

COMMITTENTE:



Beni Stabili S.p.a. SIIQ

Sede legale: Via Piemonte ,38 - 00187 Roma
tel. +39.06.36222.1 - 06.36222.745
www.benistabili.it



Beni Stabili Engineering s.r.l.

20123 Milano - Via Cornaggia, 10
Tel. 02.36664100 - Fax 02.36664687

ALTA SORVEGLIANZA

PROGETTO:

RECUPERO

COMPLESSO EDILIZIO
EX INTENDENZA DI FINANZA
EX CONVENTO DI SAN BERNARDINO
VIA DEGLI ZABARELLA 54 VIA S.BIAGIO 7

PADOVA



STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.
Ingegneria geotecnica - Ingegneria sismica - Ingegneria ambientale
geologia applicata

Sede Legale e Uffici: via Ripamonti 89 - 20141 Milano - Tel.: +39 025220141 - Fax: +39 02 5691845
E-mail: info@studlogotecnico.it - P.E.C.: sgi@legalmail.it - Sito web: www.studlogotecnico.it

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURE (VARIANTE A 2 PIANI)

OGGETTO:

STUDIO DI SINTESI DELLE INDAGINI PROPEDEUTICHE

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO S.r.l.
Dott. Ing. Valeriano Pastore
Iscrizione Albo degli Ingegneri
Provincia di Milano
N. 22123

DATA AGG.	REV. N°	FILE	DESCRIZIONE DELL'AGGIORNAMENTO	DISEGNATORE	APPR.

EMISSIONE

ELABORATO N.

DATA PRIMA EMISSIONE
09-01-2018

SCALA
+

FILE
08903-024R01E01.doc

08903-024R01

DISEGNATO
SGI

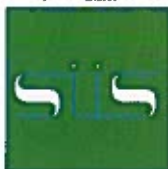
APPROVATO
GIC

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
530 SOUTH EAST ASIAN AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60607
TEL: 773-936-3700
WWW.CHEM.UCHICAGO.EDU

7-11-11

STYRENE POLYMERIZATION MONOMER
L. H. CRAG, JR. (1919-2007)
Fellow of the Royal Society
Fellow of the American Academy of Arts and Sciences
1982

100-1-11-11

**Siis - Società Italiana Ingegneria e Servizi s.r.l.**

Via Milazzo, 26/C - 35139 Padova
 Tel. 049.8713060 - Fax 049.8717608
 P. I. 02699100281
 www.siiis-pd.it
 info@siiis-pd-it

PROJECT MANAGEMENT

Geom. Antonio MICHELETTO

**DOTT. ARCHITETTO MORENO CARNIATO**

Via Brigata Marche 53, 31100 TREVISO



Servizi e Controlli per la Progettazione s.r.l.
 via dello Squero 4, 31100 Treviso
 tel 0422 412820 fax 0422 412821 E-mail: secpro@tdn.it

**PROGETTO ARCHITETTONICO
E DIREZIONE LAVORI**

Dott. Arch. Moreno CARNIATO

**STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.**

ingegneria geotecnica ingegneria sismica ingegneria ambientale
 geologia applicata

Sede Legale e Uffici: via Ripamonti 89 - 20141 Milano - Tel.: +39 025220141 - Fax: + 39 02 569 1845
 E-mail: info@studiogeotecnico.it - P.E.C.: sgi@legalmail.it - Sito web: www.studiogeotecnico.it

CONSULENZA GEOTECNICA

Ing. Valeriano PASTORE

**SOGEN s.r.l.**

SEDE PADOVA - Ufficio Tecnico
 via A. Bonazza, 33 - 35132 - Padova (PD) - IT
 tel. +39 049 864 6799
 fax +39 049 605 473
 www.sogen.it sogen@pec.sogen.it
 P.IVA / C.F. IT-03651260287

PROGETTO STRUTTURE

Ing. Maurizio SCHIAVO

**Siis - Società Italiana Ingegneria e Servizi s.r.l.**

Via Milazzo, 26/C - 35139 Padova
 Tel. 049.8713060 - Fax 049.8717608
 P. I. 02699100281
 www.siiis-pd.it
 info@siiis-pd-it

**COORDINAMENTO DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE E DI
ESECUZIONE****SAP - Società Archeologica s.r.l.**

Strada Fienilli, 38/a - 46020 Quingentole (MN)
 Tel. 038642591 - Fax 038642287
 P. I. 01725150203
 www.archeologica.it
 mail@archeologica.it

CONSULENZA ARCHEOLOGICA

dott. Agostino Favaro

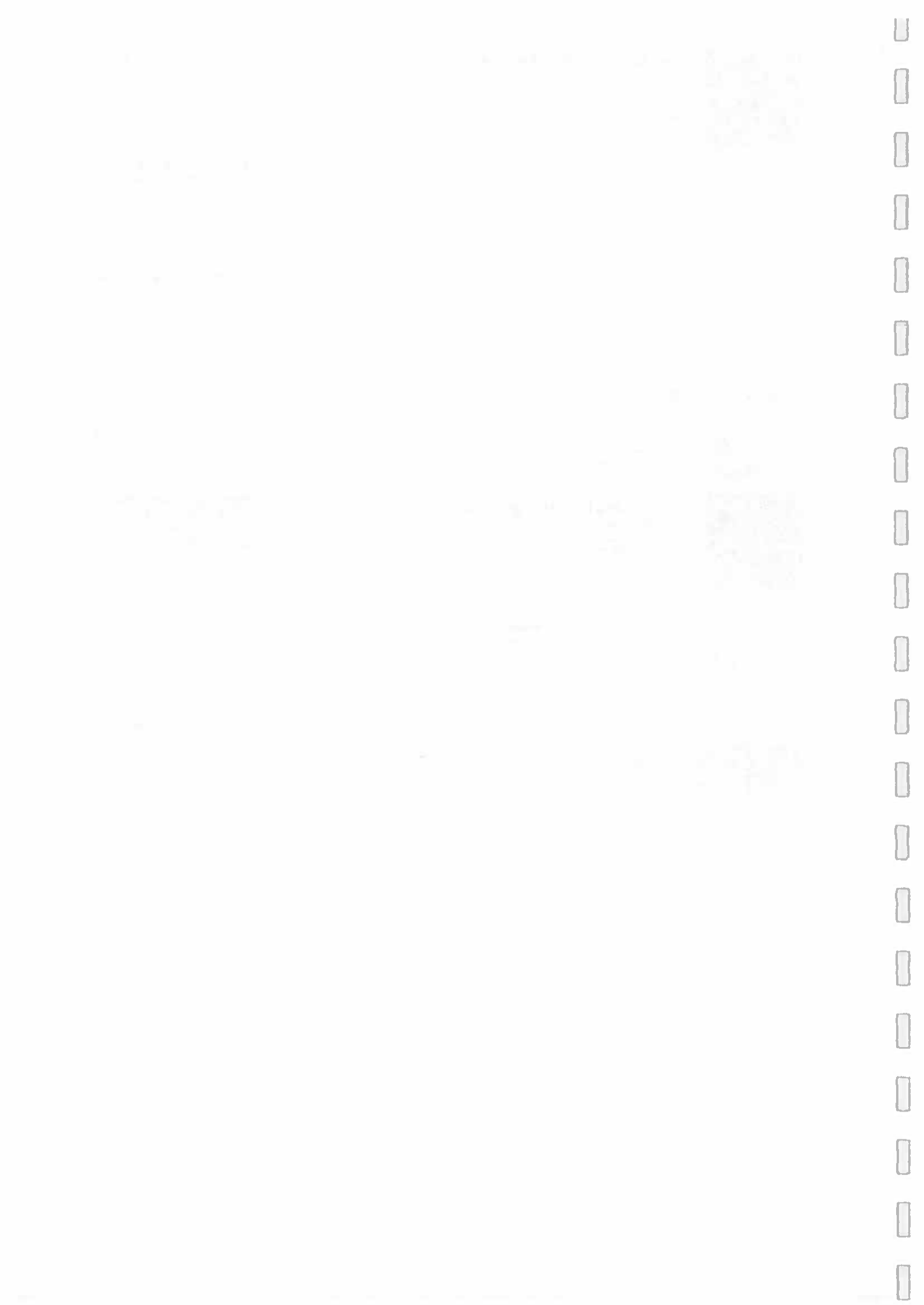


S.G.M. Geologia e Ambiente S.r.l.
 Via M.M. Plattis, 21 - 44124 FERRARA
 internet: www.sgm-ambiente.it
 e-mail: info@sgm-ambiente.it

PEC: sgm-ambiente@pec.it
 Tel 0532/977899
 Fax 0532/906907
 C.F. e Partita Iva 01299560381

CONSULENZA AMBIENTALE

Dott. Geol. Linda Collina



INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1	Leggi e norme.....	3
2.2	Documenti di progetto	3
3.	INQUADRAMENTO DEL SITO	5
4.	INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE.....	6
4.1	Indagini pregresse (2008)	7
4.1.1	Indagini e prove in sito	7
4.1.2	Prove di laboratorio	7
4.2	Indagini integrative (2016)	8
4.2.1	Indagini e prove in sito	8
4.2.2	Prove di laboratorio	8
5.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	9
5.1	Situazione stratigrafica	9
5.2	Parametri geotecnici dei materiali.....	10
5.3	Falda	12
6.	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI.....	17
6.1	Paratia di pali secanti.....	17
6.2	Tampone di fondo	18
7.	MODELLAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI SICUREZZA.....	19
7.1	Paratia.....	19
7.2	Tampone di fondo	22
8.	MONITORAGGIO GEOTECNICO.....	25
9.	CONCLUSIONI.....	26
10.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	27

1. PREMESSA

Lo Studio Geotecnico Italiano ha ricevuto dalla Società Beni Stabili S.p.A. SIIQ l'incarico per la consulenza geotecnica alla progettazione della rimessa interrata presso l'immobile già sede del Convento di S. Bernardino e dell'Intendenza di Finanza, sito a Padova in via degli Zabarella n. 54, in corrispondenza dell'incrocio tra Via degli Zabarella e Via San Biagio.

Le opere geotecniche funzionali a realizzare la rimessa erano già state oggetto di valutazione (si rimanda a questo proposito allo "Studio di sintesi delle indagini propedeutiche" del novembre 2010 redatto da SIGES e allegato alla documentazione presentata al fine di ottenere il permesso di costruire); la valutazione era basata su un modello geologico, idrogeologico e geotecnico specifico per il sito ottenuto a partire da indagini le cui risultanze sono sintetizzate nel rapporto di "Indagine geognostica" a cura della ditta RCR, del settembre 2008.

La soluzione progettuale analizzata riguardava una rimessa interrata su tre livelli, impostata a circa 10 m di profondità da p.c. e da realizzare mediante:

- sistema c.d. 'semi-top-down', con realizzazione delle fasce perimetrali dei tre solai in fase di discesa e completamento dei solai in fase di risalita, sostegno verticale delle opere pre-costruite mediante micropali di sacrificio;
- paratia perimetrale chiusa, di lunghezza 20 m;
- tampone di fondo esteso a tutta l'area, di spessore non inferiore a 3 m e profondità di base coincidente con quella della paratia.

Nel periodo agosto – ottobre 2016 sono state effettuate ulteriori indagini geognostiche (si veda il rapporto di "Indagine geognostica" che viene allegato con la presente), che hanno permesso valutazioni più approfondite sulla fattibilità delle opere. Da tali approfondimenti scaturisce la variante alle opere geotecniche qui presentata.

Rispetto alla soluzione precedentemente prevista, la variante introduce le modifiche seguenti:

1. riduzione dei livelli interrati da 3 a 2 e conseguente riduzione della profondità massima di scavo a circa 8 m;
2. profondità del tampone di fondo, che viene ad essere compresa tra 11 e 14 anziché tra 17 e 20 m;



3. lunghezza della paratia, che passa da 20 a 14 m;
4. tecnologia esecutiva della paratia mediante pali secanti realizzati in presenza del rivestimento in luogo di colonne di jet grouting armati con micropali.

Le modifiche ai punti 2. e 3. sono diretta conseguenza di quelle al punto 1., mentre la modifica al punto 4. rappresenta un miglioramento rispetto alla soluzione a suo tempo valutata in quanto:

- comporta un minore disturbo al terreno durante la fase esecutiva;
- forma un'opera più rigida, quindi comporta deformazioni più contenute al terreno e alle fondazioni dei fabbricati circostanti lo scavo.

Ai capitoli seguenti si espongono le valutazioni relative alle opere geotecniche in variante.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Leggi e norme

La presente relazione è stata redatta in conformità alle prescrizioni ed indicazioni contenute nelle leggi che regolano la progettazione e l'esecuzione di opere geotecniche e la protezione dal rischio sismico, qui di seguito elencate:

- [A.1] legge 5 novembre 1971, n. 1086 ("Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica");
- [A.2] legge 2 febbraio 1974, n. 64 ("Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche");
- [A.3] D.M. 14 gennaio 2008 ("Norme Tecniche per le Costruzioni"), nel seguito richiamate anche come NTC;
- [A.4] Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 ("Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008");
- [A.5] Deliberazione Consiglio Regionale n. 67 del 3 dicembre 2003, recante in oggetto "Nuova classificazione sismica del territorio regionale: direttive"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto non in contrasto con esse, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- [B.1] Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 ("Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali");
- [B.2] Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 ("Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo").

2.2 Documenti di progetto

Per la redazione della presente si è fatto riferimento ai risultati delle indagini eseguite in agosto e settembre 2016, alle misure dei livelli piezometrici successivamente effettuate ed alla documentazione allegata alla domanda di

Permesso di costruire, in particolare ai documenti annessi alla Parte 11 di 18 (protocollo Comune di Padova n. 2015 – 0187464/E del 14/07/2015) di cui al punto 49 dell'elenco elaborati:

- [C.1] Rapporto di "Indagine geognostica", a cura della ditta RCR, del settembre 2008
- [C.2] Piano Urbanistico Attuativo per il recupero del complesso edilizio "Ex Intendenza di Finanza - ex Convento di S. Bernardino", Elaborato "Verifica di compatibilità idrogeologica" dell'ottobre 2010
- [C.3] "Recupero complesso edilizio - ex intendenza di finanza - ex convento di S. Bernardino – Via degli Zabarella 54 Via S. Biagio 1", relazione di "Studio di sintesi delle indagini propedeutiche" del 05/11/2010
- [C.4] Rapporto di "Indagine geognostica", a cura della ditta RCR, del dicembre 2016

3. INQUADRAMENTO DEL SITO

Le opere qui in oggetto saranno ubicate nel centro storico di Padova, alla confluenza tra via degli Zabarella e via S. Biagio, precisamente in corrispondenza del cortile interno al fabbricato già sede del Convento di S. Bernardino e della Intendenza di Finanza (Figura 1).



Figura 1 Vista aerea del sito oggetto degli interventi (fonte: Google earth)

Com'è ben noto e d'altro canto appare evidente dalla Figura 1, l'area di intervento è inserita in un contesto densamente edificato. Nel progetto esecutivo saranno sviluppati in dettaglio gli aspetti prettamente esecutivi, che dovranno tenere nella dovuta considerazione i vincoli e le soggezioni conseguenti all'ubicazione degli interventi, ed il sistema di monitoraggio da attuare al fine di garantire la tutela dei fabbricati e dell'ambiente circostanti.

4. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

La precedente valutazione delle opere geotecniche (rif. [C.3]) si era basata sulle indagini del 2008, le cui risultanze sono state esposte nel doc. rif. [C.1]. Al fine di condurre gli approfondimenti progettuali che hanno portato alla variante qui in discussione, sono state eseguite successivamente ulteriori indagini (agosto-settembre 2016), le cui risultanze sono esposte nel doc. rif. [C.4].

Qui di seguito si fornisce una breve sintesi di tutte le indagini a scopo geotecnico che sono state prese in conto nella presente. La loro ubicazione è mostrata nella Figura 2.

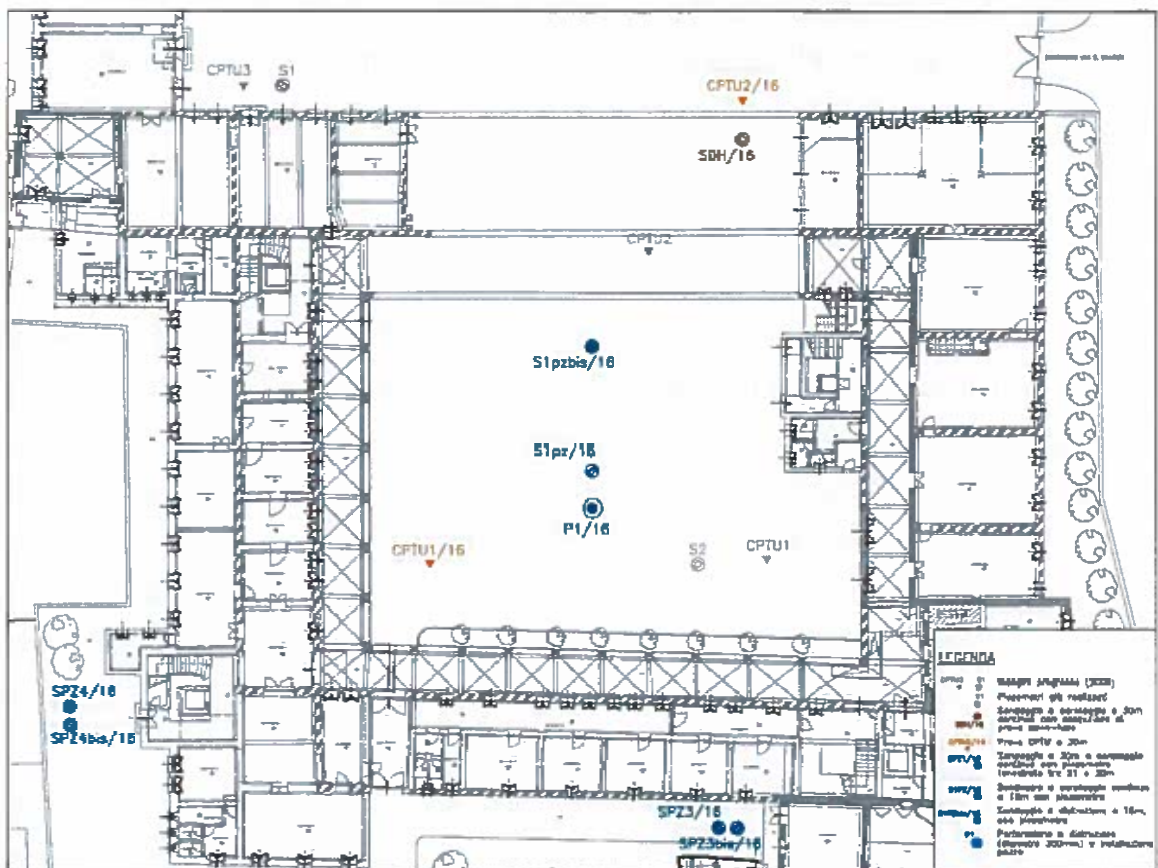


Figura 2 Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite per il progetto della rimessa interrata

4.1 Indagini pregresse (2008)

4.1.1 Indagini e prove in sito

Le indagini e prove in sito sono consistite in:

- perforazione a carotaggio continuo di n. 2 sondaggi (S1 ed S2), entrambi spinti alla profondità di 25 m;
- esecuzione di n. 2 prove di permeabilità "Lefranc" (rispettivamente alla profondità di 8 m da p.c. nel sondaggio S1 ed alla profondità di 11.5 m da p.c. nel sondaggio S2);
- esecuzione di n. 5 prove SPT nel sondaggio S1 e n. 5 prove SPT nel sondaggio S2, in entrambi i casi a profondità comprese tra 6 e 14 m;
- n. 3 prove CPTU, spinte a profondità 25 m (CPTU1, CPTU2 e CPTU3);
- misure speditive di resistenza a compressione non confinata con pocket penetrometer e di coesione non drenata con torvane.

4.1.2 Prove di laboratorio

Sui campioni indisturbati prelevati nello strato coesivo più superficiale (fino a 5 m) e sui campioni rimaneggiati prelevati a profondità comprese tra 7 e 16 m sono state effettuate le prove di laboratorio seguenti:

- n. 2 analisi granulometriche, n. 2 determinazioni del peso specifico dei grani, n. 2 determinazioni dei limiti di Atterberg, n. 2 prove edometriche e n. 2 prove consolidate – non drenate in cella triassiale sui 2 campioni indisturbati, entrambi prelevati a quota compresa tra 4.5 e 5 m (rispettivamente 1 set completo di prove sul campione dal sondaggio S1 e 1 set completo sul campione dal sondaggio S2);
- n. 2 analisi granulometriche su campioni rimaneggiati dal sondaggio S1 (profondità 12.5 e 15.5 m da p.c.) e n. 2 analisi granulometriche su campioni rimaneggiati dal sondaggio S2 (profondità 7 e 12 m da p.c.).

4.2 Indagini integrative (2016)

4.2.1 Indagini e prove in sito

In dettaglio, le indagini e prove in sito sono consistite in:

- n. 4 sondaggi a distruzione di nucleo spinti a profondità 18 m, nei quali sono stati installati tubi piezometrici fenestrati tra 3 e 17 m (P1/16, S1pzbis/16, Spz3bis/16, Spz4bis/16);
- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 18 m (S1pz/16) o di 30 m (SPZ3/16, SPZ4/16, SDH/16);
- n. 8 prove SPT nel sondaggio SPZ3/16, n. 8 prove SPT nel sondaggio SPZ3/16, n. 6 prove SPT nel sondaggio SDH/16, a profondità comprese tra 5 e 28,5 m;
- n. 2 prove di permeabilità Lefranc in ciascuno dei sondaggio SPZ3/16, SPZ4/16 ed SDH/16, rispettivamente alle profondità di 10.5 m da p.c. e 25.5 m da p.c. (SPZ3/16 ed SDH/16) e 24 m da p.c. (SPZ4/16);
- n. 2 prove CPTU, spinte a profondità 30 m (CPTU1/16 e CPTU2/16);
- n. 1 prova down-hole nel sondaggio SDH/16.

4.2.2 Prove di laboratorio

Su tutti i campioni rimaneggiati prelevati nello strato sabbioso sono state effettuate analisi granulometriche tramite vagliatura per via umida.

Sui campioni indisturbati prelevati nei livelli coesivi a profondità comprese tra 16.50 e 21.50 m da p.c. sono state effettuate le prove seguenti:

- determinazione di contenuto d'acqua naturale, peso dell'unità di volume, peso specifico dei grani;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometriche (vagliatura per via umida della frazione superiore al vaglio 0.075 mm e aerometria sulla frazione inferiore);
- n. 4 prove di compressione edometrica;
- n. 4 prove di compressione non consolidata non drenata (Tx-UU) e n. 4 prove di compressione consolidata - drenata (Tx-CID).

5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il modello geotecnico di riferimento per le valutazioni relative alle opere è basato sia sui riscontri delle indagini in sito sia sui risultati delle prove in sito di laboratorio di entrambe le campagne effettuate. In particolare, per derivare i valori operativi dei parametri geotecnici si è fatto riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito per gli strati granulari e ai risultati delle prove di laboratorio per gli strati o i livelli caratterizzabili come coesivi.

5.1 Situazione stratigrafica

La stratigrafia può essere considerata relativamente uniforme su tutta l'area e per gli scopi di progetto può ricondursi alla seguente:

- da 0 a 0,5÷1 m ca.: strato di riporto, costituito nel cortile interno del fabbricato da asfalto e materiali di sottofondo (ghiaia grossa e ciottoli), nel cortile esterno da terreno vegetale;
- da 0,5÷1 a 5÷6m ca.: strato di limo argilloso - argilla limosa, con presenza di livelli torbosi o, localmente, sabbiosi;
- da 5÷6 a 17 m circa: strato di sabbia medio fine;
- da 17 a 21,5 m circa: strato formato da alternanze di strati/livelli sabbiosi e/o argilloso -limosi e limoso - sabbiosi;
- da 21,5 m fino a 30 m: strato di sabbie medie e fini.

In Figura 3 sono mostrate le sezioni interpretative dei sondaggi, che costituiscono il modello geologico di riferimento per le opere in progetto.

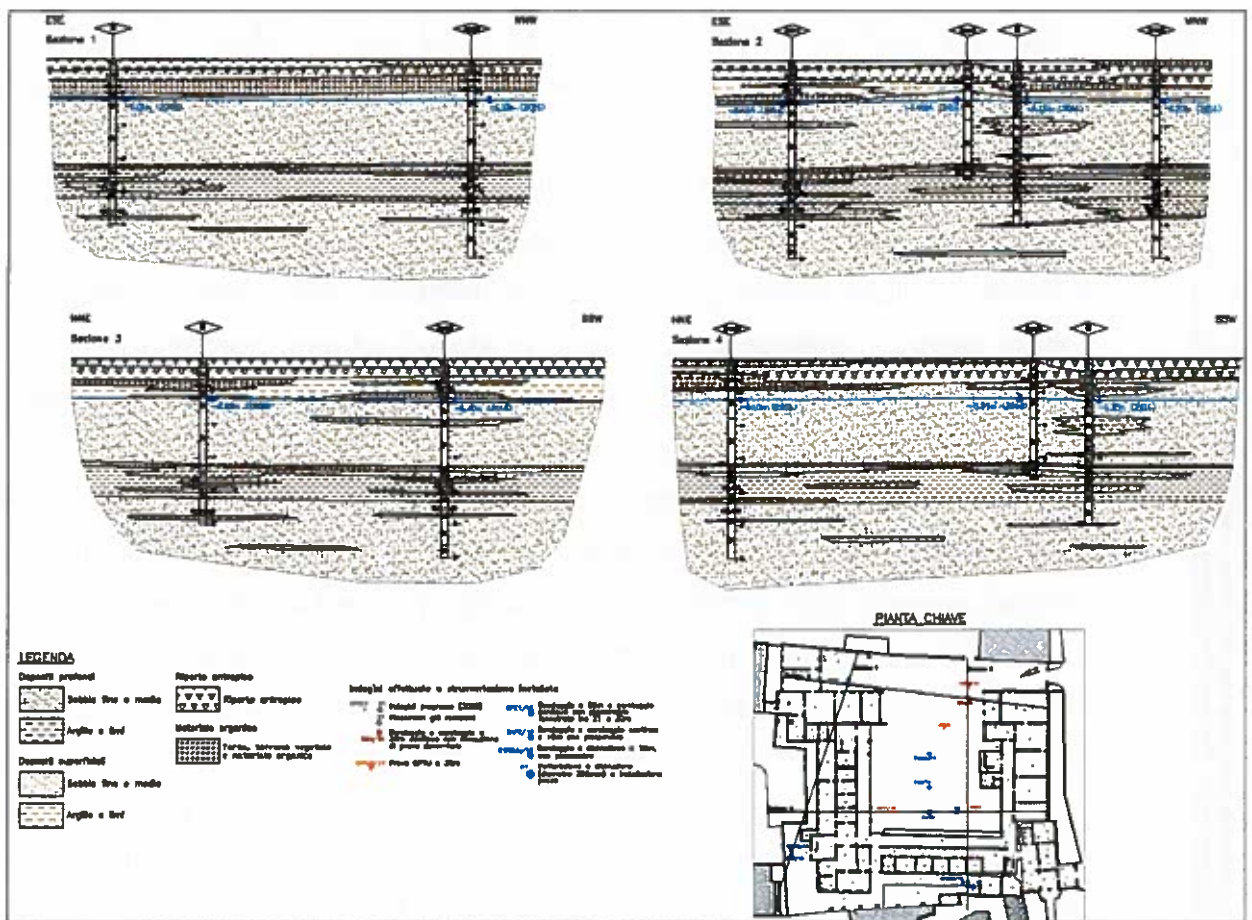


Figura 3 Sezioni geologiche

5.2 Parametri geotecnici dei materiali

Ai fini delle valutazioni di seguito esposte, i terreni naturali sono stati caratterizzati da modello costitutivo di tipo 'hardening soil' (Schanz et al., 1999), valido sia per terreni rigidi sia per terreni soffici e caratterizzato da un legame di dipendenza tra rigidità e stato tensionale nella forma:

$$E = E_{REF} \cdot f(\sigma, c', \phi')^m$$

essendo E il modulo di deformabilità (edometrico, elastico, in compressione primaria o in ricarica), σ la tensione principale, c' e ϕ' i parametri di resistenza a taglio ed m un parametro generalmente compreso nell'intervallo 0.5 per sabbie pure e 1 per argille pure (Sau et al., 2013).

Negli strati sabbiosi la legge di variazione del modulo elastico in compressione primaria è assegnata in base al profilo di E ricavato tramite le correlazioni con i risultati delle prove SPT e CPT, mentre negli strati coesivi è definito attraverso i parametri "alternativi" C_c , C_s ed e_{init} (indici di compressione e ricomprensione ed indice dei vuoti iniziale) ricavati dai risultati delle prove di laboratorio.

Il terreno trattato con jet grouting è caratterizzato invece dal legame costitutivo lineare elastico perfettamente plastico di Mohr-Coulomb, con criterio di rottura di Tresca definito dalla resistenza $\tau_{lim} = q_u/2$ essendo q_u la resistenza a compressione non confinata del materiale. La scelta trova giustificazione nel fatto che il materiale consolidato viene generalmente assimilato ad una roccia tenera o a un calcestruzzo di bassa qualità, in cui il termine coesivo è nettamente prevalente rispetto a quello attritivo e, alle tensioni di interesse nelle analisi in oggetto, resistenza e deformabilità non risentono significativamente della variazione dello stato tensionale.

Per quanto riguarda i valori caratteristici dei parametri geotecnici da assegnare al materiale, nelle analisi si è necessariamente fatto riferimento alla letteratura e alla normativa tecnica (AGI, 2012). La resistenza a compressione non confinata del materiale trattato dipende dalla natura del terreno (che, in progetto, è costituito dallo strato sabbioso, a profondità comprese tra 11 e 14 m), dal dosaggio di cemento e dalla tecnologia adottata. Nel caso di sabbie limose, è noto che si può fare riferimento a valori compresi tra 4 e 8 MPa (Bringiotti, 2010), ove i valori prossimi al limite superiore sono normalmente ottenibili con la tecnica monofase. D'altro canto, occorre sottolineare come i valori ricavati da prove di laboratorio costituiscano sicuramente dei maggioranti della resistenza a compressione del terreno trattato (Croce et al., 2004) e come tale parametro sia affetto da una significativa variabilità.

Per quanto riguarda la deformabilità del materiale trattato, AGI (2012) suggerisce di correlare il modulo E alla resistenza a compressione σ_c attraverso il legame lineare:

$$E = K \cdot q_{u,d}$$

dove K è un parametro compreso nell'intervallo 200÷700.

Il peso di volume del materiale trattato è simile a quello del terreno non trattato, anche se generalmente un poco inferiore; peraltro, nel caso in cui si faccia ricorso alla tecnica bifluido, che date le condizioni del progetto sembra ragionevole sarà utilizzata, il peso di volume è sistematicamente minore di quello del terreno originario

(AGI, 2012). Al materiale trattato sarà quindi attribuito un peso di volume equivalente $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, inferiore a quello relativo al terreno indisturbato. L'assunzione assume una rilevanza particolare per la verifica a galleggiamento di cui si dirà in seguito.

Infine, per quanto riguarda la permeabilità, generalmente nel materiale consolidato si riscontrano valori $k \leq 10^{-8} \text{ m/s}$, anche se questi dipendono, oltre che dalla natura del terreno trattato, dalla composizione della miscela (Kutzner, 1996).

I valori dei parametri geotecnici del materiale trattato costituiscono obiettivi progettuali che dovranno essere riscontrati in fase esecutiva attraverso apposito campo prova.

In sintesi valori caratteristici dei parametri geotecnici attribuiti ai diversi materiali nelle valutazioni sono sintetizzati nella Tabella 1.

Tabella 1 Valori caratteristici dei parametri geotecnici

strato	z min	z max	E [kPa]	E_{50}^{ref} [kPa]	E_{ed}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]	m [-]	C_c [-]	C_c [-]	e_0 [-]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	kv [m/s]	kh [m/s]
Riparti a limi argillosi	0	5	-	-	-	-	-	0,4	0,05	1,000	21	12	-	1,E-08	1,E-08
Sabbia	5	17,5	-	25 000	25 000	100 000	0,64	-	-	-	35	0	-	5,E-04	5,E-04
Limo argilloso	17,5	19	-	-	-	-	-	0,115	0,018	0,700	30	24	-	1,E-08	1,E-08
Sabbia	19	20,5	-	25 000	25 000	100 000	0,64	-	-	-	35	0	-	5,E-04	5,E-04
Limo argilloso	20,5	21,5	-	-	-	-	-	0,115	0,018	0,700	30	24	-	1,E-08	1,E-08
Sabbia	21,5	30	-	25 000	25 000	100 000	0,64	-	-	-	35	0	-	5,E-04	5,E-04
Terrano trattato con jet grouting(*)	11	14	780 000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.300	1,E-08	1,E-08

5.3 Falda

Per quanto attiene alla situazione idrogeologica, è noto che l'area di interesse ai fini della presente è inserita nell'ambito del sistema multi falde proprio della pianura veneta, formato da intercalazioni continue di livelli sabbiosi permeabili, che ospitano le falde, e di livelli più argillosi, impermeabili.

Nello specifico, il contesto idrogeologico locale, già descritto nel documento rif. [C.2], vede la presenza di un acquifero limitato superiormente dallo strato di materiali fini tra 1 e 5÷6 m e alla base dagli strati prevalentemente limosi che si incontrano a partire da 17 m. Al fine di valutare la reale consistenza del confinamento alla base e la eventuale esistenza di livelli piezometrici differenziati, sono stati previsti in sede di indagine integrativa anche due piezometri fenestrati a partire da 21 m (SPZ3/16 ed SPZ4/16).

Le misure preliminari del livello piezometrico, effettuate nel corso delle perforazioni durante la campagna di indagine 2016 (Tabella 2 seguente), hanno fornito valori analoghi a quelli, anch'essi relativi al mese di agosto, registrati durante la campagna di indagine del 2008, con soggiacenza media di circa 6.15 m da p.c.

Tabella 2 Letture dei livelli piezometrici alle verticali indagate nel 2016

Sond./Piez.	z_w (m da p.c.)
SPZ1/16	-5,95
SPZ3/16	-6,2
SPZ4/16	-6,1
SDH/16	-6,4
S1pzbis/16	-6,05
SPZ3bis/16	-6,35
SPZ4bis/16	-6,25
P1/16	-6,05

Nel doc. rif. [C.2] sono riportate le letture piezometriche relative ad un arco temporale superiore ad un anno (agosto 2008 – novembre 2009), qui mostrate nel grafico in Figura 4. Si evidenzia una escursione (innalzamento dei livelli) di circa 60÷80 cm rispetto ai valori rilevati in agosto.

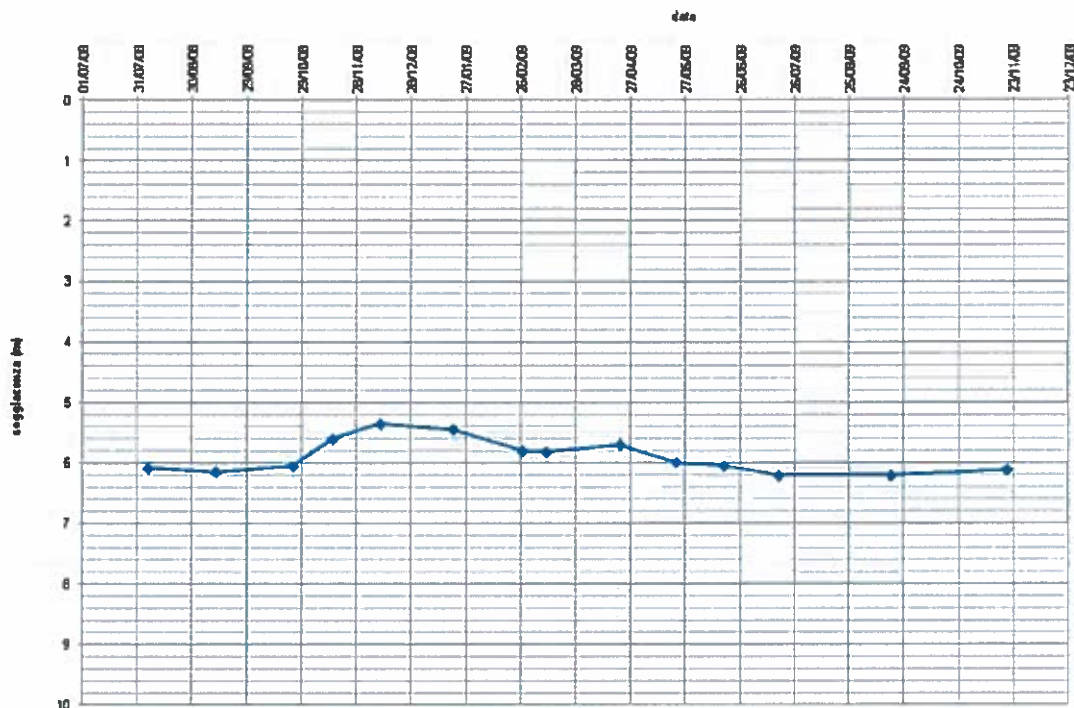


Figura 4 Variazioni della soggiacenza nel periodo agosto 2008- novembre 2009

La Figura 5 mostra invece la variazione della soggiacenza misurata nel mese di settembre 2016 in due piezometri installati nel corso dell'ultima campagna di indagine: P1, fenestrato fino a 17 m, e SPZ3/16, fenestrato a partire da 21 m. Le misure farebbero supporre che la falda tra 6 e 17 m sia separata da quella a profondità maggiore. Infatti, nonostante la differenza di carico sia poco significativa e tenuto conto che potrebbe essere determinata dalla differenza tra le quote di p.c. a sui sono collocati i piezometri, si nota che la falda più profonda è soggetta ad oscillazioni quotidiane durante i giorni feriali (probabilmente legate a prelievi per attività commerciali da qualche pozzo ubicato in prossimità dell'area in studio) e risalita nel fine settimana, cosa che non accade per la falda fino a 17 m.

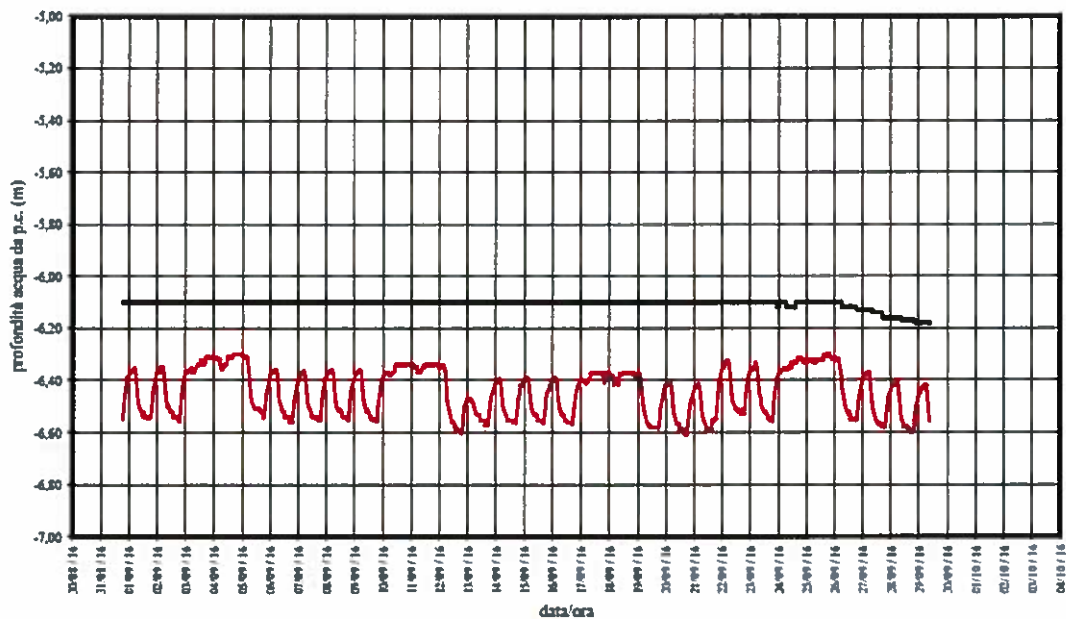


Figura 5 Variazioni della soggiacenza della falda al piezometro superficiale P1 (linea nera) e al piezometro profondo Spz3/16 (linea rossa)

A partire dal mese di maggio 2017 è stato attivato un monitoraggio periodico dei piezometri installati. Con tale occasione, si è proceduto ad un rilievo della testa tubo e del p.c. in corrispondenza dei piezometri, in modo da riportare le soggiacenze ad una quota assoluta di riferimento. La situazione che si ricava, rappresentata in termini di quote s.l.m., è mostrata in Figura 6. Sulla base dei dati disponibili, l'aver riferito le soggiacenze alle quote assolute ha permesso di concludere che:

- vi è una effettiva separazione, seppure poco significativa in termini di differenza di carico piezometrico, tra il livello dell'acquifero tra 6 e 17 m e il livello sottostante, nell'acquifero a profondità maggiore di 21 m;
- il livello della falda dei due acquiferi è sostanzialmente uniforme nell'area.

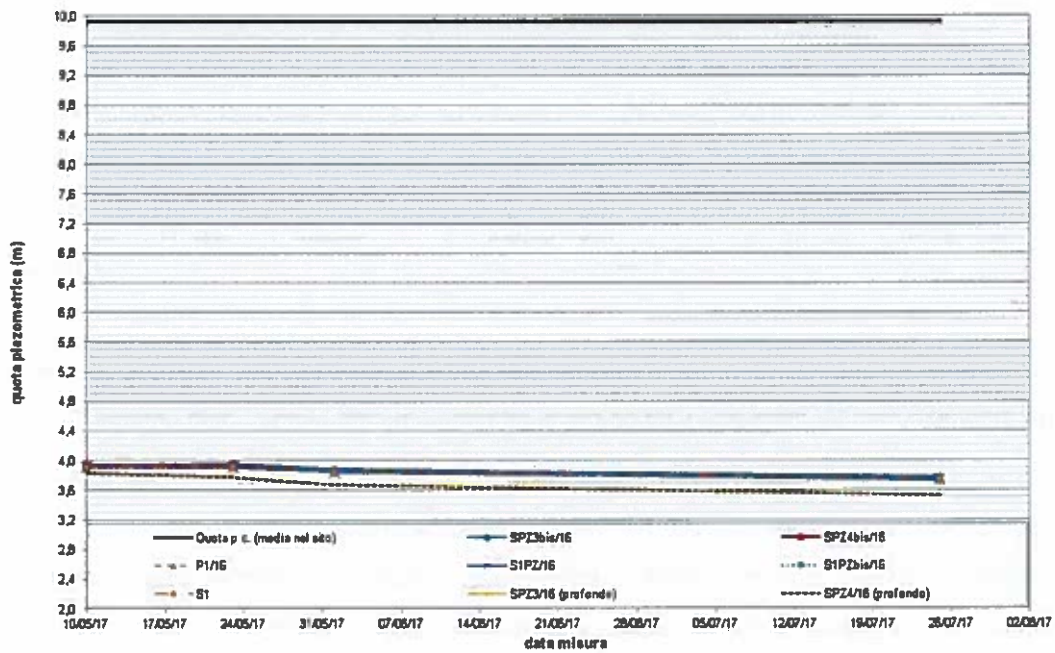


Figura 6 Variazioni dei livelli piezometrici a partire da maggio 2017

Per le valutazioni qui presentate si è comunque fatto riferimento alla minima soggiacenza misurata nelle varie campagne (-5.35 m).

6. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Le opere geotecniche in variante, pur modificando nella tipologia e/o nelle caratteristiche geometriche (lunghezza, spessore, profondità) quelle definite nel doc. rif. [C.3], non modificano lo schema concettuale degli interventi, che prevede di creare una scatola chiusa ai lati e sul fondo prima di procedere con lo scavo per l'esecuzione della rimessa.

La scatola ha il compito di fornire la rigidità sufficiente a contrastare le spinte delle terre limitando le deformazioni delle pareti di scavo (e quindi i cedimenti) e di isolare idraulicamente lo scavo dalla falda, dato che la profondità del fondo si colloca circa 2,7 m al di sotto della massima soggiacenza della falda riscontrata nelle indagini. In fase di scavo, quindi, è previsto che l'aggottamento delle acque debba interessare essenzialmente il volume all'interno della scatola.

In quest'ottica, la paratia dovrà garantire la tenuta idraulica rispetto alla filtrazione dalle pareti una volta che lo scavo avrà raggiunto la falda e fino alla realizzazione del sistema di impermeabilizzazione definitivo previsto per la rimessa.

In sostanza, le opere geotecniche restano quindi:

- una paratia lungo il perimetro dello scavo;
- un tampone al di sotto del fondo scavo;

con le caratteristiche descritte ai paragrafi seguenti.

6.1 Paratia di pali secanti

Tenuto conto delle specifiche condizioni operative, condizionate dalla situazione stratigrafica, dall'accessibilità dei mezzi di cantiere e dalla presenza di edifici direttamente gravanti sulle pareti di scavo o molto prossimi ad esse, fra le tecnologie possibili per realizzare la paratia (diaframmi in c.a., diaframmi in CSM armato, pali secanti, etc.) si è optato per quella dei pali secanti con l'impiego del rivestimento.

Rispetto alle altre, infatti, tale tecnologia offre i vantaggi seguenti:

- comporta un disturbo ridotto in fase di scavo poiché il foro non rimane mai vuoto, ed è quindi è particolarmente adatta ad interventi in adiacenza ad altri edifici;

- la tecnologia non produce vibrazioni e comporta un impatto acustico limitato;
- non necessita di impianti di cantiere, necessari invece con altre tecnologie per i fanghi a sostegno dello scavo;
- il materiale viene portato in superficie sostanzialmente asciutto o già drenato (non vengono impiegati fanghi per il sostegno dello scavo) e quindi più agevolmente smaltibile.

La paratia qui valutata ha le caratteristiche seguenti:

- $L = 14$ m;
- $D = 0.8$ m (diametro nominale dei pali);
- $i = 0.6$ (interasse tra i pali).

L'armatura della paratia sarà definita nel progetto esecutivo.

6.2 Tampone di fondo

Durante le fasi costruttive, al tampone di fondo sono affidati i compiti di ridurre le filtrazioni dal fondo dello scavo e di evitarne il sifonamento.

Il tampone sarà realizzato mediante colonne secanti di terreno trattato con jet-grouting, dopo aver realizzato la paratia.

La maglia tipica del trattamento sarà ottimizzata in modo da garantire il trattamento completo della superficie di fondo tenuta conto dei fattori geotecnici (eventuali variazioni stratigrafiche) e tecnologici (eventuali deviazioni della verticale o errati posizionamenti).

Lo spessore della porzione trattata è di 3 m, da -11 m da p.c. fino a -14 m (coincidente con la base della paratia).

7. MODELLAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza delle opere in progetto nelle fasi costruttive ed in quella finale presuppongono che sia considerata l'interazione con le fondazioni dei fabbricati adiacenti, prendendo in conto i carichi trasmessi e valutando l'entità dei cedimenti differenziali prodotti durante le fasi di scavo.

Per questo motivo le analisi numeriche, di cui in questa sede si fornisce solo un breve cenno alla metodologia di calcolo e ai risultati preliminari, sono effettuate con metodo agli elementi finiti (FEM), simulando le fasi di scavo e di realizzazione delle opere secondo l'effettiva sequenza costruttiva prevista.

7.1 Paratia

La presenza dei fabbricati lungo il perimetro del cortile viene simulata mediante carichi lineari applicati in corrispondenza dei pilastri. La fondazione dei pilastri viene schematizzata da una trave continua in muratura (mattoni pieni e malta di calce), caratterizzata da materiale elastico lineare con peso di volume $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$, modulo elastico $E = 1200 \text{ MPa}$ e coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$. I valori caratteristici dei carichi in fondazione, diversi per ciascun allineamento di pilastri in ragione della diversa luce tra i pilastri in direzione trasversale allo scavo, sono ricavati a partire da un valore di pressione uniforme 40 kPa , circa equivalente a quello trasmesso da un edificio di 4 piani.

I carichi in fondazione costituiscono carichi permanenti (strutturali) sfavorevoli per le opere in progetto.

Ad essi vanno ad aggiungersi le spinte delle terre e le spinte idrostatiche, che vengono automaticamente determinate dal programma di calcolo una volta assegnati i valori dei parametri geotecnici ai vari materiali ed il livello di falda e che costituiscono anch'essi carichi permanenti strutturali (par. 6.2.3.1.1 in rif. [A.3]).

La normativa vigente (rif. [A.3] e rif. [A.4]) elenca gli stati limite ultimi da considerare ed i relativi approcci da adottare (par. 6.5.3.1.2). Le verifiche degli stati limite ultimi (SLU) di tipo GEO durante le fasi costruttive e in condizione sismiche pertinenti al caso in esame sono quelle relative al collasso per carico limite verticale, per instabilità per sollevamento del fondo scavo, per sifonamento del fondo scavo e per

instabilità globale dell'insieme terreno - opera. Tranne che per quest'ultimo caso, per il quale la normativa prevede che la verifica sia condotta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (coefficienti di combinazione: A2+M2+R2, tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.1), le rimanenti verifiche - incluse le verifiche degli stati limite ultimi di tipo strutturale, STR - dovranno essere effettuate considerando le combinazioni dei coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R1),

in cui i coefficienti parziali sono, in questo caso, quelli delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. Le tabelle di rif. [A.3] citate sono riportate di seguito.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICII	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{vk}	$\gamma_{c,v}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaxiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{cu}=1,6$.

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scurrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Le analisi FEM sono condotte ponendo unitari sia i coefficienti parziali relativi ai carichi sia i coefficienti parziali relativi alle resistenze dei materiali. Di fatto, quindi, i risultati che si ottengono sono rappresentativi della condizione di stato limite di esercizio (SLE).

Nell'ambito del calcolo agli elementi finiti, l'analisi di stabilità globale viene effettuata con il metodo c.d. "c'- ϕ ' reduction" (Brienkgreve e Bakker, 1991). Affinché sia conforme alla normativa vigente la verifica di tale SLU, il valore del coefficiente di sicurezza che si ottiene dall'analisi (FS) dovrà rispettare la disuguaglianza:

$$FS \geq \gamma_{A2} \cdot \gamma_{M2} \cdot \gamma_{R2} = 1 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 1,375.$$

Per quanto riguarda le verifiche rimanenti, tenuto conto che le azioni agenti sono assimilabili tutte a carichi permanenti strutturali, si verifica che la condizione più gravosa corrisponde alla Combinazione 1. Per ottenere la conformità alla normativa vigente, nelle verifiche strutturali si moltiplicheranno le sollecitazioni ottenute (ossia l'effetto delle azioni) per $\gamma_{G1} = 1,3$, essendo tutti gli altri coefficienti parziali unitari.

Si ottiene un coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità superiore a 2,25 nella condizione più critica (scavo a intradosso soletta, prima del getto di quest'ultima) e cedimenti verticali massimi nell'ordine di 1,5 cm al di sotto delle pilastrate più sollecitate, con cedimenti che si annullano o diventano sostanzialmente trascurabili oltre l'impronta del fabbricato ex intendenza di finanza (Figura 7).

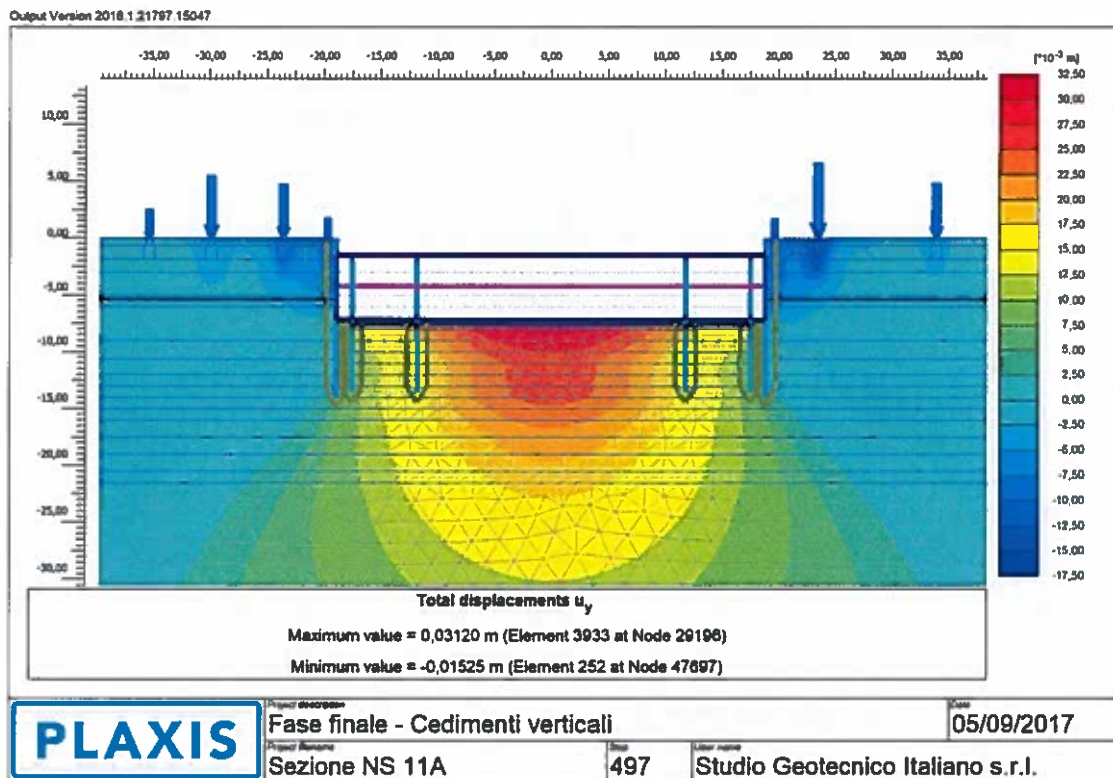


Figura 7 Cedimenti calcolati con il modello a elementi finiti

7.2 Tampone di fondo

L'idoneità del tampone di fondo è valutata mediante lo schema di calcolo consueto per tale opera.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo di sollevamento (UPL), che richiede il rispetto della condizione:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

in cui $V_{inst,d}$ sono le azioni instabilizzanti di progetto, $G_{stb,d}$ le azioni stabilizzanti di progetto ed R_d le resistenze di progetto. Azioni e resistenze di progetto sono ricavate applicando ai valori caratteristici delle azioni i coefficienti parziali in tabella 6.2.III di rif. [A.3] qui di seguito riportata, ai valori caratteristici delle resistenze i coefficienti parziali di tabella 6.2.II, colonna M2 (si veda il paragrafo precedente).

Tabella 6.2.III Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_s (o γ_p)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{01}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Con riferimento allo schema di Figura 8 ed ai coefficienti parziali di Tabella 6.2.III, si ha:

$R_d = 0$ (trascurando in favore di sicurezza il contributo dell'attrito ai lati);

$$G_{stb,d} = \gamma_{G1, \text{favorevole}} \times (P_s + P_{jg});$$

$$V_{instb,d} = \gamma_{G1, \text{sfavorevole}} \times P_w,$$

essendo:

$$P_s + P_{jg} = B \times (\gamma_s \times H_s + \gamma_{jg} \times H_{jg});$$

$$P_w = B \times (\gamma_w \times H_w);$$

in cui γ_s , γ_{jg} e γ_w sono rispettivamente i pesi di volume di terreno non trattato, tampone di fondo (terreno trattato con jet grouting) e acqua.

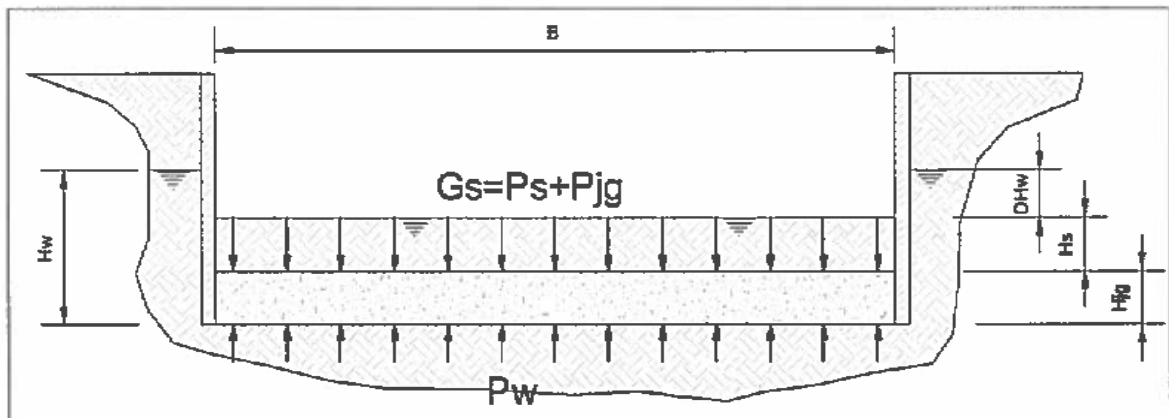


Figura 8 Schema di riferimento per la verifica del tampone di fondo

Sostituendo i valori numerici alle grandezze prima definite ed ai coefficienti parziali (rispettivamente: $\gamma_{G1, favorevole}=1.1$ e $\gamma_{G1, sfavorevole}=0.9$), si ottiene:

$$(P_s+P_{jg})/B = 19.5 \times 3 + 17 \times 3 = 109.5 \text{ kPa};$$

$$P_w/B = 10 \times 5.65 = 56.5 \text{ kPa};$$

$$G_{stb,d} / B = 0.9 \times 109.5 = 98.5 \text{ kPa};$$

$$V_{instb,d} / B = 1.1 \times 56.5 = 62.15,$$

la verifica è quindi soddisfatta, risultando $V_{inst,d} \leq G_{stb,d}$.

8. MONITORAGGIO GEOTECNICO

Alla luce delle criticità evidenziate al capitolo precedente, si espongono gli approfondimenti che si rendono necessari in sede di progettazione esecutiva.

Poiché la spinta dell'acqua costituisce una parte rilevante dell'azione che sollecita le opere, vale la pena rilevare che le indagini (sia 2008 che 2016) sono state eseguite nel mese di agosto, in cui è ragionevole pensare che la falda si trovi in condizione a nella situazione di massima soggiacenza. Infatti, le misure 2008 hanno evidenziato che è possibile una escursione significativa. In questa sede i calcoli sono stati svolti con riferimento alla soggiacenza minima di cui si ha informazione; sarà comunque effettuato il monitoraggio fino all'inizio dei lavori, in modo da riscontrare, ed eventualmente rettificare in caso di evidenze diverse, tale assunzione.

Riguardo alla presenza dei fabbricati nell'immediata prossimità dello scavo, sarà necessario accertarne lo stato di consistenza e definire limiti e tolleranze sugli assestamenti ammissibili, in modo da poter stabilire, con il sistema di monitoraggio, i criteri di allerta finalizzati a minimizzare il rischio che possano verificarsi danni strutturali per effetto dei lavori.

Il sistema di monitoraggio e di allerta sarà definito nel progetto esecutivo e ne costituirà parte integrante. Il sistema di monitoraggio dovrà essere messo in opera prima che abbiano inizio i lavori, in modo da rilevare eventuali oscillazioni dovute a fenomeni naturali (ad es. escursioni termiche, oscillazioni della falda) e poterne tenere debitamente in conto nella definizione dei criteri di allerta.

Oltre al sistema di monitoraggio delle opere esistenti, nella successiva fase progettuale sarà sviluppato anche il progetto del monitoraggio delle opere in progetto, che in linea di principio dovrà comprendere misure di spostamento, misure inclinometriche e misure piezometriche.

9. CONCLUSIONI

Le opere descritte nella presente relazione modificano quelle prefigurate nel progetto preliminare progressivo. Le modifiche, che riguardano aspetti tecnologici e di geometrie delle opere, implicano senz'altro un miglioramento sotto il profilo degli impatti sull'ambiente e sul costruito, sia in fase esecutiva sia a lavori terminati, per effetto della riduzione dei livelli interrati (che passano da 3 a 2) e conseguentemente riduzione della profondità massima che sarà raggiunta con lo scavo.

Tale riduzione ha di per sé effetti benefici su:

- impatto del cantiere (minore durata, minori volumi di materiali in uscita);
- minore impatto sulla circolazione delle acque sotterranee (per quanto, come discusso nel doc. rif. [C.2], tale impatto fosse già di fatto trascurabile).

Inoltre, la paratia perimetrale sarà realizzata con tecnologia tale da limitare il disturbo al terreno e, formando una struttura più rigida rispetto a quella prima prevista, permette di contenere le deformazioni e quindi eventuali cedimenti nel fabbricato ex Intendenza di Finanza.

In ogni caso, parte integrante del progetto esecutivo sarà costituita dal sistema di monitoraggio e controllo che permetterà di riscontrare le previsioni di calcolo ed eventualmente di intervenire tempestivamente a tutela delle costruzioni circostanti l'area interessata dagli interventi.

10. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AGI (2012). *Jet grouting. raccomandazioni*. (Edizione provvisoria). AGI, Roma
- BOWLES, J.E. (1987). *Elastic foundation settlements on sand deposits*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 113, No. 8, pp. 846-860
- BRINGIOTTI, M. (2010). *Geotecnica & macchine da perforazione*. Ed. PEI
- BRINKGREVE, R.B.J. e BAKKER, H.L. (1991). *Non-linear finite element analysis of safety factors*. Computer methods and advances in geomechanics, Beer, Booker & Carter (Eds), Balkema, Rotterdam
- CROCE, P., MODONI, G. and FLORA, A. (2004). *Jet grouting. Tecnica, progetto e controllo*. Ed Hevelius
- MODONI, G., FLORA, A., LIRER, S., OCHMANSKI, M. and CROCE, P. (2016). *Design of jet grouted excavation bottom plug*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 142, No. 7
- PLAXIS (2016). *Material models manual*. Plaxis, Delft, The Netherlands
- SAU, N., ARROYO, M., and GENS, A. (2013). *Site characterization alternative for numerical models of a deep excavation*. Geotechnical and geophysical site characterization 4. Coutinho & Mayne (Eds), Taylor & Francis, London
- SCHANZ, T., VERMEER, P.A., and BONNIER, P.G. (1999). *The hardening soil model: formulation and verification*. In "Beyond 2000 in computational geotechnics, pp. 1-16, Balkema, Rotterdam
- VERMEER, P.A. (2001). *On single anchored retaining walls*. Plaxis Bulletin 10