



ECOTER CPA S.r.l.  
Via Selvagreca, 14H – 26900 Lodi  
tel.: 0371/427203 (r.a.) – fax: 0371/50281  
e-mail: ecoter@ecotercpa.it – web: www.ecotercpa.it

GEORISORSE • AMBIENTE • TERRITORIO

**Progetto:**

**TORRE UFFICI IN VIA A. GRANDI 6,  
LODI: PERMESSO DI COSTRUIRE  
CONVENZIONATO IN VARIANTE AL PGT  
VIGENTE**

**Attività:**

**INDAGINI E STUDI SULLA  
COMPONENTE GEOTECNICA**

**Committente:**


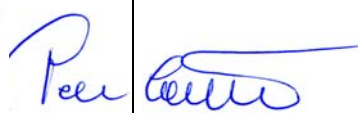
**ZUCCHETTI S.P.A.**

**Contenuti:**

**RELAZIONE GEOTECNICA DEFINITIVA**

**Rif. e data:**

**TU2/508/12 – LUGLIO 2012**

<i>timbro e firma committente:</i>	<i>timbro e firma progettista:</i>  
------------------------------------	---

## CONTENUTI

---

1. INTRODUZIONE
  - 1.1. Premesse
  - 1.2. Inquadramento dell'area
  - 1.3. Regime vincolistico
  - 1.4. Quadro legislativo e normativo di riferimento
  
2. MODELLO GEOTECNICO
  - 2.1. Indagini effettuate
    - 2.1.1. *Sondaggio geognostico a carotaggio continuo*
    - 2.1.2. *Prove geotecniche in foro (S.P.T.)*
    - 2.1.3. *Prova di permeabilità Lefranc*
    - 2.1.4. *Prove penetrometriche dinamiche (S.C.P.T.)*
  - 2.2. Caratterizzazione geotecnica
  - 2.3. Capacità portante alle tensioni ammissibili: verifiche preliminari
  - 2.4. Analisi dei cedimenti: stime preliminari
  
3. CONCLUSIONI
  - 3.1. Sintesi
  - 3.2. Valutazioni
  - 3.3. Raccomandazioni

### APPENDICE

N°	Titolo
1	Figure fuori testo e documentazione fotografica

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1. Premesse

Nell'ambito degli interventi assoggettati a Permesso di Costruire Convenzionato in Variante al P.G.T. vigente, a carico della Torre Uffici attualmente esistente in via Achille Grandi n. 6 a Lodi, la scrivente Società ECOTER CPA S.r.l. (di seguito indicata anche come "Consulente"), su incarico della Società ZUCCHETTI S.p.A. (di seguito indicata anche come "Committente"), ha provveduto alla redazione della presente Relazione Geotecnica Definitiva, che descrive le indagini espletate sui terreni dell'area ed i relativi esiti, fornendo le richieste valutazioni e stime di carattere geotecnico.

Ai fini della presente Relazione Geotecnica Definitiva, gli interventi di cui sopra:

- corrispondono ad una trasformazione del sopra citato edificio a torre, già attualmente destinato ad uffici, ad eccezione del piano terra e dell'ultimo piano che sono ripartiti in locali tecnici di servizio;
- implicano una variante al P.G.T. vigente e con essa le necessarie verifiche di fattibilità inerente tutte le componenti analizzate;
- prevedono la riqualificazione interna ed esterna dell'edificio, all'interno del quale sarà mantenuta la destinazione ad uffici, nonché soprattutto l'innalzamento di un piano rispetto alla situazione attuale;
- comprendono anche la realizzazione di un impianto geotermico a pompa di calore, relativamente al quale in sede di progettazione si è optato per un sistema a ciclo aperto ("open loop"), quindi a circolazione d'acqua, che verrà prelevata dalla falda idrica sottostante;
- sono descritti in ulteriore dettaglio nel paragrafo "1.6. Quadro Progettuale" della Relazione Geologica (luglio 2012) redatta dal Consulente, oltre che in tutti gli elaborati progettuali ai quali la presente Relazione Geotecnica Definitiva è allegata.

La presente relazione, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte, è stata redatta in conformità al D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni e alla relativa Circolare esplicativa n° 617/2009; in particolare, in merito a quanto previsto nei paragrafi 6.2.2 e 7.11.2 delle NTC, verranno considerati i seguenti aspetti:

- *descrizione delle opere e degli interventi,*
- *descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche eseguite,*
- *caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce, definizione del modello geotecnico di sottosuolo e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.*

Il programma delle attività richieste al Consulente ha compreso:

- sopralluoghi per la presa visione e per il rilievo dello stato di fatto;
- realizzazione di indagini in sito sul sedime previsto per l'intervento:
  - sondaggio stratigrafico mediante perforazione a rotazione con carotaggio continuo,
  - catalogazione dei terreni attraversati,
  - prelievo di campioni indisturbati (Shelby) di terreni coesivi nel corso della perforazione,
  - prove geotecniche in foro di tipo S.P.T.,
  - prova idraulica in foro di tipo Lefranc per la caratterizzazione dell'acquifero,
  - prove penetrometriche dinamiche di tipo S.C.P.T.;
- identificazione di profili litologici e stratigrafici tipo, con correlazione tra i diversi punti sondati mediante le citate prove in sito;
- caratterizzazione litologico-geotecnica dei terreni di fondazione;
- acquisizione dei parametri necessari per la scelta ed il dimensionamento delle fondazioni e la

- previsione dei cedimenti e definizione dei parametri richiesti per il dimensionamento delle fondazioni, di per sé escluso in quanto parte del progetto strutturale;
- redazione della presente Relazione Geotecnica Definitiva.

Nel seguito del documento si forniranno:

- la definizione del quadro normativo in materia di relazioni tra interventi urbanistici ed aspetti geologici;
- un quadro del settore urbano nel quale ricade l'intervento in progetto, nel quale si identificano gli eventuali vincoli presenti;
- la descrizione delle indagini realizzate e dei risultati ottenuti;
- le relative conclusioni, che forniscono valutazioni relative alla fattibilità dell'intervento.

Si sono concordemente escluse dall'oggetto di incarico e quindi dalle prestazioni a carico del Consulente attività non esplicitamente sopra indicate, quali:

- ulteriori analisi fisiche e prove geognostiche e/o geotecniche, nonché attività di indagine e rilievo strumentale per la caratterizzazione geologica, geotecnica o geofisica del sottosuolo, non inserite nei precedenti punti;
- Progettazione e D.L. di interventi di qualunque tipo (es. interventi successivi di consolidamento o di fondazione speciale) e/o realizzazione degli interventi;
- attività di progettazione e/o più in generale di tipo professionale inerente ad impianti tecnologici di ogni tipo e ad aspetti e problemi non connessi ad opere del sottosuolo o che non siano esplicitamente inserite nei precedenti punti.

In fase esecutiva si procederà, sulla base degli esiti delle indagini qui esposte e del quadro progettuale che sarà ulteriormente definito, all'eventuale completamento delle indagini e di conseguenza al perfezionamento delle valutazioni e delle verifiche di carattere geotecnico.

## 1.2. Inquadramento dell'area

Nel prosieguo del presente documento si farà riferimento a due ordini di perimetri all'interno dei quali si sono sviluppati gli studi ed approfondite le analisi:

- *un'area di studio*, termine con il quale si intende quell'ambito vasto entro il quale inquadrare l'intervento, al fine di coglierne le criticità rispetto al contesto esistente e alle previsioni della pianificazione;
- *un'area di intervento*, termine con il quale si intende l'ambito più ristretto entro il quale si opereranno le trasformazioni secondo il progetto che verrà redatto.

L'area di studio è inserita nel foglio B7 - quadrante e1 della Carta Tecnica della Regione Lombardia, alla scala 1:10.000 (C.T.R.).

L'area in oggetto è evidenziata negli elaborati grafici prodotti a corredo della relazione ed inseriti come figure in **Appendice**, unitamente ai dati di progetto, nonché alla documentazione fotografica dell'area di intervento e delle indagini effettuate.

Dal punto di vista altimetrico il suolo si presenta pianeggiante ed è posto alla quota di ca. 76 m s.l.m. Localmente non è visibile e non è in altro modo nota la presenza di fenomeni di instabilità dal punto di vista dell'evoluzione geomorfologica, né si rilevano zone con emergenze o ristagni delle acque in superficie.

Il territorio indagato non è intersecato da corsi d'acqua di rilievo, ma solo da alcune rogge minori di portata ridotta; tali rogge nel loro complesso, sia pur tutte derivate dal canale Muzza, hanno andamenti poco ordinati, spesso intersecati e di recente in buona parte variati dalla riforma della distribuzione di acqua irrigua eseguita dal Consorzio di Bonifica Muzza.

La presenza delle rogge Tibera e Bertonica costituiscono l'elemento fisiograficamente più importante della zona; esse appartengono al Reticolo Idrico Minore gestito dal Consorzio Muzza – Bassa Lodigiana e, subito ad ovest dell'area di intervento, risultano intubate:

- la Roggia Bertonica in particolare prende origine da una derivazione del canale Muzza a Paullo; dopo un breve tratto in cui risulta tombinata (in via Buozzi e in via Grandi), ritorna a cielo aperto presso il distributore di benzina lungo la S.S. n. 9 e, sottopassata la via Emilia, irriga i campi a sud di Lodi, con uno sviluppo di ca. 10 Km;
- la roggia Tibera scorre parallela alla S.S. n. 9 e alla roggia Paderna, dopo C.na Calvenzano sottopassa il cavalcavia della S.S. n. 9 ed entra nella Bertonica, quindi entra in fognatura ed esce a valle della via Emilia.

Data l'ubicazione dell'area all'interno del comune, nonché in considerazione della distribuzione delle caratteristiche geologiche ed idrogeologiche, si sono individuati da subito i fattori di rischio indotti da cause naturali o antropiche: si sono in tal modo concentrate le valutazioni sulle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e sulle problematiche connesse alla presenza della falda idrica sotterranea.

Alla **Figura 1** in **Appendice** si fornisce una corografia di inquadramento dell'area di studio, su base C.T.R. sotto forma di immagini raster in formato TIFF, con indicata l'ubicazione dell'area di intervento.

### 1.3. Regime vincolistico

L'area oggetto di studio é stata estesa, all'interno del territorio comunale, ad alcune aree limitrofe a quella di intervento, per esigenze di completamento del quadro territoriale.

Il Comune di Lodi risulta dotato dello Studio Geologico a supporto del Piano di Governo del Territorio, redatto ai sensi della L.R. 12/05 e relative Delibere attuative.

L'area di intervento è inserita all'interno dell'Unità di Paesaggio UP2 – Città consolidata, e ricade in Classe 2 – Sensibilità paesistica bassa (tessuto consolidato residenziale). Per quanto concerne la Fattibilità geologica, l'area è stata classificata in Classe 2 – Fattibilità geologica con modeste limitazioni. Essa ricalca l'Unità Wurm, caratterizzata da depositi sabbioso-ghiaiosi, con copertura variabile da 2.5 a 6 m di limi e sabbie fini. La falda si trova ad una profondità di circa 3 m dal p.c.. In tutta l'area la vulnerabilità idrogeologica è bassa a causa della profondità medio elevata della falda e della copertura, fine e poco permeabile. Il rischio idraulico è nullo in quanto l'area è situata ben più in alto del limite massimo di esondazione con Tempo di ritorno 500 anni e si mantiene in aree esterne alla Fascia C del PAI.

Nel Sistema Informativo Territoriale della Regione Lombardia, per la zona in studio, non sono individuate particolari prescrizioni o salvaguardie in riferimento alle problematiche geologiche. Sull'area di intervento non gravano limitazioni particolari quali ad es. vincoli PAI, vincoli idrogeologici, vincoli geo-ambientali, presenza di aree S.I.C. o Z.P.S.; nei pressi dell'area esaminata, entro la fascia di rispetto delle captazioni ad uso idropotabile (200 m di raggio), non risulta la presenza di pozzi per acqua comunali.

Per quanto riguarda la componente sismica, per gli effetti di amplificazione litologiche e geometriche si è classificato il territorio esaminato come "*Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi*" (scenario di pericolosità sismica locale Z4a della Tab. 1, Allegato n. 5 alla D.G.R. del 30 novembre 2011 n. IX/2616). Allo scenario Z4a citato consegue l'obbligo di approfondimento di 2° livello ed eventualmente 3° livello nel caso di costruzioni di nuovi edifici strategici e rilevanti di cui al d.d.u.o. n. 19904 del 21/11/2003, ferma restando la facoltà del Comune di estenderlo anche alle altre categorie di edifici.

Nel territorio esaminato, infine, non sono individuate aree appartenenti alla Rete Ecologica Regionale, né sono presenti cave o discariche.

#### 1.4. Quadro legislativo e normativo di riferimento

Le verifiche geotecniche devono essere realizzate adottando i criteri dettati dal D.M. 14/01/2008 “Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, entrato in vigore a partire dal 01/07/2009; in particolare, al Paragrafo 6.2.1 – “Modellazione geologica del sito”, viene indicato che: “[...] la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico. Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici [...]”

Ulteriore riferimento è il Capitolo 2 delle NTC (D.M. 14/01/2008), che al Paragrafo 2.7, indica che per le costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d’uso I e II, limitatamente ai siti ricadenti in zona sismica 4, è ammesso ancora il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, facendo ulteriore riferimento, per le opere e i sistemi geotecnici, al D.M. 11/03/1988 – *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione* - e della successiva Circolare Ministeriale n° 30483 del 24/11/1988 - *Istruzioni per l’applicazione del D.M. 11 marzo 1988*.

Quello che segue è un elenco di ulteriori norme:

- D.M. LL.PP. 11/3/88 “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*”.
- D.M. 16 Gennaio 1996 “*Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65 / AA.GG. “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996*”.
- O.P.C.M. 20.03.03 n. 3274 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*”.
- D.M. 14 Gennaio 2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”.
- Circolare Cons. Sup. LL.PP. “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 – bozza aggiornata al 7 marzo 2008*”.
- Circolare Cons. Sup. LL.PP. N° 617/2009 “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”.
- Eurocodice 7 “*Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali*”.
- Eurocodice 8 “*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”.

## 2. MODELLO GEOTECNICO

Nel presente documento si ricostruisce e descrive il MODELLO GEOTECNICO, facendo riferimento al quadro legislativo vigente (e.g.: paragrafi C6.2.2 e C7.2.2 della C.S.LL.PP. n° 617/2009), laddove si precisa che *“i risultati delle indagini e prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, devono essere interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati, [...] laddove per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, finalizzato a fornire i dati necessari per le verifiche geotecniche e per l'impostazione delle successive fasi di attività”*.

I dati relativi al MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO sono inseriti nella Relazione Geologica (luglio 2012) redatta dal Consulente, dove si ricostruisce lo stato del territorio attraverso la descrizione delle condizioni morfologiche, litostratigrafiche ed idrogeologiche dell'area.

Per ciò che concerne gli aspetti relativi a:

- quadro geologico e geomorfologico generale,
- quadro idrogeologico,
- piezometria e vulnerabilità degli acquiferi,
- pozzi idrici,

si rimanda a quanto contenuto nella citata Relazione Geologica, in cui viene fornito il MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO.

Per ciò che concerne:

- indagine geofisica con metodologia MASW,
- definizione della componente sismica (risposta sismica locale, 1° e 2° livello di approfondimento),
- parametri sismici di progetto (individuazione della pericolosità del sito, scelta della strategia di progettazione, determinazione dell'azione di progetto),
- calcolo degli spettri di risposta e dell'accelerazione massima attesa in superficie,

si rimanda a quanto contenuto nella Relazione Geologico-Sismica del luglio 2012, redatta dal Consulente.



## 2.1. Indagini effettuate

Le indagini effettuate sono consistite in:

- realizzazione di n. 1 sondaggio geognostico mediante perforazione a rotazione con carotaggio continuo, con diametro 101/127, fino alla profondità di 15,0 m dal p.c.;
- esecuzione, all'interno del foro di sondaggio di cui al punto precedente, di n. 2 prove geotecniche in foro di tipo S.P.T.;
- verifica delle condizioni piezometriche dell'area, ossia della presenza o meno di acqua di falda alle profondità interessate dal sondaggio;
- prelievo di campioni indisturbati, mediante campionatore Shelby, a profondità di 9,20 - 10,00 m da p.c., definita in corso d'opera avendo verificato i caratteri litologici dei terreni attraversati;
- esecuzione di n. 1 prova di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile, per la caratterizzazione idraulica preliminare dell'acquifero;
- esecuzione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche di tipo S.C.P.T. (*Standard Continuous Penetration Testing*), spinte sino alla profondità massima di 15,0 m dal p.c..

### 2.1.1. Sondaggio geognostico a carotaggio continuo

Presso l'area d'intervento, all'esterno del lato ovest della Torre Uffici (v. documentazione fotografia in *Appendice*), è stato eseguito in data 31 gennaio 2012, sino alla profondità di 15,0 m dalla quota di calpestio, un sondaggio geognostico denominato S1. L'attrezzatura utilizzata è una sonda perforatrice idraulica Nenzi Gelma I. La perforazione è stata effettuata utilizzando la tecnica di sondaggio a carotaggio continuo e solo nella seconda parte del sondaggio con circolazione di acqua, per consentire un recupero completo dei campioni e quindi successivamente un'adeguata descrizione e caratterizzazione dei terreni indagati. Trattandosi di terreni a supporto granulare e quindi sciolti, il sostentamento della parete del foro è stato assicurato dall'infissione di una tubazione di rivestimento provvisoria di diametro adeguato (carotiere 101 mm / rivestimento 127 mm). Tutto il materiale carotato è stato riposto in cassette catalogatrici, a disposizione, munite di 5 scomparti della lunghezza di un metro, su cui sono state scritte le progressive di avanzamento sondaggio. Le profondità raggiunte dal sondaggio sono state tali da interessare la falda idrica superficiale, che è stata misurata ad una profondità di 3,15 m dal p.c.

Nelle *Figure 4 e 5* in *Appendice* si rappresentano graficamente l'ubicazione del sondaggio S1 e la descrizione stratigrafica di dettaglio del sottosuolo rilevato durante la perforazione; sempre in *Appendice* si riportano l'identificazione fotografica del sondaggio e le fotografie delle carote estratte.

### 2.1.2. Prove geotecniche in foro (S.P.T.)

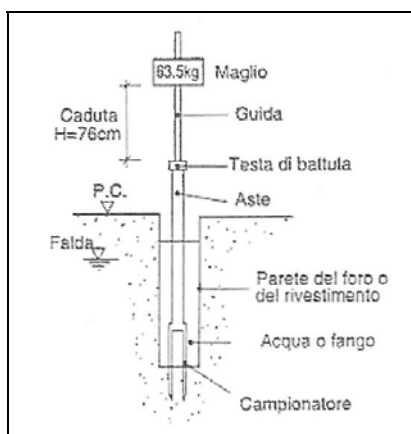
La prova S.P.T. (Standard Penetration Test) consiste nell'infingere a percussione nel terreno un campionatore di dimensioni e forma normalizzate, facendolo cadere da un'altezza prestabilita.

Si conta il numero di colpi (N1, N2 e N3) necessario per fare penetrare il maglio lungo tre tratti successivi. Il primo valore N1 è considerato di avviamento e se è pari a 50 e l'avanzamento è minore di 15 cm indica che bisogna considerare la prova conclusa. In caso contrario si prosegue con l'infissione per un tratto pari a 30 cm, contando separatamente il numero per avanzare nei primi 15 cm (N2) e nei secondi 15 cm (N3), purché insieme non siano superiori a 100. Se N2 + N3 è pari a 100 e

non si raggiunge l'avanzamento richiesto, l'infissione è sospesa e la prova è considerata conclusa. La somma di  $N_2$  e  $N_3$ , chiamata  $N_{(SPT)}$ , è il parametro che serve per valutare la resistenza del terreno.  $N_1$ , invece, non è considerato perché si riferisce ad un tratto in cui il terreno potrebbe essere rimaneggiato e non più rappresentativo delle reali condizioni del sito.

Per le caratteristiche dell'attrezzatura ci si riferisce a standard dell'Associazione Geotecnica Italiana ("Raccomandazioni per le indagini geotecniche", 1977), che indicano:

- peso maglio: 63,5 kg;
- penetrazione 30 cm;
- altezza di caduta: 760 mm;
- diametro aste di infissione: 50 mm;
- peso aste di infissione: 7,0 kg;
- rapporto di energia delle aste: 60%.



**Schema di principio prova SPT, non in scala.**

Nel foro del sondaggio S1 sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche di tipo S.P.T. a diverse profondità, in modo tale che correlando i dati per la singola verticale risultasse indagato l'intero terreno compreso tra - 12,0 m e - 15,0 m. Nella *Tabella* seguente si riporta il numero dei colpi registrati durante l'esecuzione delle prove alle diverse profondità.

<i>Profondità (m)</i>	<i>N1</i>	<i>N2</i>	<i>N3</i>	<i>N<sub>spt</sub></i>
12,0	12	28	36	<b>64</b>
15,0	10	9	9	<b>18</b>

**Numero dei colpi registrati durante l'esecuzione delle prove SPT lungo la verticale, con calcolo di  $N_{(SPT)}$**

### 2.1.3. Prova di permeabilità Lefranc

A perforazione ultimata, si è eseguita una prova idraulica di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile, per la caratterizzazione dell'acquifero:

- profondità foro da p.c. = 15,10 m
- profondità rivestimento da p.c. = 14,90 m
- sporgenza testa tubo rivestimento da p.c. = 0,20 m

- livello statico di falda = 3,15 m da p.c.
- diametro esterno del tubo di rivestimento = 127 mm
- diametro del tratto di foro in prova = 127 mm
- livello dell'acqua nel rivestimento all'inizio della prova rispetto a p.c. = + 0,20 m

Tempo	Abbassamento livello H2O (cm)	Differenza (cm)	Tempo	Abbassamento livello H2O (cm)	Differenza (cm)
30''	30	-	8'	249	19
1'	53	23	9'	265	16
2'	92	39	10'	281	16
3'	128	36	12'	307	28
4'	158	30	15'	335	28
5'	182	24	20'		
6'	210	28	25'		
7'	230	20	30'		

**Coefficiente K di permeabilità del terreno in situ =  $4,7 \times 10^{-3}$  cm/sec**

#### **2.1.4. Prove penetrometriche dinamiche (S.C.P.T.)**

A supporto delle attività di studio, sono state effettuate indagini dirette di tipo penetrometrico dinamico (n° 3 prove S.C.P.T. - *Standard Continuous Penetration Testing*) in aree quanto più possibile prossime al sedime previsto per l'intervento, spinte fino alla profondità massima di 15,0 m dal p.c.. L'attrezzatura utilizzata è un penetrometro dinamico "superpesante" tipo Emilia, con massa battente a sganciamento automatico, prodotto da Pagani (PC), avente le seguenti caratteristiche:

- diametro della punta: 50.8 mm
- diametro delle aste: 34 mm
- angolo di apertura: 60°
- peso del maglio: 73 kg
- altezza di caduta: 0.75 m
- diametro tubi rivestimento: 48 mm
- penetrazione standard: 30 cm (N<sub>30</sub>).

La prova consiste normalmente nell'infissione, mediante caduta del maglio sulle aste, di una batteria di aste con alla base una punta conica e nella contemporanea registrazione del numero di colpi necessario per avanzamenti successivi di 30 cm; lo stesso procedimento viene adottato per infiggere successivamente un rivestimento, che ha lo scopo di ridurre nella misura maggiore possibile l'effetto di attrito, o di "presa" laterale sulle aste. Tuttavia, nel caso in esame, considerate le limitate profondità di indagine, nonché il fatto che l'attrito laterale esercitato sulle aste non influenzava i valori di resistenza alla penetrazione, non è stata usata la tubazione di rivestimento.

In nessuna prova è stata raggiunta la situazione di rifiuto meccanico all'avanzamento della punta, in seguito al raggiungimento di un livello molto addensato o di un ciottolo o trovante di grosse dimensioni.

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche svolte ha consentito di poter parametrizzare il sottosuolo in termini di proprietà indice, caratteristiche di consistenza, grado di sovraconsolidazione, plasticità e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali.

In particolare dai valori medi di  $N_{30}$  = numero di colpi necessari per un avanzamento di 30 cm, si sono ricavati i corrispondenti valori di  $N_{SPT}$  (numero della *Standard Penetration Test*) attraverso le medie scaturite dalle correlazioni empirico-sperimentali maggiormente riconosciute in ambito tecnico-scientifico internazionale. Successivamente da detto valore ( $N_{SPT}$ ), nonché da esperienze simili in terreni del tutto analoghi ed estrapolando opportunamente i risultati, si sono ricavati i valori dei parametri di resistenza degli strati di terreno interessati dalle indagini geognostiche.

Alla **Figura 6** in *Appendice* si rappresenta graficamente l'ubicazione delle indagini penetrometriche, denominate P1-P3; sempre in *Appendice* si riporta la documentazione fotografica delle prove SCPT eseguite.

## 2.2. Caratterizzazione geotecnica

Nel presente paragrafo si fornisce una stima delle caratteristiche geotecniche dei terreni indagati, sulla base di quanto ricavato dall'esecuzione delle indagini eseguite (sondaggio stratigrafico e prove penetrometriche dinamiche).

Relativamente all'interpretazione delle prove SPT, si ricorda che la correlazione empirica tra stato di addensamento (per terreni granulari), numero di colpi  $N_{(SPT)}$  e densità relativa  $D_R$  [%] è espressa nelle seguenti tabelle:

$N_{(SPT)}$	Valutazione dello stato di addensamento
0 - 4	sciolto
4 - 10	poco addensato
10 - 30	moderatamente addensato
30 - 50	addensato
>50	molto addensato

### Classificazione orientativa dello stato di compattezza dei terreni incoerenti

Densità Relativa – $D_R$ [%]	Addensamento
0 ÷ 20	Molto sciolto
20 ÷ 40	Sciolto
40 ÷ 60	Medio
60 ÷ 80	Denso
80 ÷ 100	Molto denso

### Correlazione empirica tra stato di addensamento (per terreni granulari) e densità relativa $D_R$ [%].

Utilizzando i risultati delle prove e confrontando i diagrammi penetrometrici, nonché considerando la media delle varie resistenze con la profondità, la successione di terreni attraversati può essere schematizzata nel seguente *modello geologico-geotecnico del sottosuolo (profilo litotecnico medio)*:

- *terreno di riporto superficiale*: si sviluppa fino a mediamente 1,5 m dal p.c. - la media dei valori rilevati nel corso delle prove dinamiche si attesta sui 14 colpi (minimo pari a 6) per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni con stato di addensamento medio ( $D_R \approx 43\%$  -  $\varphi \approx 35^\circ$ );
- *1° livello, superficiale*: si sviluppa a partire dal letto stratigrafico dello strato precedente fino a mediamente 8,5 m dal p.c. - la media dei valori rilevati nel corso delle prove dinamiche si attesta sui 7 colpi (minimo pari a 2) per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni con stato di addensamento sciolto ( $D_R \approx 30\%$  -  $\varphi \approx 28^\circ$ );

- 2° livello, *intermedio*: si sviluppa a partire dal letto stratigrafico dello strato precedente fino a mediamente 12,5-13,0 m dal p.c. - la media dei valori rilevati nel corso delle prove dinamiche si attesta sui 17 colpi (minimo pari a 10) per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni moderatamente addensati ( $D_R \approx 50\%$  -  $\varphi \approx 37^\circ$ );
- 3° livello, *profondo*: si sviluppa a partire dal letto stratigrafico dello strato precedente fino a mediamente 14,0 m dal p.c. - la media dei valori rilevati nel corso delle prove dinamiche si attesta sui 15 colpi (minimo pari a 13) per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni moderatamente addensati ( $D_R \approx 45\%$  -  $\varphi \approx 36^\circ$ );
- 4° livello, *profondo*: si sviluppa a partire dal letto stratigrafico dello strato precedente fino alle massime profondità indagate (15,0 m dal p.c.) - la media dei valori rilevati nel corso delle prove dinamiche si attesta sui 23 colpi (minimo pari a 13) per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni moderatamente addensati ( $D_R \approx 55\%$  -  $\varphi \approx 40^\circ$ ).

Utilizzando i risultati delle prove penetrometriche SCPT mediante la correlazione:

$$N(30) / N(SPT) \approx 0.94$$

ovvero la correlazione tra il numero di colpi necessari per l'infissione di 30 cm della punta del penetrometro dinamico continuo utilizzato  $N(30)$  ed il corrispondente indice  $N_{SPT}$  della prova penetrometrica SPT, è stato possibile ricavare alcune proprietà specifiche dei terreni di fondazione come i valori di densità relativa e l'angolo di attrito interno.

Oltre ad  $N_{(SPT)}$ , vengono indicati i seguenti parametri:

- $\gamma$  = peso di volume naturale [ $\text{kN/m}^3$ ] (il valore medio è stato stimato a partire da dati di archivio),
- $\varphi_{\text{medio}}$  = valore deterministico dell'angolo di attrito interno, calcolato secondo il D.M. 14/09/05 [gradi sessadecimali] (De Mello, valido per le sabbie),
- $\varphi_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito, corrispondente al 5° percentile della media di cui al D.M. 14/01/08 (v. anche NTC 2008-Parag. 6.2.2: Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica) [gradi sessadecimali],
- $\varphi_d$  = valore di progetto dell'angolo di attrito interno, calcolato secondo il D.M. 14/01/08 [gradi sessadecimali],
- $D_R$  = densità relativa [%] (Gibbs & Holtz, 1957, valido per le sabbie),
- $Y$  = modulo di deformazione o modulo elastico di Young [ $\text{Kg/cm}^2$ ] (Schultze-Menzebach, valido per sabbie sotto falda).

Il parametro  $\varphi$  rappresenta un valore derivato (acquisito ed elaborato) di angolo di attrito interno, mentre i parametri  $\varphi_k$  e  $\varphi_d$  sono stati calcolati nel seguente modo:

- considerando il 5° percentile della distribuzione della media di un totale di n. 3+2 dati (ovvero corrispondenti alle n. 3 prove SCPT e alle 2 prove SPT eseguite),
- adottando un coefficiente di variazione COV pari al 7% (Baecher & Christian, 2003),
- applicando la formula:

$$x_k = \bar{x} - 1.645 \left( \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

valida per grandi volumi di rottura e distribuzione normale  $\Phi$  (ciò avviene in genere nelle fondazioni superficiali, specie quando B è grande).

Il comportamento geotecnico dei terreni viene assunto prevalentemente di tipo incoerente, con resistenza al taglio in condizioni drenate e cedimenti di tipo immediato senza componenti secondarie differite nel tempo (consolidazione); considerata la natura incoerente dei terreni si è considerato pertanto un valore nullo di coesione.

Nella tabella sottostante compaiono i parametri geotecnici, relativamente ai due livelli considerati, risultanti dall'analisi dei dati forniti dal sondaggio stratigrafico:

Profondità livello di prova [m da p.c.]	$N_{(SPT)}$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi_{medio}$ [°]	$\Phi_k$ [°]	$\Phi_d$ [°]	$D_R$ [%]	Addensamento
12	64	19,2	20,6	40	35	29	70	denso
15	18	19,0	19,9	37	34	28	50	medio

#### Parametri geotecnici risultanti dall'analisi dei dati forniti dal sondaggio stratigrafico

Gli strati considerati nel modello litotecnico proposto, come detto, risultano omogenei dal punto di vista geomeccanico e non presentano un netto trend, quindi si è scelto di fornire i valori caratteristici utilizzando tutti i dati raccolti per i singoli livelli. Nella tabella seguente sono illustrati i parametri geotecnici, relativamente ai livelli considerati, risultanti dall'analisi dei dati forniti dall'esecuzione delle indagini svolte:

Livello litotecnico	Prof. [m da p.c.]	$N_{(SPT)}$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi_{medio}$ [°]	$\Phi_k$ [°]	$\Phi_d$ [°]	$D_R$ [%]	Y [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Addensamento
terreno di riporto superficiale	0,0 ÷ 1,5	15	18,5	19,6	35	28	23	43	210	moderatamente addensato
1° superficiale	1,5 ÷ 8,4	8	17,7	18,6	28	22	18	30	195	sciolto
2° intermedio	8,4 ÷ 12,9	18	19,1	19,9	37	34	28	50	334	moderatamente addensato
3° profondo	12,9 ÷ 14,1	16	19,0	19,9	36	32	27	45	237	moderatamente addensato
4° profondo	14,1 ÷ 15,0	25	19,2	20,6	40	35	29	55	488	moderatamente addensato

#### Parametri geotecnici risultanti dall'analisi dei dati forniti dalle prove penetrometriche dinamiche svolte.

Alle **Figure 7 e 8** in *Appendice* viene fornito il diagramma penetrometrico medio delle n. 3 prove S.C.P.T. eseguite nell'area ed il profilo litotecnico medio del sottosuolo definito di conseguenza e che rappresenta il riferimento geotecnico.

Si pone in evidenza quanto segue:

- i valori caratteristici sono rappresentativi di una situazione di compensazione delle zone deboli e forti del terreno, laddove è prevista una struttura di fondazione rigida (punto 6.2.2. della

Circolare: “Valori caratteristici dei parametri geomeccanici”). Tali valori non possono essere estesi a priori a fondazioni non rigide, a meno che lo spessore di influenza della fondazione non sia grande in relazione alla scala di fluttuazione dei parametri geomeccanici, come evidenziato nello stesso punto 6.2.2;

- il citato punto 6.2.2 recita: *“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 rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei terreni; basti pensare, ad esempio, all’effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata. Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell’ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato”.*



### 2.3. Capacità portante alle tensioni ammissibili: verifiche preliminari

La verifica a rottura del terreno alle tensioni ammissibili rappresenta la determinazione della pressione unitaria ammissibile  $Q_{amm}$  (*allowable bearing capacity*) applicando alla pressione unitaria limite  $Q_{lim}$  (*ultimate bearing capacity*) un fattore di sicurezza  $F_s$  pari a 3 (D.M. 14/09/05).

Il calcolo della capacità portante di un terreno di fondazione superficiale viene sviluppato inizialmente sulla base delle soluzioni di Prandtl (1921) e Terzaghi (1943), che esprimono la capacità limite  $Q_{lim}$  in funzione della rottura di una serie di cunei di terreno sottostanti e adiacenti l'area di impronta della struttura di fondazione (cuneo di spinta attiva – cuneo di transizione a spirale logaritmica o zona di taglio radiale – cuneo di spinta passiva).

Successivamente si perviene all'espressione della formula generale di Brinch - Hansen (1970) & Vesic (1975) valida per condizioni di lungo termine e tensioni efficaci, costituente un'estensione dell'equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943) ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari:

$$q_{lim} = (0,5 * \gamma' * B * N\gamma * S\gamma * I\gamma * B\gamma * G\gamma) + (C' * Nc * Sc * Dc * Ic * Bc * Gc) + (q' * Nq * Sq * Dq * Iq * Bq * Gq)$$

dove:

$\gamma'$  = peso di volume immerso del terreno di fondazione

$B$  = larghezza della fondazione

$C'$  = coesione efficace (drenata)

$\Phi'$  = angolo di attrito efficace (drenato)

$q'$  = sovraccarico laterale alla fondazione

$N\gamma, Nc, Nq$  = fattori di capacità portante funzioni dell'angolo di attrito efficace

$S\gamma, Sc, Sq$  = fattori di forma della fondazione

$I\gamma, Ic, Iq$  = fattori di inclinazione del carico

$B\gamma, Bc, Bq$  = fattori di inclinazione della base della fondazione

$G\gamma, Gc, Gq$  = fattori di inclinazione del piano campagna

$Sc, Sq$  = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

La formula sopradescritta calcola la capacità portante del substrato di fondazione considerando il terreno omogeneo ed isotropo nell'ipotesi di rottura generale, assumendo un comportamento del terreno di tipo rigido plastico a lungo termine.

Nel caso dei terreni come quello in esame, le stime di capacità portante di seguito riportate sono riferite ai parametri geotecnici risultanti dall'analisi dei dati forniti dall'indagine svolta, ovvero utilizzando direttamente il numero di  $N_{SPT}$  (numero dei colpi della *Standard Penetration Test*) in combinazione con i diagrammi e le relazioni proposte dai vari Autori, come descritto al paragrafo precedente.



Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	16,72
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,53
Fattore profondità [Dq]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---


$$Q\text{-lim} = 3,045 \text{ Kg/cm}^2 = 304,5 \text{ kPa} = 304,5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q\text{-amm} = 1,015 \text{ Kg/cm}^2 = 101,5 \text{ kPa} = 101,5 \text{ kN/m}^2$$

La *costante di Winkler*, calcolata per i terreni di sottofondazione mediante la correlazione di Joseph E. Bowles (1982), risulta:

$$K = 12,18013 \text{ Kg/cm}^3 = 121,8013 \text{ N/cm}^3 = 12.180,13 \text{ kN/m}^3$$

## 2.4. Analisi dei cedimenti: stime preliminari

I cedimenti di una fondazione diretta posata su un terreno possono essere distinti in cedimenti elastici (o immediati, di natura elastica) e cedimenti di consolidazione (o differiti, di natura plastica), che possono ulteriormente distinguersi in primari e secondari.

Il calcolo dei cedimenti secondo l'approccio convenzionale, introdotto da Terzaghi (1955), è costituito da due fasi indipendenti: valutazione delle tensioni verticali indotte e calcolo del cedimento con riferimento ai parametri di compressibilità edometrica. Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita; pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia, la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

Nei cedimenti immediati il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato. I cedimenti di una fondazione posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base all'equazione di Timoshenko & Goodier (1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

- $q_0$  = intensità della pressione di contatto
- $B'$  = minima dimensione dell'area reagente
- $E$  e  $\mu$  = parametri elastici del terreno
- $I_i$  = coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$

In modo da semplificare l'equazione di cui sopra sono stati introdotti i coefficienti  $I_S$  e  $I_F$ ; il coefficiente di influenza  $I_F$  esprime la riduzione del cedimento con la profondità, in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto  $L/B$ , il coefficiente  $I_S$  invece viene calcolato nel seguente modo:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  pertanto vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli; in pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Con riferimento al caso specifico in esame, come già detto, il comportamento geotecnico dei terreni viene assunto prevalentemente di tipo incoerente, con resistenza al taglio in condizioni drenate e cedimenti di tipo immediato senza componenti secondarie differite nel tempo (consolidazione).

Tenuto conto che:

- la tipologia di fondazione considerata in via preliminare è un plinto 2x2 m,
- la profondità del piano di imposta è assunta pari a 1,5 m dal p.c. (limite superiore del 1° livello litotecnico superficiale),

si ottengono, per la fondazione sopra ipotizzata, i seguenti cedimenti da considerarsi immediati in fase di costruzione della struttura:

$$\text{cedimento } s \text{ al centro} = 44,6 \text{ mm}$$

$$\text{cedimento } s \text{ al bordo} = 18,8 \text{ mm}$$

I valori sopra definiti sono riferiti a carichi verticali e centrati con momenti pari a zero, in quanto sconosciuti in questa fase di progetto.

### 3. CONCLUSIONI

#### 3.1. Sintesi

Nell'ambito degli interventi assoggettati a Permesso di Costruire Convenzionato in Variante al P.G.T. vigente, a carico della Torre Uffici attualmente esistente in via Achille Grandi n. 6 a Lodi, la scrivente Società ECOTER CPA S.r.l., su incarico della Società ZUCCHETTI S.p.A., ha provveduto alla redazione della presente Relazione Geotecnica Definitiva, che descrive le indagini espletate sui terreni dell'area ed i relativi esiti, fornendo le richieste valutazioni e stime di carattere geotecnico.

La presente relazione, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte, è stata redatta in conformità al D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni e alla relativa Circolare esplicativa n° 617/2009; in particolare, in merito a quanto previsto nei paragrafi 6.2.2 e 7.11.2 delle NTC, verranno considerati i seguenti aspetti:

- *descrizione delle opere e degli interventi,*
- *descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche eseguite,*
- *caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce, definizione del modello geotecnico di sottosuolo e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.*

Il programma delle attività richieste al Consulente ha compreso:

- sopralluoghi per la presa visione e per il rilievo dello stato di fatto;
- realizzazione di indagini in sito sul sedime previsto per l'intervento:
  - sondaggio stratigrafico mediante perforazione a rotazione con carotaggio continuo,
  - catalogazione dei terreni attraversati,
  - prelievo di campioni indisturbati (Shelby) di terreni coesivi nel corso della perforazione,
  - prove geotecniche in foro di tipo S.P.T.,
  - prova idraulica in foro di tipo Lefranc per la caratterizzazione dell'acquifero,
  - prove penetrometriche dinamiche di tipo S.C.P.T.;
- identificazione di profili litologici e stratigrafici tipo, con correlazione tra i diversi punti sondati mediante le citate prove in sito;
- caratterizzazione litologico-geotecnica dei terreni di fondazione;
- acquisizione dei parametri necessari per la scelta ed il dimensionamento delle fondazioni e la previsione dei cedimenti e definizione dei parametri richiesti per il dimensionamento delle fondazioni, di per sé escluso in quanto parte del progetto strutturale;
- redazione della presente Relazione Geotecnica Definitiva.

Nel presente documento si ricostruisce e descrive il MODELLO GEOTECNICO, facendo riferimento al quadro legislativo vigente (e.g.: paragrafi C6.2.2 e C7.2.2 della C.S.LL.PP. n° 617/2009), laddove si precisa che *“i risultati delle indagini e prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, devono essere interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati, [...] laddove per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, finalizzato a fornire i dati necessari per le verifiche geotecniche e per l'impostazione delle successive fasi di attività”*.

### 3.2. Valutazioni

Relativamente alla necessità di ricostruzione del MODELLO GEOTECNICO, facendo riferimento al quadro legislativo vigente, alla luce delle analisi e delle ricostruzioni effettuate ed illustrate nei capitoli precedenti emerge quanto segue:

1. alla scala dell'area di intervento non si evidenziano fenomeni legati a dissesti riconosciuti; in termini di precarietà dei luoghi, allo stato attuale l'area risulta completamente assestata;
2. dai risultati delle indagini sono state ricavate indicazioni circa le caratteristiche geomeccaniche dei terreni e la presenza di falda freatica alle profondità di indagine; il profilo litotecnico medio rappresentativo, dedotto dall'analisi delle risultanze delle indagini geotecniche e del sondaggio stratigrafico eseguito, è stato discretizzato in quattro livelli litotecnici principali sovrapposti, la cui variabilità geometrica è determinata da quanto riscontrato sulle diverse verticali di indagine ed è sintetizzata al precedente § 2.2.; ciascun livello risulta contraddistinto da caratteristiche omogenee dal punto di vista geologico-tecnico;
3. da quanto riscontrato sulla verticale del sondaggio stratigrafico S1 e confermato anche dalle evidenze delle indagini geotecniche di tipo SPT, a profondità comprese tra 12 e 15 m dal p.c. si riscontra la presenza di livelli che evidenziano un grado di addensamento differente ed una variazione repentina dei parametri geotecnici, di cui tener conto nel corso delle future verifiche geotecniche delle opere fondazionali; in particolare, i terreni indagati mostrano buona resistenza alla profondità dal p.c. di 12 m, al di sotto della quale (15 m) le caratteristiche geotecniche dei terreni tendono a peggiorare;
4. le verticali coinvolte dalle indagini penetrometriche presentano una discreta omogeneità laterale, con la conseguenza favorevole di poter tener conto di una ridotta variabilità nei parametri geotecnici da applicare per la futura progettazione esecutiva; in *Appendice* viene fornito il diagramma penetrometrico medio delle n. 3 prove SCPT eseguite nell'area e il profilo litotecnico medio del sottosuolo definito di conseguenza e che rappresenta il riferimento geotecnico;
5. nel complesso i terreni indagati con le prove penetrometriche SCPT, al di sotto del primo metro e mezzo di riporto superficiale, mostrano poca compattazione sino a ca. 8,5 m dal p.c.; al di sotto si ha la presenza di terreni con un grado di addensamento medio sino a ca. 12,5-13,0 m, quindi, in linea con quanto riscontrato mediante le prove SPT e l'indagine geofisica con metodologia MASW (v. Relazione Geologico-Sismica, luglio 2012), le caratteristiche geotecniche dei terreni tendono nuovamente a peggiorare (minor numero di colpi risultanti per un tratto di 30 cm);
6. per ciò che concerne la capacità portante dei depositi indagati, ossia la loro resistenza ad un carico semplice verticale, si ritiene che, nell'ipotesi puramente esemplificativa che il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione sia posto a 1,5 m dal p.c., ovvero al di sotto del terreno di riporto superficiale, la pressione ammissibile minima (riferita ad un plinto 2x2 m) sia pari a 1,01 Kg/cm<sup>2</sup>; sarà compito del Progettista effettuare le dovute valutazioni e richiedere eventuali approfondimenti di indagine;
7. per ciò che concerne la verifica delle condizioni piezometriche dell'area, nel corso della perforazione è stata rinvenuta acqua alla profondità di 3,15 m dal p.c.; ciò, anche considerando le oscillazioni stagionali del livello di falda, è coerente con quanto indicato ad una scala più ampia dai dati regionali; tale valore, considerando il carattere oscillatorio proprio della falda freatica e

l'importanza ai fini progettuali di tale informazione, dovrà essere oggetto di ulteriori verifiche, da effettuare nel corso delle successive fasi di indagine, valutazione e progettazione;

8. per ciò che concerne le caratteristiche litologiche dei terreni indagati, si fornisce alla Figura 5 in *Appendice* la descrizione stratigrafica di dettaglio delle carote estratte;
9. per ciò che concerne le stime di permeabilità dei terreni, nel caso specifico in esame si è eseguita una prova idraulica di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile, che ha permesso di calcolare un Coefficiente K di permeabilità del terreno in situ pari a  $K = 4,7 \times 10^{-3}$  cm/sec..

Nel testo della presente Relazione Geotecnica Definitiva (v. §§ precedenti) sono inseriti gli ulteriori dettagli relativi a quanto sopra indicato.



### 3.3. Raccomandazioni

Premesso che:

- relativamente agli aspetti urbanistici faranno riferimento norme e prescrizioni fornite dalla L.R. 12/05 art. 57 – “*Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio*” e dalle relative delibere attuative (di cui l’ultima è la D.G.R. del 30 novembre 2011 n. IX/2616), nonché da quanto prescritto per il territorio comunale nell’ambito del regolamento edilizio e della Normativa Geologica di Attuazione;
- in fase esecutiva si procederà, sulla base degli esiti delle indagini esposte nella presente relazione e del quadro progettuale che sarà ulteriormente definito, all’eventuale completamento delle indagini e di conseguenza al perfezionamento delle valutazioni di carattere geotecnico;

nel seguito si forniscono in forma sintetica ulteriori raccomandazioni:

1. in considerazione del fatto che le stime geotecniche preliminari fornite per portanza e cedimenti fanno riferimento a tipologie e geometrie di fondazioni non reali, si dovrà procedere in fase esecutiva alle necessarie verifiche riferite alla geometria delle fondazioni su pali esistenti che verranno effettivamente accertate; in tal senso, a valle di una indagine mirata alla determinazione della lunghezza dei pali di fondazione (documentale o reale con prove soniche), si procederà in toto od in parte a quanto segue:
  - determinazione delle resistenze di progetto **Rd-1** alle azioni verticali e orizzontale delle differenti tipologie (accertate od ipotizzate) dei pali (in o senza effetto gruppo);
  - confronto con le resistenze di progetto **Rd-2** originali (v. tavola di progetto originario);
  - determinazione, dal calcolo strutturale odierno sullo stato di fatto, delle azioni caratteristiche **Ek** insistenti sui singoli pali di fondazione esistenti;
  - determinazione, dal calcolo strutturale odierno sullo stato di progetto, delle azioni di progetto **Ed** insistenti sui singoli pali di fondazione esistenti e scelta delle resistenze di progetto  $R_{dd}$  da considerare =  $\min(Rd-1; Rd-2; Ek; \text{comunque } Ek < Rd-2)$ ;
  - verifica ai sensi delle NTC 2008 ovvero  $Ed < R_{dd}$  alle azioni verticali e orizzontale delle differenti tipologie dei pali (in o senza effetto gruppo);
2. relativamente agli aspetti idrogeologici, considerando quanto prodotto per le opere di derivazione di acque sotterranee previste all’interno del progetto di impianto geotermico, si dovrà provvedere:
  - dapprima ad una fase di caratterizzazione in sito, mediante realizzazione di una perforazione pilota, che potrà anche coincidere con quella descritta nella relazione idrogeologica relativa ai citati pozzi geotermici, nonché di adeguate prove di portata secondo specifiche che verranno definite ulteriormente in corso d’opera;
  - quindi ad identificare gli effetti geotecnici sui terreni di fondazione sia dell’emungimento dalla falda, che del carico sulle strutture esistenti determinato dal nuovo quadro progettuale;
3. dovrà inoltre e comunque essere verificata la necessità di predisporre il “Piano Scavi” prescritto dalla normativa vigente in materia di “Terre e Rocce da Scavo”;
4. sarà infine e comunque compito del Progettista effettuare le dovute valutazioni, richiedere eventuali approfondimenti di indagine sulla base degli elementi a disposizione.



ECOTER CPA S.r.l.  
Via Selvagreca, 14H – 26900 Lodi  
tel.: 0371/427203 (r.a.) – fax: 0371/50281  
e-mail: ecoter@ecotercpa.it – web: www.ecotercpa.it

GEORISORSE • AMBIENTE • TERRITORIO

*Progetto:*

**TORRE UFFICI IN VIA A. GRANDI 6,  
LODI: PERMESSO DI COSTRUIRE  
CONVENZIONATO IN VARIANTE AL PGT  
VIGENTE**

*Attività:*

**INDAGINI E STUDI SULLA  
COMPONENTE GEOTECNICA**

*Committente:*

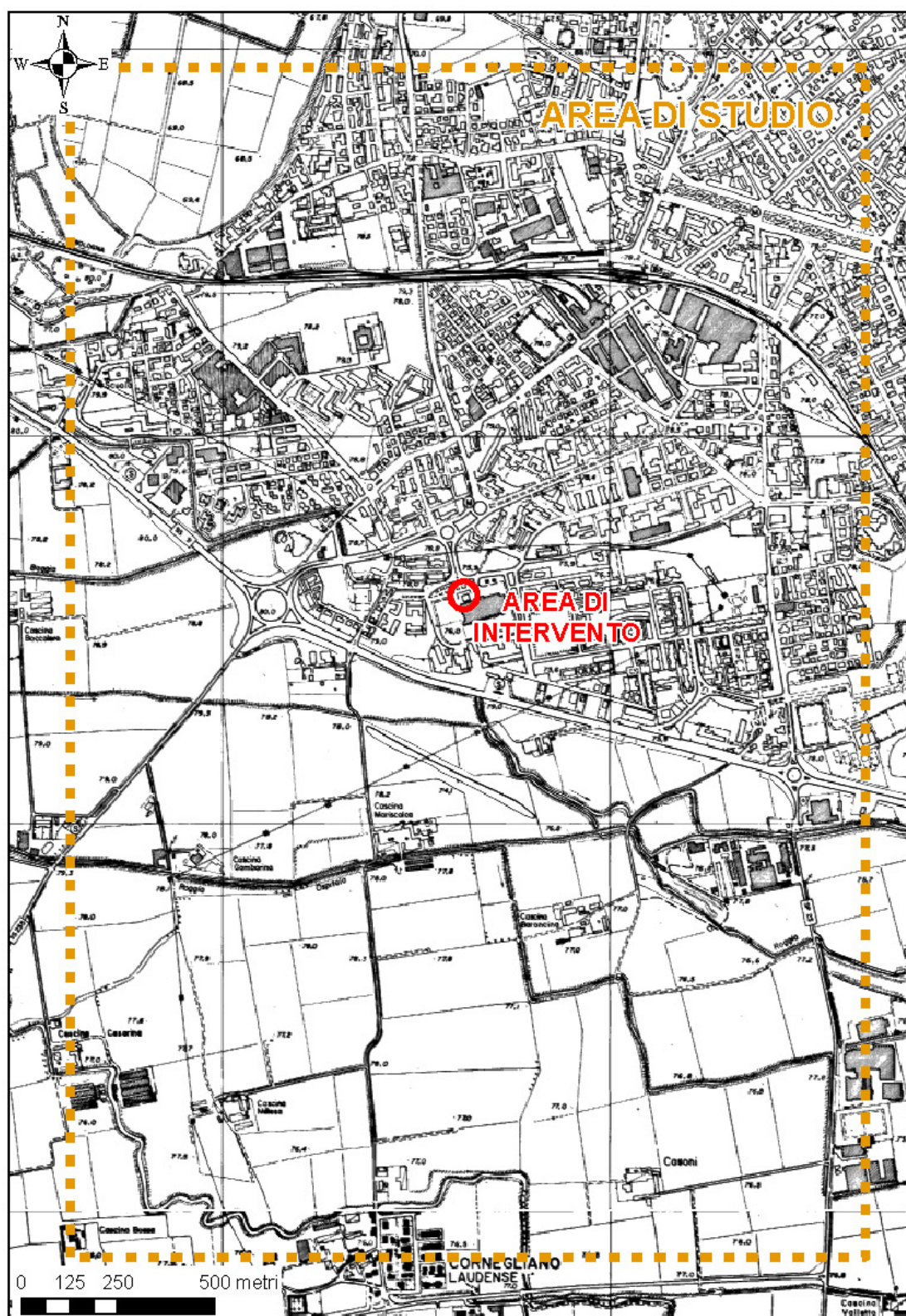
**ZUCCHETTI S.P.A.**

*Contenuti:*

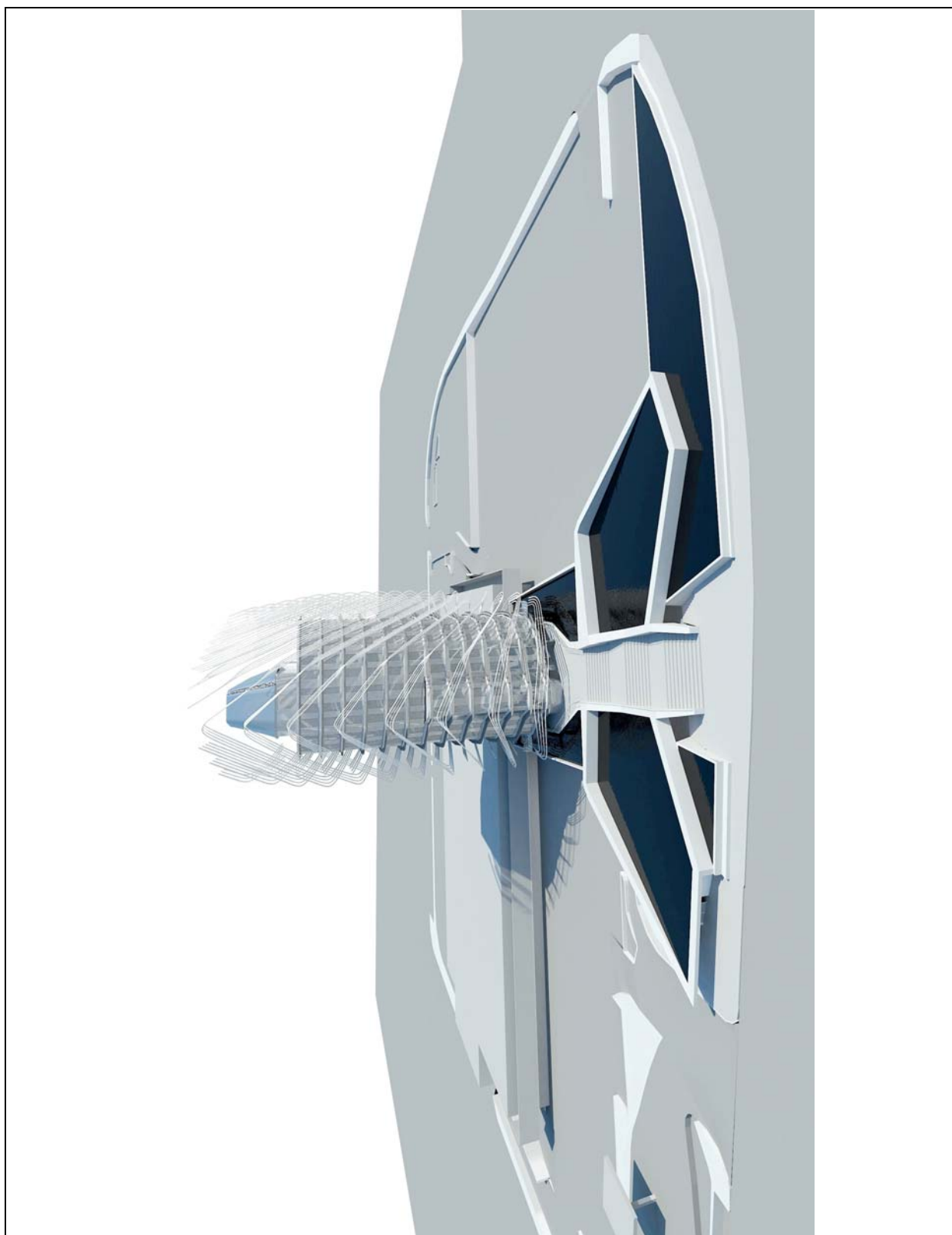
**RELAZIONE GEOTECNICA DEFINITIVA –  
APPENDICE 1: FIGURE FUORI TESTO E  
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**

*Rif. e data:*

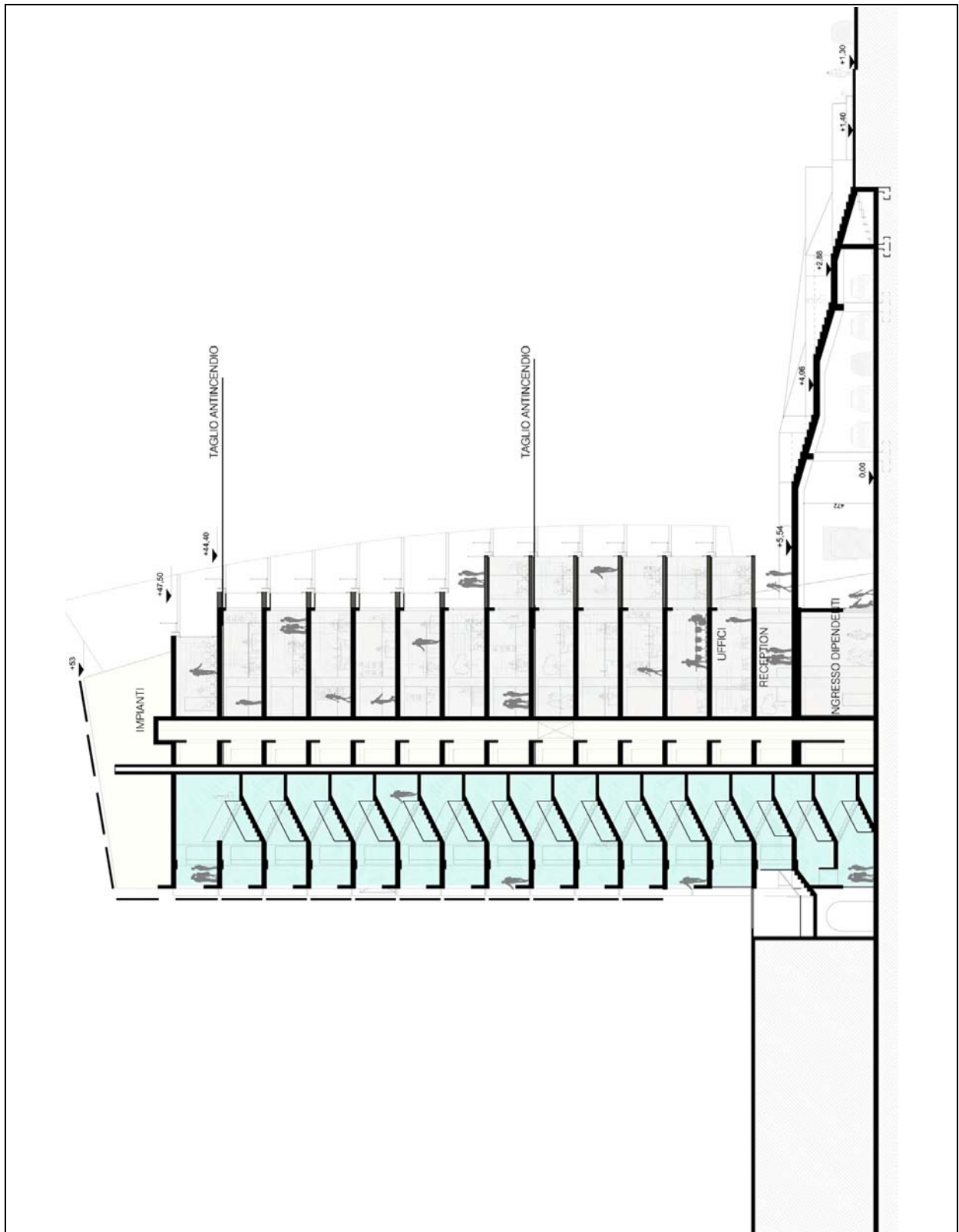
**TU2/508/12 – LUGLIO 2012**



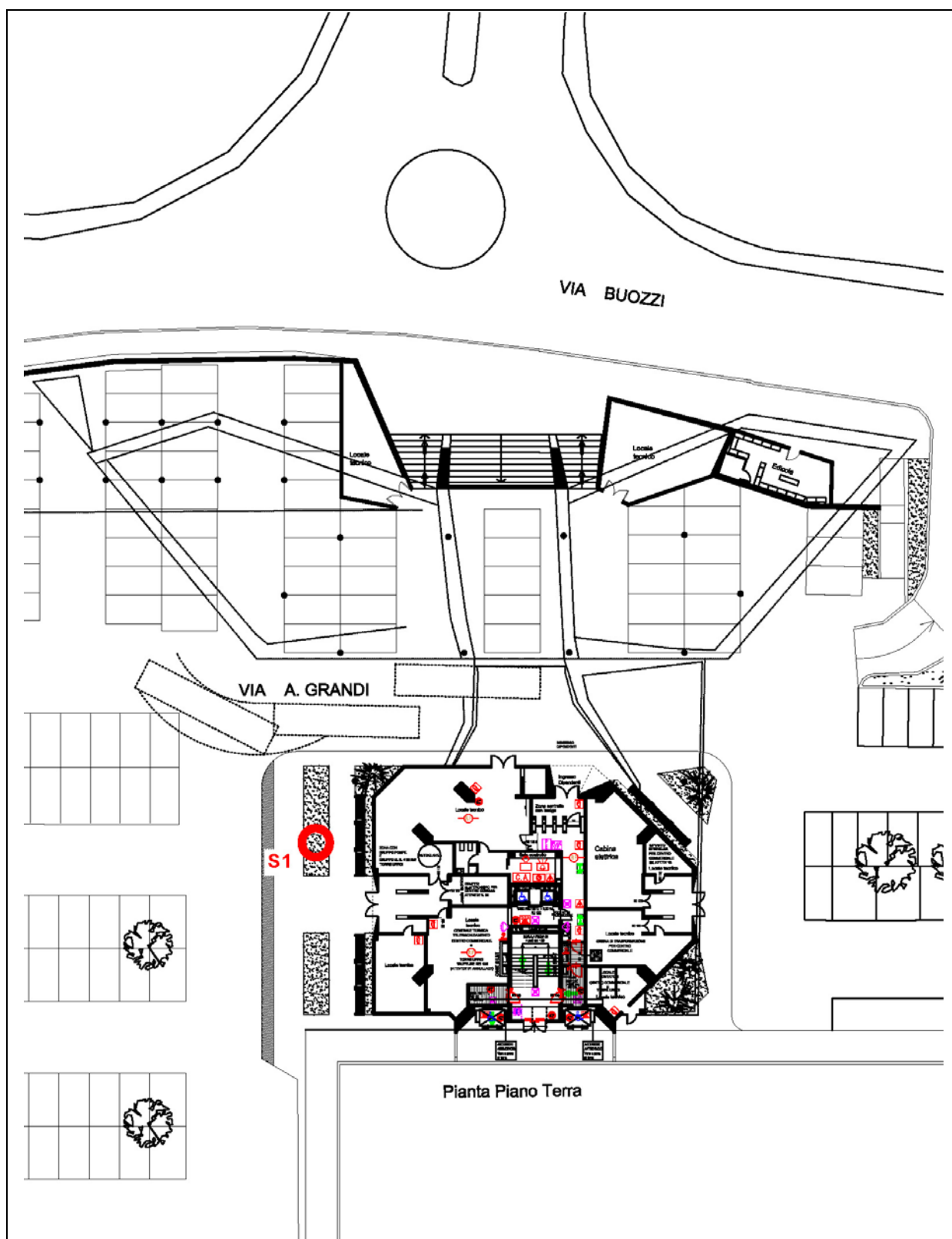
**Figura 1** – Corografia: inquadramento delle aree di studio e di intervento (su base CTR).



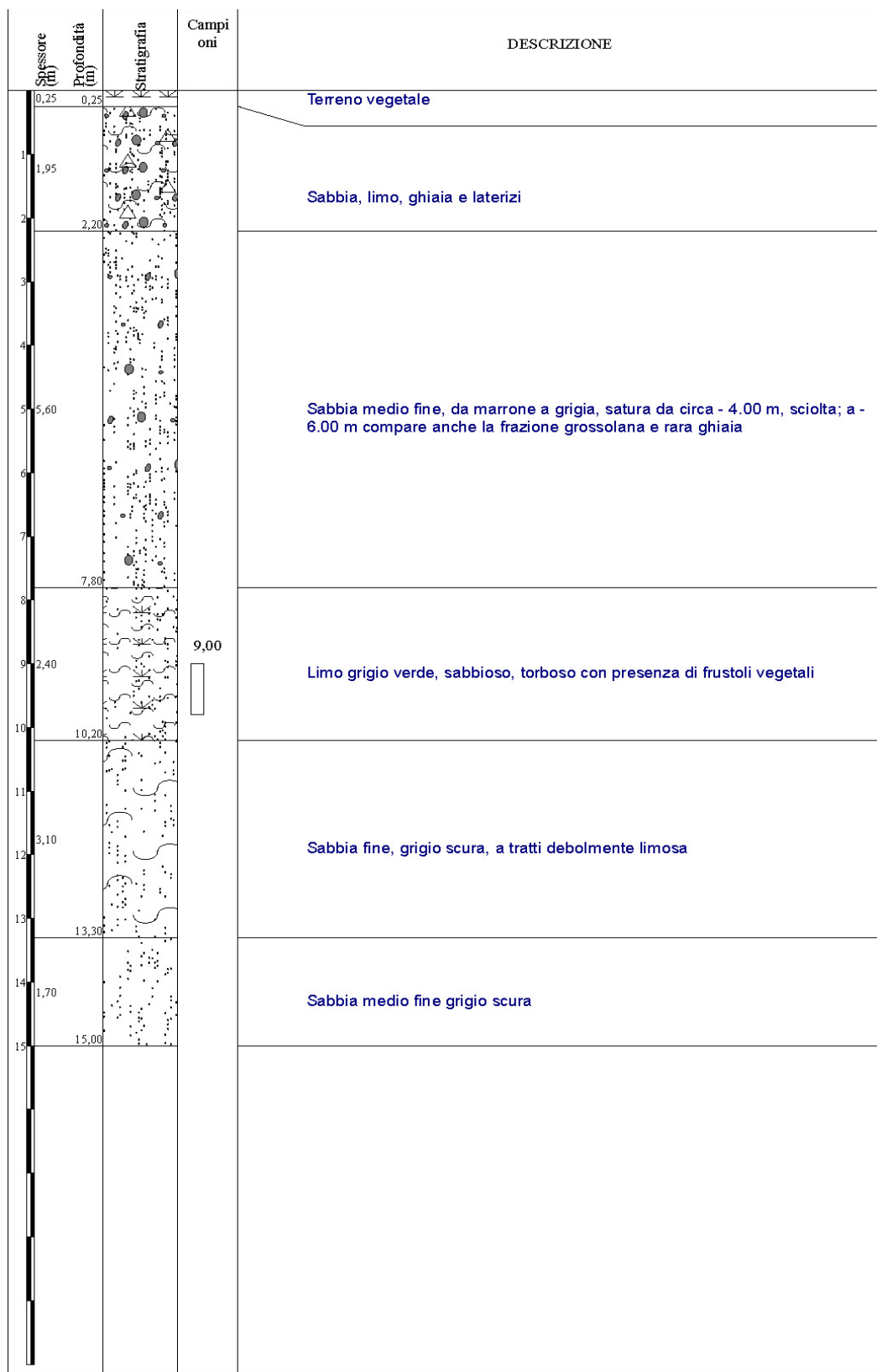
**Figura 2** - Quadro progettuale: rendering.



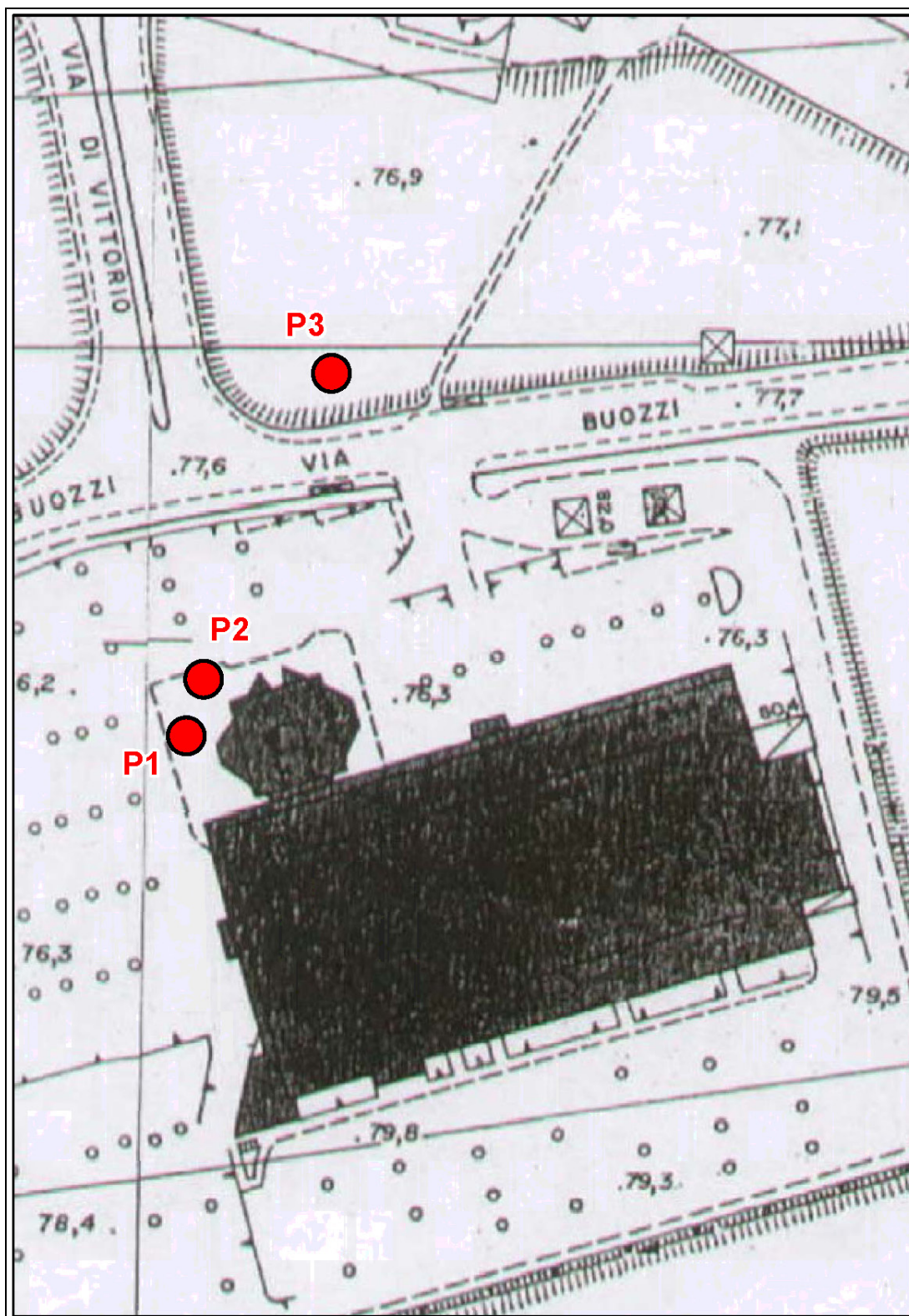
**Figura 3** - Quadro progettuale: prospetto.



**Figura 4** – Quadro progettuale: ubicazione sondaggio stratigrafico S1.

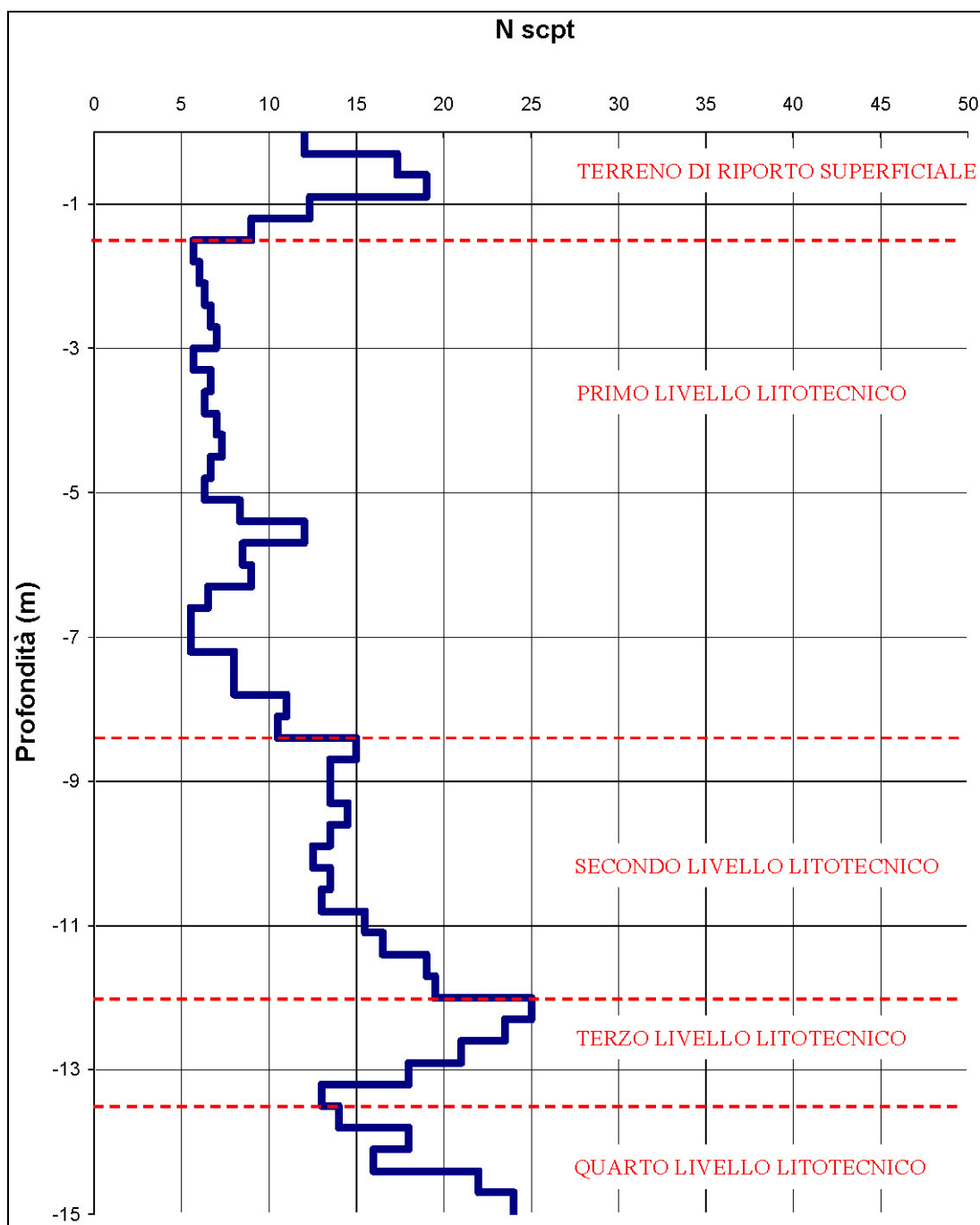


**Figura 5** – Sondaggio S1: stratigrafia di dettaglio.

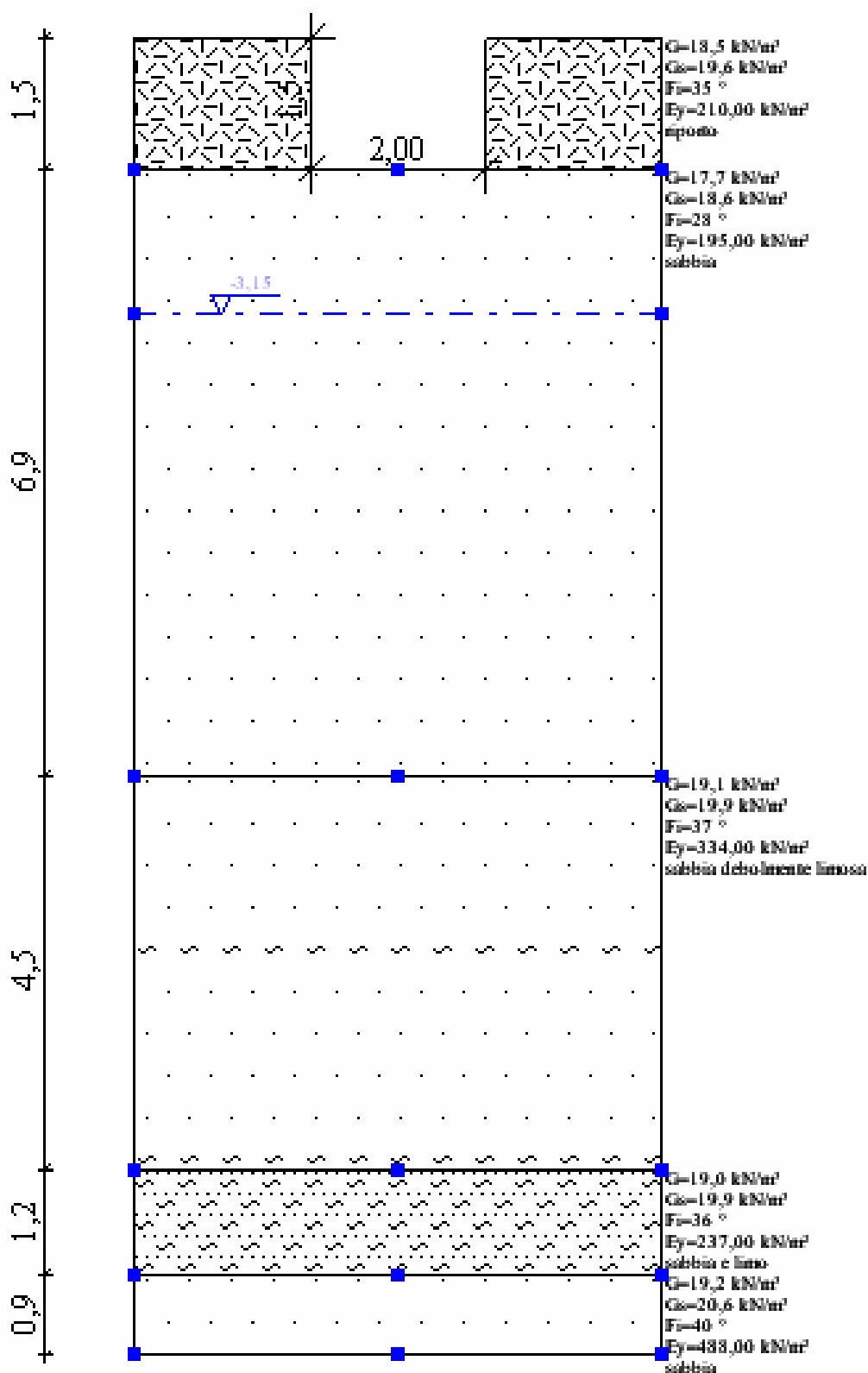


**Figura 6** – Ubicazione, su estratto di fotogrammetrico, delle prove penetrometriche SCPT eseguite.





**Figura 7** – Diagramma penetrometrico medio delle n. 3 prove penetrometriche dinamiche eseguite e profilo litotecnico medio del sottosuolo.



**Figura 8** – Profilo litotecnico del sottosuolo.



Foto 1 – Torre Uffici di Lodi: lato ovest.



Foto 2 – Torre Uffici di Lodi: Sondaggio S1.



Foto 3 – Sondaggio S1 – cassetta n. 1: 0.00 – 5.00 m.



Foto 4 – Cassetta n. 2: 5.00 – 10.00 m, con campione indisturbato “Shelby”.



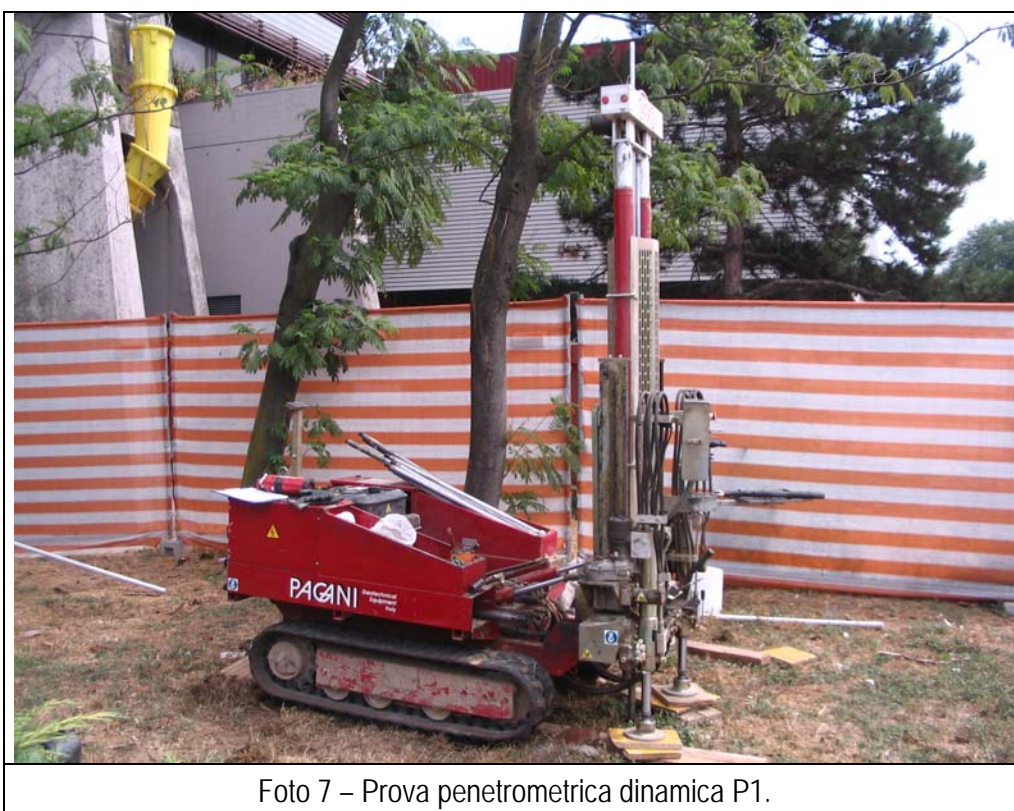






Foto 8 – Prova penetrometrica dinamica P2.



Foto 9 – Prova penetrometrica dinamica P3.