dà risultati sostanzialmente simili; se si vogliono ottenere risultati più cautelativi è consigliabile utilizzare 0,50.

$ER_{i\,M}/60$ è un coefficiente di correzione che tiene conto del rendimento medio del sistema di infissione ($ER_{i\,M}$) rapportato al rendimento di riferimento (dai ricercatori indicato pari al 60%).

$$Dr = 100\sqrt{\frac{Nspt\sqrt{\frac{98}{\sigma}}}{32+0{,}288\sigma}}$$

dove σ è la pressione efficace in kPa e N_{SPT} è il numero di colpi medio nello strato.

6.3. METODI DI CORRELAZIONE DIRETTA PER Φ (°)

Per tutti i livelli geotecnici si è considerata la correlazione con i colpi N_{SPT}, utilizzando il metodo di HATANAKA & UCHIDA (1996): valido per tutti i tipi di suolo, esprime φ come funzione di N_{SPT} e della tensione verticale efficace litostatica e si deve calcolare il valore di N_{SPT} riferito ad un rapporto di energia delle aste pari al 60%; si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = \sqrt{15{,}4N_{1(60)}} + 20$$

dove $N_{1(60)}$ sono i colpi normalizzati (vedi nota 2).

6.4. METODI DI CORRELAZIONE DIRETTA PER IL PARAMETRO DI DEFORMABILITÀ E (MODULO DI DEFORMAZIONE ELASTICA)

Per il **livello geotecnico 1** per ottenere i valori del parametro ***E*** si è utilizzato il metodo di BOWLES, correlazione valida per sabbia medie limose e ghiaie sabbiose. Il metodo non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{SPT} ad una diminuzione di ***E*** con la profondità e la cui formula è la seguente:

*E = 5(**N**$_{SPT}$+ 15) (sabbie medie limose/riporto)* **livello geotecnico 1**

Per il **livello geotecnico 1** si è utilizzato il metodo di D'APPOLONIA, valido per sabbia+ghiaia Il metodo non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{SPT} ad una diminuzione di E con la profondità.

E = 7,71NSPT + 191 (Ghiaia + sabbia) **livello geotecnico 2**

6.5. PARAMETRI GEOTECNICI NOMINALI (STRUMENTALI) DISAGGREGATI E MEDI

Dalle correlazioni su citate, si sono ottenuti i seguenti parametri geotecnici disaggregati nominali (strumentali) dei terreni: essi non sono altro che una prima stima strumentale ed analitica delle misure ottenute a seguito dell'indagine geognostica eseguita.

S1 parametri geotecnici strumentali

Livello stratigrafico	Profondità (m)	Livello geotecnico	Profondità SPT (m)	N_{SPT} n	$(N_1)_{60}$ n	Dr %	Φ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m³)	E (MPa)
1	0.00 – 4.50	1	-1,5	7	10	39,2	32,4	-	18,5	11,2
			-3,00	10	10,1	39,4	32.5	-	18,5	12,7
2	4.50 – 8.00	2	-4,5	50	41,1	79,5	45,2	-	19,5	58,6

S2 parametri geotecnici strumentali

Livello stratigrafico	Profondità (m)	Livello geotecnico	Profondità SPT (m)	N_{SPT} n	$(N_1)_{60}$ n	Dr %	Φ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m³)	E (MPa)
1	0.00 – 4.50	1	-1,5	9	12,8	44,4	34,1	-	18,5	12,2
			-3,00	12	12,1	43,1	33,6	-	18,5	13,7
2	4.50 – 8.00	2	-4,5	50	41,1	79,5	45,2	-	19,5	58,6

S3 parametri geotecnici strumentali

Livello stratigrafico	Profondità (m)	Livello geotecnico	Profondità SPT (m)	N_{SPT} n	$(N_1)_{60}$ n	Dr %	Φ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m³)	E (MPa)
1	0.00 – 4.50	1	-1,5	9	12,8	44,4	34,1	-	18,5	12,2
			-3,00	18	18,1	52,8	36,7	-	18,5	16,8
2	4.50 – 8.00	2	-4,5	50	41,1	79,5	45,2	-	19,5	58,6

Parametri geotecnici <u>MEDI dei sondaggi</u> dei terreni

Livello geotecnico	Dr %	Φ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m³)	E (MPa)	Descrizione stratigrafica sintetica con riferimento ai livelli stratigrafici
1	43.9	33.9	-	18.5	13.1	Materiali di riporto
2	79.5	45.2	-	19.5	58.6	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

(Dr) densità relativa; (φ') angolo di resistenza al taglio; (c') coesione efficace intesa come cementazione; (γ) peso di volume; (E) Modulo di deformazione Elastica;

Lo scrivente ritiene che ai fini dell'individuazione dei più corretti parametri geotecnici, sia opportuno mediare i risultati su ottenuti almeno con quelli dell'area adiacente, oggetto del progetto del "Babyparking", in virtù dell'identico assetto stratigrafico che contraddistingue le due aree adiacenti.

Parametri geotecnici <u>MEDI dei sondaggi e delle prove penetrometriche</u> dei terreni

Livello geotecnico	Dr %	Φ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m³)	E (MPa)	Descrizione stratigrafica sintetica con riferimento ai livelli stratigrafici
1	43.2	33.6	-	18.5	12.1	Materiali di riporto
2	72.8	43.0	-	19.5	57.0	Depositi fluvio-glaciali SUBSINTEMA DI COL GIANSESCO

(Dr) densità relativa; (φ') angolo di resistenza al taglio; (c') coesione efficace intesa come cementazione; (γ) peso di volume; (E) Modulo di deformazione Elastica;

6.6. NTC, EC7, PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI E MODELLO GEOTECNICO

Con la nuova normativa *(**D.M. 14/01/2008**, ma già con il **D.M. 14/09/2005** abrogato di fatto)* non si possono utilizzare i valori di resistenza dei parametri geotecnici medi così come sopra calcolati, se non per i calcoli effettuati ai sensi del **§ 2.7 NTC-2008**, ovvero alle tensioni ammissibili. È necessaria la ricerca dei valori caratteristici (x_k) dei parametri geotecnici. I valori caratteristici corrispondono generalmente al 5°percentile delle resistenze; le *Norme Tecniche per le costruzioni* (NTC) li definiscono solo per i materiali e i prodotti delle strutture (***§ 2.3. NTC-08***) e non fa riferimento esplicito per i terreni o le rocce ma solo ai sistemi geotecnici con rimando al ***§ 6.2.2. NTC-08*** dove si legge: *"per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato".*

In mancanza di indicazioni specifiche si ricorre alle definizioni dell'***Euro Codice 7*** (**EC7**) (***§ 12*** *"RIFERIMENTI TECNICI"* ***NTC-08***), secondo cui, il valore caratteristico corrisponde ad una valutazione cautelativa del valore medio (nell'ambito di una certa superficie o di un certo volume di sottosuolo) del parametro che determina il comportamento del terreno e che influenza l'insorgere dello stato limite, ossia di una determinata superficie di rottura. Il ***§ C 6.2.2.4*** della ***Circolare*** illustra chiaramente come tali valori debbano essere scelti. In particolare:

"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 rigidezza".

Il valore che influenza la rottura è il 5°percentile (stima cautelativa) del valore medio. Si ricorda, infatti, che per valore caratteristico si intende *"quel valore a cui è fissata la probabilità di non superamento e rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie illimitata di prove"*

Secondo la teoria dei campi aleatori, i parametri geomeccanici presentano fluttuazioni periodiche nei loro valori, nel verso verticale e orizzontale. *"Più sono grandi le dimensioni entro le quali i parametri sono mediati, più le fluttuazioni attorno al trend tendono a cancellarsi nei calcoli della media spaziale"* (NADIM & LASSE, 1996, *ASCE publication N°58*).

Nel calcolo del valore caratteristico di parametri come φ (parametro che segue una distribuzione normale), se i dati medi sono orientativamente superiori a 5, si ipotizza che per grandi volumi di rottura (fondazioni superficiali) la media del campione sia uguale alla media

della popolazione: il valore caratteristico è in questo caso il 5° percentile della distribuzione della media e si applica la formula rigorosa, con distribuzione di STUDENT:

$$\mu = t(n-1)\ \frac{s}{\sqrt{n-1}}\ + \bar{x}$$

$$x_k = \bar{x} + t_{0.05}(n-1)\ \frac{s}{\sqrt{n-1}}$$

dove μ è la media della popolazione, contrapposta ad x con barra, media del campione. La media della popolazione segue una distribuzione di STUDENT, che esibisce una dispersione, maggiore della normale, tanto più pronunciata quanto minore è il numero dei dati a disposizione (formula tratta da DAVID VOSE: *"Risk analysis a quantitative guide", Wiley, 2001*)

Nel calcolo, invece, del valore caratteristico di parametri come *E, c* e c_U, (parametri che seguono una distribuzione lognormale) si ipotizza che la media campione sia uguale alla media della popolazione ma si applica il metodo conservativo di Angus:

$$L_{1\ \alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2}\ \frac{t_{1\ \alpha/2}(n\ \ 1)}{\sqrt{n}} * \sqrt{S^2(1+\frac{S^2}{2})}$$

Per la verifica della sicurezza e delle prestazioni secondo gli **SLU** si elencano nella seguente tabella i valori caratteristici ricavati con il metodo e le relazioni illustrate; in questo studio si è posto che n = numero dei dati = 9, dalle nove indagini eseguite. (*MODELLO GEOTECNICO*, **Fig. 9**).

FONDAZIONI SUPERFICIALI - PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI *(PER VERIFICHE EX NTC-2008)*

Livello geotecnico	Φ_k (°)	c'_k (kPa)	γ_k (kN/m^3)	E_k (MPa)
1	32	-	18.5	11.3
2	41	-	19.5	54.8

(Dr) densità relativa; (φ') angolo di resistenza al taglio; (c') coesione efficace intesa come cementazione; (γ) peso di volume ; (E) Modulo di deformazione Elastica;

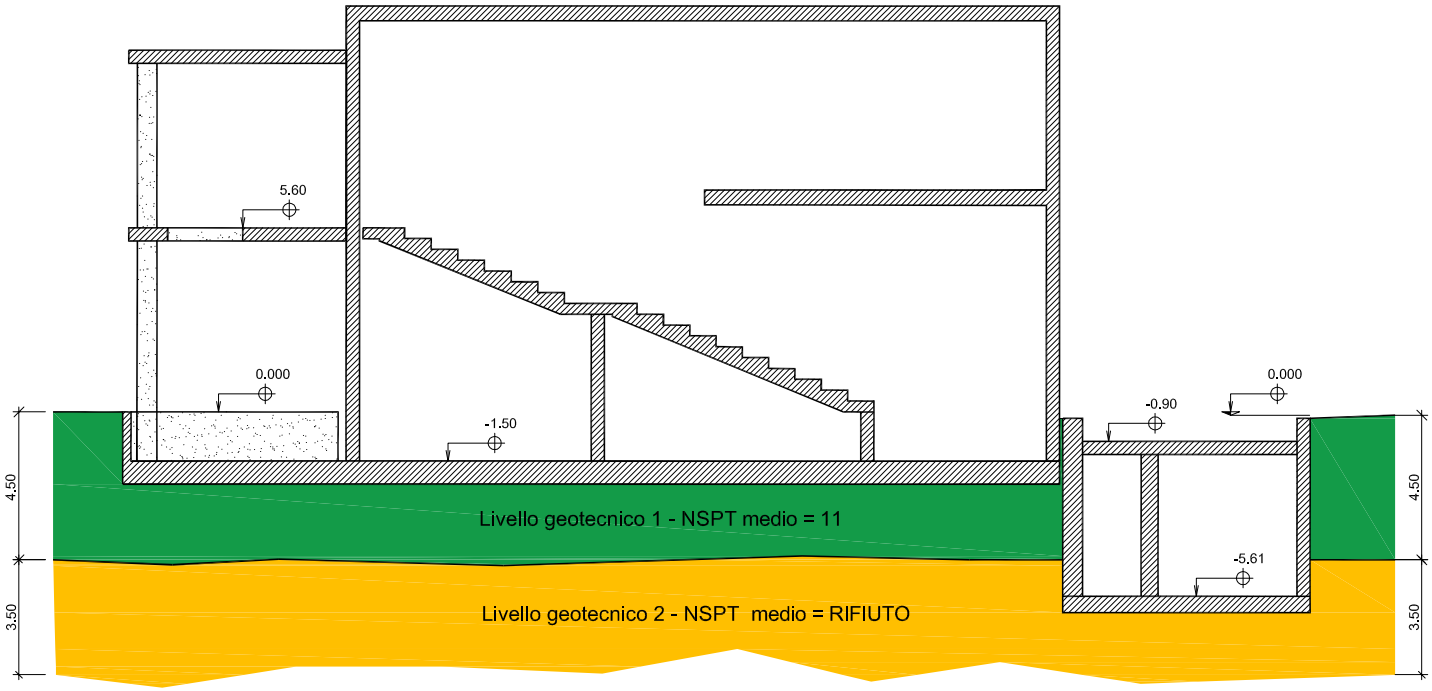
7. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

7.1. SPETTRO DI PROGETTO O ANELASTICO

Applicando il metodo pseudo statico (si veda paragrafo successivo) l'azione sismica si traduce in accelerazioni del sottosuolo (effetto cinematico k_{hk}) e nella fondazione (effetto inerziale k_{hi}) per le azioni delle forze di inerzia prodotte nella struttura in elevazione. Per un'azione sismica, modellata attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti si esprimono tramite i coefficienti sismici k_{hk} e k_{hi}, non necessariamente di egual valore. Al fine, dunque, del

MODELLO GEOTECNICO

Figura 8



successivo calcolo della resistenza di progetto R_d è necessario ricavare il valore K_{hi} della funzione con periodo coincidente con il periodo fondamentale della struttura, che si può ottenere anche in maniera grafica utilizzando i parametri sismici precedentemente ottenuti e i parametri della struttura in progetto direttamente comunicati dal progettista:

- Fattore di struttura **q** = 1
- Periodo fondamentale **T** = 0,58

Graficamente (**Fig. 10**) si ottiene, dunque, il valore K_{hi} della funzione = **0,14.**

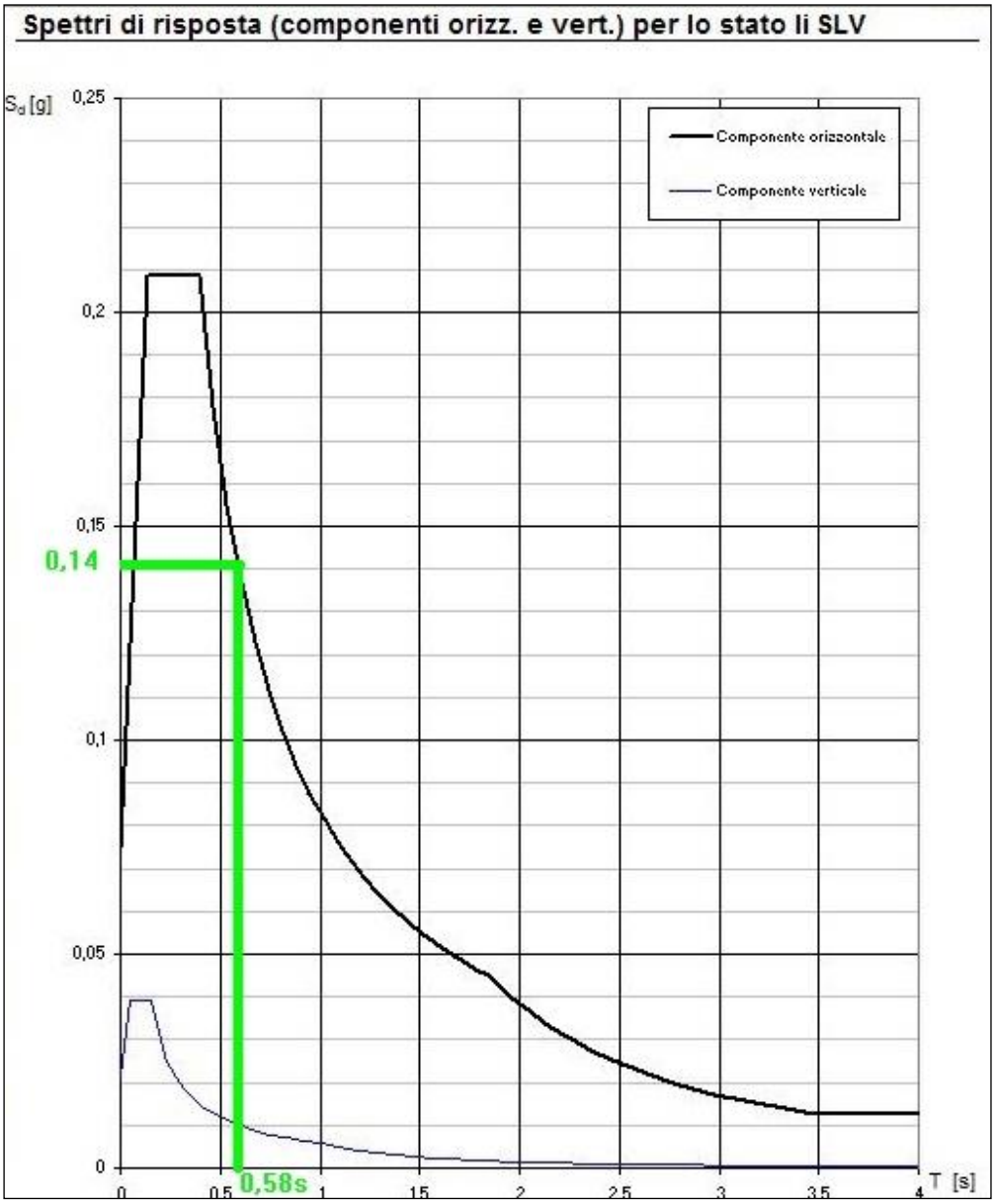


Fig. 10: ricostruzione grafica del valore del coefficiente sismico K_{hi} sul grafico dello spettro di risposta.

7.2. SCELTA DELL'APPROCCIO PROGETTUALE

In accordo col progettista verrà utilizzato l'approccio progettuale n°2 **A1+M1+R3** combinazione unica (**§ 6.4.2.1. NTC-08 e Tabelle 6.1.I, 6.1.II e 6.4.I delle NTC**). Con tale approccio verranno utilizzati i soli parametri caratteristici senza l'applicazione dei coefficienti parziali ai parametri geotecnici del terreno.

Si ricava in questo modo la resistenza di progetto R_d, che corrisponde (e sostituisce nominalmente) alla precedente Q_{lim} delle tensioni ammissibili ex ***DM 11/03/1988.*** Alla R_d ottenuta sarà applicata un fattore di sicurezza γ_R (**R3**) corrispondente a **2,3**.

7.3. VERIFICHE AL CARICO LIMITE ULTIMI *(SLU-STRU e SLU-GEO)*

Si procede al calcolo della capacità portante limite R_d, **(Tabella 12)** per le fondazioni superficiali in progetto, utilizzando l'espressione trinomia generale semplificata di BRINCH – HANSEN (1970) / VESIC (1975), la cui forma generale, valida per un qualunque rapporto D/B (BOWLES, 1991), si esplicita nel seguente modo:

$$R_d = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot Z_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot Z_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot Z_q$$

dove:

R_d	portata unitaria agente sul piano di fondazione che determina la rottura del terreno per raggiunto limite della resistenza al taglio (φ)
B	larghezza della fondazione (m)
N_γ, N_c, N_q	fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio. L'effetto cinematico modifica solo il coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico k_{hk}
s_γ, s_c, s_q	fattori di forma dipendenti dalla geometria della fondazione
i_γ, i_c, i_q	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico e dipendenti dal coefficiente k_{hi} (effetto inerziale)
b_γ, b_c, b_q	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione
g_γ, g_c, g_q	fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna
d_γ, d_c, d_q	fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa della fondazione
Z_γ, Z_c, Z_q	fattori correttivi che tengono conto degli effetti inerziali indotti dal sisma adottati dal metodo di PAOLUCCI & PECKER (1997)
γ	peso di volume naturale del terreno al di sotto del piano di fondazione (t/m³)
c'	coesione (t/m²)
q'	sovraccarico agente ai bordi della fondazione per effetto dell'approfondimento (t/m²)

Per il calcolo della R_d sono poste le seguenti condizioni:

- fondazione superficiale a platea con larghezza **B** = 15,5 m, lunghezza L = 23 m, altezza H = 0,60 m;

- considerando cautelativamente un sovraccarico laterale agente sulle fondazioni corrispondente a non più di 0,60 m di interramento della fondazione;
- considerando pertanto i parametri geotecnici caratteristici del **livello geotecnico 1**;
- considerando l'assenza della falda alle quote di posa della fondazione;

Nella **Tabella 4** viene riportata, indipendentemente dai carichi calcolati dal progettista sui terreni di fondazioni, la R_d dei terreni in esame calcolati dal sottoscritto. Perché la resistenza di progetto R_d sia accettabile dovrà essere verificata dai progettisti la seguente disequazione:

$$(R_d / \gamma_R) \geq E_d \text{ (azione di progetto fornita dallo strutturista)}$$

Il rapporto R_d / E_d, dunque, dovrà essere ≥ al fattore di sicurezza γ_R (**R1 = 1**) e al fattore di sicurezza γ_R (**R3 = 2,3**) rispettivamente per le verifiche agli SLU-STRU e agli SLU-GEO. La resistenza di progetto (ammissibile) R_d / γ_R è stata calcolata applicando un fattore di sicurezza γ_R **= 2,3** come richiesto dalla normativa vigente, esclusivamente alla pressione limite netta, ossia solo all'aliquota che occorre applicare, in aggiunta al carico litostatico agente sul piano di fondazione, per portare a rottura il terreno.

L'azione di progetto E_d dovrà essere confrontata con R_d e verificata coi fattori di sicurezza di cui sopra.

Profondità posa fondazione (m)	*Lunghezza L* (m)	*Larghezza B* (m)	R_d kPa - kg/cm^2	γ_R	R_d / γ_R kPa - kg/cm^2
2,1	23	15,5	2174 - 22,17	2,3	**951 – 9,70**

Tabella 4: resistenza di progetto R_d e fattori di sicurezza γ_R *alle condizioni di progetto.*

Il valore della capacità portante non é, tuttavia, sufficiente da solo a garantire la sicurezza della struttura. Infatti, come dimostrano le esperienze di BURLAND 1977, la pressione ammissibile sul terreno deve anche tenere conto dell'entità dei cedimenti indotti dal peso della struttura, in quanto non è assicurato che al valore di R_d / γ_R calcolato corrispondano dei cedimenti tollerabili dalla struttura.

7.4. VERIFICHE AL CARICO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per completare lo studio delle fondazioni, dopo aver analizzato la stabilità del complesso fondazione – terreno, è necessario procedere ad analizzarne il comportamento sotto i carichi di esercizio (SLE) e quindi verificare la sua funzionalità attraverso l'analisi dei cedimenti. Un primo risultato che può essere raggiunto è quello della valutazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti della fondazione attraverso l'utilizzo della teoria dell'elasticità, che rappresenta il primo passo nella complessa analisi dell'interazione terreno – struttura, concentrando in tal modo l'attenzione esclusivamente sul terreno di fondazione, trascurando la rigidezza della fondazione e della struttura in elevazione. Per procedere a tale calcolo è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per effetto dell'applicazione del carico.

Le **NTC-08** dicono che il progetto deve indicare il valore di soglia dei cedimenti e delle distorsioni compatibili con la curabilità e l'esercizio dell'opera (a breve e a lungo termine). In mancanza di dati specifici sui valori dei cedimenti tollerabili, si decide di stimare i cedimenti corrispondenti ai valori dei carichi di esercizio.

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti, sono stati considerati (secondo un processo di calcolo inverso) come valori dei carichi di esercizio (SLE) i valori di pressione tali da non indurre cedimenti oltre un determinato valore limite (identificato dal progettista strutturale).

Considerando, quindi, una fondazione a platea in c.a., l'entità dei cedimenti dovrebbe risultare generalmente inferiore al valore compatibile con le usuali strutture a telaio in c.a., per le quali si può ritenere ammissibile un cedimento pari a $S = 18000 \cdot \beta_{max}$ nel caso di fondazioni a platea su terreni granulari non coesivi (GRANT et al., 1974). Assumendo β_{max} (massima distorsione angolare ammissibile) pari a 1/500 risulta S_{AMM} = 3,6 cm (Eurocodice 7 - Normativa geotecnica europea) per fondazioni a platea. Si lascia, tuttavia, al progettista strutturale facoltà e responsabilità di scelta sul massimo cedimento tollerabile dalla struttura.

Si è provveduto, dunque, ad una stima dei cedimenti totali: sono disponibili in bibliografia (POULOS & DAVIS, 1974) numerose espressioni che consentono di determinare le tensioni indotte in forma analitica chiusa. Tra i modelli teorici esistenti si è utilizzato quello valido per una fondazione rettangolare:

$$\delta_{tot} = \Sigma[\Delta\sigma_{Zi} - v_i\,(\Delta\sigma_{Xi} + \Delta\sigma_{Yi})\,\Delta z_i/E_i\,]$$

per il quale le espressioni delle tensioni indotte sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_{Zi} = 2q/\pi \cdot \{[tg^{-1}(L/2 \cdot B/2)/zR_3] + [(L/2 \cdot B/2 \cdot z)/(R^3)] \cdot (1/R_1^2 + 1/R_2^2)\}$$

$$\Delta\sigma_{Xi} = 2q/\pi \cdot \{[tg^{-1}(L/2 \cdot B/2)/zR_3] - [(L/2 \cdot B/2 \cdot z)/(R^3 \cdot R_1^2)]\}$$

$$\Delta\sigma_{Yi} = 2q/\pi \cdot \{[tg^{-1}(L/2 \cdot B/2)/zR_3] - [(L/2 \cdot B/2 \cdot z)/(R^3 \cdot R_2^2)]\}$$

$$R_1 = \sqrt{[(L/2)^2 + z^2]}$$

$$R_2 = \sqrt{[(B/2)^2 + z^2]}$$

$$R_3 = \sqrt{[(L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2]}$$

dove:

δ_{tot}	cedimento totale (cm)
q	carico agente per unità di superficie applicato al centro dello strato -iesimo (kPa)
z	profondità dello strato -iesimo
E	modulo di deformazione (kPa)
B	larghezza della fondazione (m)
L	lunghezza della fondazione (m)
v	coefficiente di *POISSON*
$\Delta\sigma_{Zi}$ $\Delta\sigma_{Xi}$	incrementi di tensione dovuti ai carichi applicati per le componenti di deformazione

$\Delta\sigma_{Yi}$	longitudinale in presenza delle 3 componenti normali di tensione.

Per il calcolo dei cedimenti (**Tabella 5**) sono supposte le seguenti condizioni:

- dimensioni della platea di fondazione: ***B*** x ***L*** = 15,5 m x 23 m;
- considerando i rispettivi parametri ***E*** e ***v*** (*Poisson*) dei terreni al di sotto della fondazione;
- carichi agenti tali da ottenere un cedimenti max di 3,6 cm;
- considerando una profondità ***D*** di influenza della fondazione pari a 1 volta la larghezza ***B*** della fondazione stessa (*"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"* – ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA, 1977);

carichi verticali totali agenti sulla fondazione N kN - Tonn.	Pressione sul terreno (SLE) E_d kPa - kg/cm^2	Cedimento totale δ_{tot} cm
56000 – 5714	156,8 – 1.6	3,67
10500 – 1071	29,4 – 0,3	0,69

Tabella 5: carichi verticali totali agenti (N), pressione sui terreno E_d agli SLE (fornite dallo strutturista) e relativi cedimenti totali δ_{tot}

Sarà cura del progettista valutare se i cedimenti sopra ottenuti rientrano nella soglia di tollerabilità della struttura in base ai carichi di esercizio previsti.

È da evidenziare, inoltre, che trattandosi di terreni incoerenti (c' = 0), a granulometria grossolana con elevato coefficiente di permeabilità, i cedimenti indotti dai carichi previsti si esauriranno praticamente tutti in corso d'opera (cedimenti immediati coincidenti con i cedimenti totali) e non si verificheranno cedimenti a lungo termine (cedimenti secondari).

7.5. STIMA DEL COEFFICIENTE DI WINKLER K_S

Per quanto il coefficiente di WINKLER K_S, richiesto per il corretto dimensionamento e per la corretta verifica delle fondazioni, il modo più opportuno per la sua stima è rapportare il carico unitario (in questo caso E_d) al relativo cedimento (δ). Si sono, pertanto, ottenuti i seguenti valori (**Tabella 6**):

carichi verticali totali agenti sulla fondazione N kN - Tonn.	Pressione sul terreno (SLE) E_d kPa - kg/cm^2	Cedimento totale δ_{tot} cm	Coefficiente di Winkler K_S (kg/cm^3)
56000 – 5714	156,8 – 1.6	3,67	0,44
10500 – 1071	29,4 – 0,3	0,69	0,44

Tabella 6: carichi verticali totali agenti (N), pressione sui terreno E_d agli S,LE (fornite dallo strutturista), relativi cedimenti totali δ_{tot} e valori del coefficiente di Winkler K_S

8. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

In base alle risultanze della ***Relazione Geologica*** allegata al progetto e all'attenta osservazione delle caratteristiche morfologiche e litostratigrafiche, nonché in relazione al fatto che la struttura sorgerà su di un'area pianeggiante, il sito oggetto di intervento è da ritenere stabile nei confronti di dissesti gravitativi e nei confronti dei rapporti con la falda (assente alle quote di interesse progettuale).

L'esecuzione degli interventi in progetto, inoltre, dovrebbe comportare la realizzazione di scavi di altezza > 2 m circa dal p.c.. La eventuale stabilità dei fronti deve essere garantita esclusivamente nella fase di cantiere prima e durante lo scavo. Tali altezze di scavo, qualora fossero superiori e con fronti verticali, impongono, tuttavia, la realizzazione di opere di sostegno provvisionali dei fronti di scavo.

Si ricorda, infatti, che:

- ***D.Lgs 81/2008, art. 118***: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per la presenza della falda, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- ***D.Lgs 81/2008, art. 118***: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- ***D.Lgs 81/2008, art. 120***: È vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.
- ***D.M. 14/01/08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo)***: Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

9. CONCLUSIONI

Nel corso della ***Relazione Geotecnica***, redatta in coerenza con la ***Relazione Geologica***, sono stati descritti gli aspetti geotecnici del sito (*MODELLO GEOTECNICO*), la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione e le relative verifiche sulla sicurezza e le prestazioni

attese. La caratterizzazione geotecnica si è basata sui risultati di n°3 sondaggi (**S1 ÷ S3**) eseguiti sul sito in esame, su quelli eseguiti in aree adiacenti e sulla conoscenza e l'esperienza sui terreni della zona. In base ai dati ed alle considerazioni effettuate si può concludere che:

- i terreni in oggetto sono depositi fluvio-glaciali prettamente ghiaioso – ciottolosi (**Livelli stratigrafico 2** della ***Relazione geologica***, **livello geotecnico 2** della ***Relazione geotecnica***), ricoperti in gran parte da materiali di riporto grossolani in abbondante matrice sabbiosa e limosa (**Livelli stratigrafico 1** della ***Relazione geologica***, **livello geotecnico 1** della ***Relazione geotecnica***).
- sono stati esposti i parametri geotecnici strumentali singoli di ogni verticale indagata, medi e caratteristici dei **livelli geotecnici** individuati; i terreni di posa delle fondazioni, secondo il progetto in esame, saranno inevitabilmente quelli del **livello geotecnico 1**.
- per la tipologia e geometria di fondazione superficiale quale quella presente negli elaborati progettuali e del suo piano di posa, sono state calcolate le resistenze di progetto, stimati i cedimenti tollerabili e compatibili con i carichi della struttura e stimato il coefficiente di Winkler.

In sede d'intervento, ad ogni buon conto, sarà opportuno nel corso dell'esecutività del progetto verificare, anche con la presenza del geologo, le informazioni così ottenute e, se necessario a parere del progettista, eventualmente procedere ad un supplemento d'indagine.

Sulla base di quanto sopra espresso, in relazione ai disposti previsti dalla normativa, le presenti ***Relazione Geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (§ 6.2.2. delle NTC-08 e § C 6.2.2. della Circolare)*** *e* ***di verifica della sicurezza e delle prestazioni (§ 6.2.3. delle NTC-08 e § C 6.2.3. della Circolare)*** *fanno riferimento alla* ***Relazione Geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito (§ 6.2.1. delle NTC-08 e § C 6.2.1. della Circolare),*** *e contengono tutti le informazioni e i dati necessari al corretto dimensionamento delle strutture, fatti salvi la valutazione del progettista dei risultati riportati nell'ambito della presente nota e l'uso delle corrette regole costruttive.*

Asti, giugno 2016

Dott. Geol. Duccio Ivo Platone
N. 574 dell'Ordine dei Geologi del Piemonte

ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE
DUCCIO IVO PLATONE GEOLOGO A.P. SEZ. A N. 574
ALBO PROFESSIONALE