



azienda casa emilia - romagna
provincia di bologna

Piazza della Resistenza 4 - 40122
Bologna - BO
tel. 051.292111 fax 051.554335
Codice Fiscale - Partita IVA e Registro
Imprese di Bologna n. 00322270372
sito web: www.acerbologna.it
posta elettronica: info@acerbologna.it

PROGETTO DI COMPLESSO RESIDENZIALE ZIS R5.2 NAVILE EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO BLOCCO G - edificio G1

Lotti 1467/R 1467/Z 1467/I

PROGETTO ESECUTIVO 2° STRALCIO

Tav. R9		RELAZIONE GEOTECNICA			Data Maggio 2021		
Scala /					N° Disegno		
VERSIONE	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO		APPROVATO
00	PRIMA EMISSIONE		16/12/2014				
01	REVISIONE		05/2021				
02	REVISIONE						
03	REVISIONE						

Progettista architettonico dell'intervento complessivo Arch. Germano Severini ACER Bologna Arch. Corrado Scagliarini Studio Scagliarini via del Borgo di San Pietro, 28 40126 Bologna	Progettista opere in c.a. Arch. Corrado Scagliarini Studio Scagliarini via Nosadella, 51/A 40123 Bologna	Progettista impianti meccanici Per.ind. Luca Macchiavelli via de Carracci 17 40033 Casalecchi di Reno Bologna	Progettista impianti elettrici Arch. Corrado Scagliarini Studio Scagliarini via del Borgo di San Pietro, 28 40126 Bologna
Piano di Sicurezza e Coordinamento fasi di progettazione ed esecuzione D.Lgs. 81/2008 Ing. Maurizio Migliaccio GIAPROJECT SRL gruppo ingegneri architetti via Alfonso Lombardi 39/d 40128 Bologna	Direzione Lavori ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	Geologia e geotecnica Geol. Matteo Simoni Studio di Scienza della Terra via Fontanella, 8/2 40069 Zola Predosa (Bo)	Studio acustico Arch. Corrado Scagliarini Studio Scagliarini via del Borgo di San Pietro, 28 40126 Bologna Consulente: ing. Francesca Rametta AIRIS s.r.l. Via del Porto, 1 40122 Bologna
Relazione acustica Verifica di rispondenza dei parametri edilizi secondo il DPCM 05/12/1997 Ing. Silvio Stivaletta MATE Via San Felice, 21 40122 Bologna	il Responsabile del Procedimento il Dirigente del Servizio Tecnico Ing. Antonio Frighi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	il Direttore Generale Francesco Nitti ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	il Presidente Alessandro Alberani ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna



STUDIO DI SCIENZE DELLA TERRA
GEOL. MATTEO SIMONI
VIA FONTANELLA, 8/2
40069 ZOLA PREDOSA
TEL 051/0392335
MOBILE +393355337448
MATTEO@MATTEOSIMONI.IT
WWW.MATTEOSIMONI.COM

*progettazione di interventi di bonifica di siti contaminati
idrogeologia, ricerche idriche e pozzi per acqua
monitoraggi di versanti e controlli ambientali
geologia applicata e indagini geognostiche
interventi di ingegneria naturalistica
geofisica e sismologia*

COMUNE DI BOLOGNA
PROVINCIA DI BOLOGNA

**RELAZIONE GEOTECNICA PER IL PROGETTO DI
COMPLESSO RESIDENZIALE
ZIS R5.2 NAVILE EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO
BLOCCO G EDIFICIO G1
LOTTE 1467/R 1467/Z 1467/I**

preparato per:



*Relazione geotecnica
Progetto esecutivo 1° Stralcio
R1454*

Dicembre 2014

Indice

Introduzione	3
1. Premessa	4
1.1 Documentazione di riferimento.....	4
1.2 Normativa di riferimento e bibliografia.....	4
1.3 Inquadramento topografico	5
1.4 Descrizione del sito e dell'area adiacente	5
1.5 Destinazione urbanistica dell'area	5
Caratteri geologici	7
2. Geologia, geomorfologia e idrogeologia	7
3. Piano di indagine	7
4. Stratigrafia di riferimento	7
5. Aspetti geodinamici e sismicità del territorio	8
6. Effetti sismici locali	8
Modello geotecnico	9
7. Unità geotecniche.....	9
7.1 Unità geotecnica 1	9
7.2 Unità geotecnica 2	9
7.3 Unità geotecnica 3	9
7.4 Unità geotecnica 4	9
7.5 Unità geotecnica 5	11
7.6 Unità geotecnica 6	11
8. Parametri fisico – meccanici del sottosuolo	11
9. Condizioni idrogeologiche	11
10. Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici	12
11. Verifiche di tipo geotecnico	14
11.1 Valore di progetto delle azioni.....	14
11.2 Valore di progetto della resistenza del terreno.....	14
11.3 Verifica per carico limite dell'insieme fondazione-terreno	15
11.4 Verifica per scorrimento sul piano di posa	15
12. Verifiche agli stati limite di esercizio	16
12.1 Cedimenti edometrici	16
12.2 Verifica del cedimento	17
Elenco delle tavole	19
Elenco degli allegati	19
Elenco delle figure.....	19
Elenco delle tabelle	19

INTRODUZIONE

Per incarico professionale ricevuto si espone la presente relazione geologica e geotecnica con caratterizzazione sismica per il progetto definitivo di costruzione di 32 alloggi all'interno Comparto "Navile Z.I.S. R5-2" (ex Mercato Ortofrutticolo di Bologna) Piano Particolareggiato di Iniziativa Pubblica (Figura 1).

L'intervento sarà realizzato nel Blocco G e coinvolgerà i lotti 1467/R 1467/Z e 1467/I con la costruzione di un edificio a corte con altezza variabile dai 3 ai 5 piani fuori terra comprensivi di pian terreno, al suo interno i sette vani scala serviranno un totale di 64 appartamenti di cui 32 dedicati all'edilizia convenzionata.



Figura 1. Vista aerea dell'area d'indagine

Le cantine e i box auto saranno alloggiati ai piani interrati, la porzione di edificio dedicata all'edilizia convenzionata, vani scala B, C, D e E, ha un unico livello interrato accessibile mediante la rampa posta sul fronte est fisicamente e strutturalmente separato dai due livelli interrati afferenti la porzione di edificio dedicato all'edilizia libera, accessibili mediante la rampa posta sul fronte ovest.

Il fronte nord dell'edificio si sviluppa per cinque piani fuori terra e oltre ad ospitare la parte di edilizia libera, accogliendo al pian terreno spazi per attività commerciali.

La particolare conformazione del lotto e della sagoma planivolumetrica prevista dal piano particolareggiato danno luogo, come detto, a un edificio caratterizzato da una grande corte centrale che misura circa m 35 × m 20.

Si rende, pertanto, necessario predisporre la presente relazione geologica e geotecnica con caratterizzazione sismica, ai sensi del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 e s.m.i..

Il presente studio geotecnico è stato realizzato d'intesa con i progettisti dello Studio Scagliarini – con sede a Bologna in Via del Borgo di San Pietro 28 – e con i tecnici dello Studio TA.SCA – con sede a Bologna in Via Bottego 4 – per il coordinamento delle attività.

Per gli aspetti strutturali e quelli inerenti alla geotecnica, lo scrivente ha preso atto delle scelte progettuali dell'Ing. Andrea Armaroli – con sede a Bologna in Via S. Vitale 40 – e i suoi collaboratori.

1. Premessa

È illustrata, pertanto, la presente relazione geotecnica che è stata preparata sviluppando i punti seguenti:

1. la descrizione delle opere e degli interventi;
2. i problemi geotecnici e le scelte tipologiche;
3. la caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni, definendo i valori caratteristici F_k dei parametri geotecnici;
4. le verifiche della sicurezza e delle prestazioni con l'identificazione dei relativi stati limite.

Sono, dunque, indicati i calcoli delle resistenze di progetto (SLU), la stima dei cedimenti relativi (SLE) e verificate le condizioni della stabilità dei fronti di scavo prodotti nel corso delle operazioni di sterro.

1.1 Documentazione di riferimento

Per l'elaborazione della presente relazione geologica sono stati esaminati i dati presenti nei seguenti documenti:

- *Studio geologico e geotecnico del sottosuolo per il progetto "Trilogia Navile" Blocco M - Comparto "Navile Z.I.S. R5.2" Ex mercato ortofrutticolo di Bologna*, redatta dallo scrivente nell'aprile 2009,;
- *"Progetto preliminare per edificio ad uso alloggi e residenze per studenti localizzato nel blocco attuativo "A" e inserito nel Piano Particolareggiato dell'ex mercato ortofrutticolo – ZIS R5.2 Navile. Relazione e indagini geologiche e indagini geotecniche"*, redatta dal collega Geol. Luca Tondi nell'agosto 2008;
- *"Comune di Bologna Navile Z.I.S. R5.2. Indagine geologico tecnica dell'area per garage multipiano"*, redatto dal collega Geol. Gianni Viel nel dicembre 1998;
- *"Comune di Bologna Navile Z.I.S. R5.2. Relazione geologico tecnica"*, redatto dal collega Geol. Gianni Viel nell'aprile 1998;
- *"Studio geologico, sismico e geotecnico per il progetto di costruzione di 32 alloggi all'interno del Piano Particolareggiato di Iniziativa Pubblica "Mercato Navile" – Blocco G. Lotti 1467/R 1467/Z 1467/I."*, redatto dallo scrivente nel dicembre 2013.

I documenti citati sono depositati presso gli uffici dell'amministrazione comunale e della Committenza.

1.2 Normativa di riferimento e bibliografia

Le considerazioni di seguito riportate fanno riferimento alla vigente normativa nel settore geotecnico e delle costruzioni, in particolar modo si evidenziano:

- *A.G.I. 1977* – "Raccomandazioni sulla progettazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".
- *D.M. 21 gennaio 1981* – "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".
- *Circ. Dir. Centr. Tecn. n°. 97/81* – "Istruzioni relative alle norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- *D.M. LL.PP. 11 marzo 1988* - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione".
- *Circ. Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483* – "Istruzioni applicative al D.M. 11/03/88".
- *EN (V) 1997* – "Eurocode 7, Part 3. Design assisted by in situ tests. CEN".
- *EN (V) 1997* – "Eurocode 7, Part 1. Geotechnical design. CEN".
- *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003* – "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316/2003* – "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo".

- *Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 settembre 2005* – Norme tecniche per le costruzioni.
- *Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna, n. 1667 del 24 ottobre 2005* – Prime indicazioni applicative in merito al Decreto Ministeriale 14 settembre 2005 (pubblicato sul supplemento ordinario n. 159 alla Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005) recante “Norme tecniche per le costruzioni”.
- *Decreto Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008* – Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- *Legge 24 giugno 2009, n. 77* – Conversione del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile.

La presente relazione espone i risultati di un'indagine geologica, le metodologie interpretative e le conclusioni da esse deducibili e fornisce gli elementi necessari al Progettista per la caratterizzazione e modellazione geologica e sismica del sito, ai fini del dimensionamento dell'intervento e delle relative strutture di progetto, opportunamente verificate in termini geotecnici.

1.3 Inquadramento topografico

Il Lotto G è collocato nel Comparto Navile Z.I.S. R5.2 è rappresentato nelle seguenti Carte Tecniche della Regione Emilia Romagna:

- *Tavola 221 NO: toponimo “Bologna Nord - Est” scala 1:25.000;*
- *Sezione 221050: toponimo “Bologna Nord” scala 1:10.000;*
- *Elemento 221053: toponimo “Bologna Nord” scala 1:5.000.*

Per la cartografia di riferimento si rimanda alla Tavola 1 e Tavola 2, raccolte a fine testo.

1.4 Descrizione del sito e dell'area adiacente

Il lotto si trova all'interno dell'ex Mercato Ortofrutticolo, ZIS R 5.2 - Navile (Piano Particolareggiato approvato Odg 161/06 del 10/07/2006), individuato al catasto terreni dal foglio 112, mappale 328 ed è situato nella zona edificata al lato ovest del comparto.

Si affaccia ad est sul lotto H, ad ovest sul lotto F, a sud sul lotto M e a nord su uno degli assi principali per la viabilità interna al quartiere.

Il progetto preliminare dell'edificio previsto da Piano (così come illustrato nella Scheda dei vincoli allegata alle NTA) si configura come un edificio a corte, con un corpo di fabbrica sviluppato su tre / cinque piani comprensivi di piano terra.

1.5 Destinazione urbanistica dell'area

All'interno del PSC, l'area è identificata come Ambito in trasformazione misto, le cui previsioni da PRG previgente sono confermate dal nuovo strumento di piano comunale ed è disciplinata dall'art. 20 e dalla relativa scheda n.131 del Quadro Normativo.

Gli Ambiti in trasformazione sono costituiti dalle parti di territorio incluse in perimetri all'interno dei quali sono stati adottati o approvati strumenti urbanistici attuativi o previsti interventi diretti in attuazione del PRG previgente, le cui previsioni, in attesa o in corso di esecuzione, sono confermate dal PSC.

2. Progetto

La nuova costruzione si sviluppa fuori terra con una planimetria indicativamente a forma di L, con corpi di fabbrica di larghezza variabile da m 12,5 a m 13,9 circa, ed estensione massima pari a m 48 circa nella direzione est-ovest e m 53 circa in direzione nord-sud.

Il livello interrato ha un ingombro planimetrico superiore rispetto alla proiezione della parte in elevazione, data la presenza di corselli di manovra e di un blocco di autorimesse esterne rispetto al filo del fabbricato ; i solai di copertura dei suddetti blocchi esterni vengono utilizzati quali terrazze, parzialmente attrezzate a verde, a servizio degli alloggi del piano rialzato e come marciapiedi esterni al fabbricato.

L'altezza massima del complesso edilizio è pari a m 14,30 circa a partire dalla quota media del piano di campagna attuale.

La progettazione dell'intervento dovrà tenere conto delle seguenti problematiche.

L'alta potenzialità archeologica del sito necessita l'esecuzione di scavo assistito o, nel caso, archeologico, da eseguirsi come da indicazioni della Soprintendenza Archeologica di Bologna, fino alla profondità di 3.86 metri circa dal piano campagna, ovvero sino alla quota di imposta delle strutture di fondazione dell'edificio.

Poiché le opere di urbanizzazione del comparto edilizio risultano essere oramai terminate, l'esecuzione del suddetto scavo delle essere portato sino al confine del lotto per la profondità sopra indicata senza però invadere le aree adiacenti, già oggetto degli interventi di urbanizzazione (strade, marciapiedi, sottoservizi, ecc.).

L'esecuzione già completata del confinante edificio del blocco M, dotato di due livelli di autorimesse interrata, ha comportato uno scavo a cielo aperto sino alla quota di circa m 7,5 sotto la quota del piano di campagna che si è esteso in parte anche nell'adiacente lotto G. Attualmente tale porzione del lotto è stata reinterrata con materiale di scavo che non presenta le caratteristiche minime di resistenza e stabilità necessarie all'imposta delle fondazioni del corpo di fabbrica previsto; inoltre, si tenga presente che nell'interfaccia tra i due blocchi (G e M) è prevista la realizzazione di una strada interna ad una corsia.

L'edificio G1, oggetto della presente relazione, interessa solo una parte del blocco G; è stato comunque eseguito un progetto preliminare complessivo per tutto il blocco G, in base al quale si è determinato che l'edificio G2 sarà dotato di due piani interrati destinati ad autorimesse; di conseguenza è necessario eseguire le opere di salvaguardia dell'edificio G1 durante le opere di scavo e di esecuzione del futuro edificio G2.

2.1 Fasi progettuali

Quanto sopra sommariamente descritto comporta l'esecuzione dell'intervento in esame in due fasi successive, ovvero Fase 1:

- bonifica bellica dell'area con scavo di circa m 1 dal piano campagna;
- realizzazione delle opere a confine dell'area interessata, ovvero verso le parti pubbliche del comparto e verso la porzione G2 del blocco, consistente nell'esecuzione di una palificata in c.a., studiata per rispondere sia alle esigenze dello scavo archeologico che a quelle del futuro scavo ed esecuzione dell'edificio G2;
- realizzazione della trave di correa per la palificata a confine con la parte pubblica del comparto ('tipo A');
- realizzazione dello scavo archeologico a quote variabili, massimo m 3.86 dal p.c.;
- realizzazione della parete di finitura per i pali 'tipo A' ed esecuzione della trave di correa per la palificata a confine con il lotto G2 ('tipo B e C').

La Fase 2 consiste nella realizzazione dei corpi di fabbrica A – B – C – D del complesso edilizio definito "edificio G1".

La conformazione dell'edificio prevede quindi l'esecuzione di 5 corpi di fabbrica suddivisi tra loro da giunti sismici, oltre alla realizzazione di una palificata a protezione dello scavo mediante la realizzazione di tre tipologie, tutte del tipo trivellato in calcestruzzo armato.

"TIPO A", posta al confine con le parti pubbliche del comparto (marciapiede); diametro mm 600 e lunghezza complessiva pari a m 11.00, misurata dall'estradosso della trave di correa, posta a -0.33 m dalla quota di riferimento.

"TIPO B", posta al confine con il lotto G2; diametro 600 mm e lunghezza m 15.50, misurata dall'estradosso della trave di correa, con estradosso trave di correa a -2.41 nella porzione di edificio con fondazione impostata a quota - 2.91, e estradosso della trave di correa a quota -3.26 m nella porzione di edificio con fondazione impostata a quota -3.76 m.

"TIPO C", posta al confine con il lotto G2; diametro 600 mm e lunghezza di 11.00 m, misurata dall'estradosso della trave di correa, posta a quota -3.26 m dalla quota di riferimento.

Inoltre sarà necessario l'utilizzo di palancole in acciaio vibro-infisse, che saranno poste al confine con il marciapiede a proseguimento a nord della paratia costituita dai pali 'tipo A', oltre il confine con il lotto G2 per 4.00/5.00 metri circa, al fine di contenimento delle opere di urbanizzazione già realizzate.

Per i pali tipo B e C è previsto un collegamento alla fondazione dell'edificio da realizzare tramite degli innesti costituiti da staffe in acciaio inox.

CARATTERI GEOLOGICI

Nella presente sezione sono sintetizzati i caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, già compiutamente illustrati nella documentazione precedentemente citata (§).

3. Geologia, geomorfologia e idrogeologia

I terreni dell'area di studio sono riconducibili a depositi di origine alluvionale di età quaternaria costituiti da un'alternanza di limi, sabbie e ghiaie, tra loro combinati secondo rapporti oggettivamente diversi, dipendenti dalle fasi cicliche di sedimentazione ed erosione del corso d'acqua afferente.

I terreni dell'area in oggetto sono attribuibili all'Allomembro di Ravenna (**AES 8**), ossia a ghiaie più o meno sabbiose, caratterizzanti i depositi di terrazzo e di conoide alluvionale, aventi un'età di circa 10.000 anni (Olocene).

L'area in esame si ubica nella fascia sud – occidentale del territorio comunale di Bologna, a ridosso dei primi rilievi collinari; più esattamente si attesta, ad una quota media di 40 m s.l.m., in un'area di bassa acclività, antropizzata e soggetta a rimaneggiamenti della morfologia originaria.

La pendenza media della superficie topografica dell'area è dell'1,5%, con direzione d'immersione verso Nord.

L'acquifero superiore è sede della falda più superficiale, denominata SUP4, la cui soggiacenza è attestata ad una profondità variabile da m 4 a m 6: si tratta di un acquifero con portata modesta, sovrastato da materiali poco permeabili o praticamente impermeabili (limi o argille). La falda in esso contenuta (SUP4) è freatica o, localmente, leggermente in pressione. In quelle zone dove la falda è semiartesiana se ne osserva una risalita di circa m 1 in corrispondenza di materiali a tessitura media (sabbie medio - fini).

L'aquiclude sottostante ha una potenza variabile di 5-6 m e la permeabilità di questa unità idrogeologica, costituita da limi e argille con qualche intercalazione sabbiosa, è molto bassa.

Segue un acquifero di potenza media di 5 m, contenente la falda SUP2, formato da ghiaie e sabbie con intercalazioni limose.

La terza falda acquifera superficiale (SUP1), sottostante l'acquitrando localizzato a m 20-25, si ritrova entro i primi m 40-42 ed è costituito da ghiaie e sabbie con intercalazioni limose.

La SUP1 è delimitata alla base da un'aquiclude, avente uno spessore di 8-10 m e una permeabilità molto bassa. Questo strato, denominato in letteratura tecnica alfa, separa le falde superficiali da quelle profonde.

4. Piano di indagine

Al fine di individuare le caratteristiche litologiche, i parametri fisico-meccanici e di resistenza al taglio dei terreni presenti è stata eseguita un'idonea indagine geognostica, realizzando:

- 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU);
- 1 prospezione di sismica passiva (PSP).

ad integrazione delle investigazioni svolte nel Comparto negli anni passati e nei lotti adiacenti (§ 1.1).

5. Stratigrafia di riferimento

Alla base di uno strato superficiale di terreno misto di riporto, avente uno spessore più o meno omogeneo su tutta l'area di circa un metro, si rinviene un'alternanza di terreni argilloso - limosi.

La successione ritmica limoso - argillosa poggia su uno strato continuo di ghiaie con sabbia posto alla profondità di circa m 18 e di spessore plurimetrico. La serie sedimentaria formata dall'alternanza di limi e argille si ripete nuovamente fino alla profondità di oltre m 40 e contiene un livello di ghiaia e sabbia ad una profondità di circa m 27 avente uno spessore di un paio di metri.

Nel corso dell'esecuzione dei rilievi e delle prove è stata evidenziata la presenza di acqua sotterranea localizzata per lo più all'interno delle ghiaie e sabbie ed avente soggiacenza variabile tra m 3,5 e 5,5.

6. Aspetti geodinamici e sismicità del territorio

Il comune di Bologna ricade nella zona sismica 3 a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni minore o uguale di 0,15 g che si traduce in un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta pari a 0,15 (a_g/g).

Sviluppando la formula della velocità equivalente delle onde di taglio per la prospezione di sismica passiva realizzata, i terreni indagati ricadono nell'intervallo m/sec $180 < V_{s30} < \text{m/sec } 360$, con un valore di V_{s30} medio pari a 232 m/sec, calcolato dalla superficie topografica e un valore di V_{s30} medio pari a 254 m/sec, calcolato dalla base della fondazione di progetto su uno spessore di m 30.

Sulla base dei valori di V_{s30} determinati, è possibile assegnare una categoria di tipo C al suolo del sito.

7. Effetti sismici locali

In riferimento all'Allegato 2 dell'Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della Legge Regionale 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" dell'assemblea legislativa della Regione Emilia Romagna, i fattori di amplificazione stratigrafica sono quelli relativi alla cosiddetta Pianura 2.

In ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo (\geq m 100 dal piano medio di campagna), si ottiene:

F.A. = 1,5 P.G.A.

F.A. = 1,8 intensità spettrale $0,1s < T_0 < 0,5s$

F.A. = 2,4 intensità spettrale $0,5s < T_0 < 1,0s$

dove F.A. è il Fattore di Amplificazione.

Si prendono in considerazione gli strati a componente sabbiosa localizzati ad una profondità di m 6,1 – 7,4 – 8,5 e m 18, con profondità della superficie freatica a m 4,5 da p.c. e magnitudo di riferimento pari a 5,6.

Il rapporto fra lo sforzo ciclico normalizzato (CSR) e la resistenza ciclica normalizzata (CRR) è ampiamente superiore all'unità, pertanto, si può affermare che per i terreni interessati dall'opera non vi è rischio di liquefazione.

MODELLO GEOTECNICO

La modellazione geotecnica consiste nell'individuazione, in base al tipo di opera, delle caratteristiche chimico - fisiche e meccaniche del terreno, alla definizione della sicurezza, della funzionalità in connessione alle prestazioni attese, alla durabilità ed alla robustezza dell'opera.

8. Unità geotecniche

Nel sottosuolo dell'area si possono riconoscere 6 unità geotecniche principali contenute nei primi trenta metri di sottosuolo.

Profondità (m)	Descrizione	Codice	Unità
1,2 - 6,5	Terreno di riporto	-	1a
3,8	Manufatto		1b
3,3 - 7,1	Argille limose e limi argillosi	AES8	2
10,6	Sabbie limose e limi argilloso – sabbiosi		3
18,3	Argille limose	AES7	4
25,0	Ghiaie limose e sabbie limose		5
27,0	Argille limose		6
30,0	Ghiaie limose e sabbie limose		

Tabella 1. Successione stratigrafica dell'area

Nella Figura 2 sono rappresentate le unità geotecniche individuate.

8.1 Unità geotecnica 1

Lo spessore dei terreni di riporto è pressoché costante su tutto il lotto (poco più di un metro) e aumenta decisamente verso sud, nei pressi del confine con il lotto M, dove, all'epoca dello scavo per la realizzazione degli edifici di Valdadige Sistemi Urbani, lo splateamento ha raggiunto la profondità di m 8 dall'originario piano campagna. Il successivo riempimento, eseguito con il materiale naturale proveniente dallo scavo, ha creato un cuneo di terra rimaneggiata adiacente alla parete settentrionale degli edifici denominati M1 e M2.

Il terreno fine costituente il materiale di riempimento del vuoto prodotto dall'originaria scarpata di scavo eseguita nel lotto M è da molto soffice a tenero ($Q_c = 0,5 \pm 0,2$ MPa e $F_s = 33,3 \pm 14,0$ kPa).

Si evidenzia alla profondità di m 3,3 – 3,8 uno strato addensato o molto compatto con valori di resistenza elevati e dispersi ($Q_c = 4,2 \pm 3,6$ MPa) interpretato come un manufatto interrato.

8.2 Unità geotecnica 2

Al di sotto del terreno di riporto è presente uno strato a granulometria prevalentemente argillosa e limosa, plastica, umida e soda ($Q_c = 1,2 \pm 0,4$ MPa e $F_s = 52,8 \pm 19,3$ kPa) con livelli sottili di limi sabbiosi e sabbie limose ($Q_c = 2,5 \pm 0,3$ MPa).

8.3 Unità geotecnica 3

Il livello successivo, costituito da sabbie limose ($Q_c = 3,3 \pm 0,7$ MPa) prevalenti con limi sabbiosi e subordinati limi argillosi, ha uno spessore di circa m 2,5 e marca il limite inferiore dell'Allomembro di Ravenna (AES 8).

8.4 Unità geotecnica 4

Si tratta di un'unità prevalentemente argillosa e limosa, plastica, umida e soda ($Q_c = 1,5 \pm 0,3$ MPa e $F_s = 62,3 \pm 30,3$ kPa).

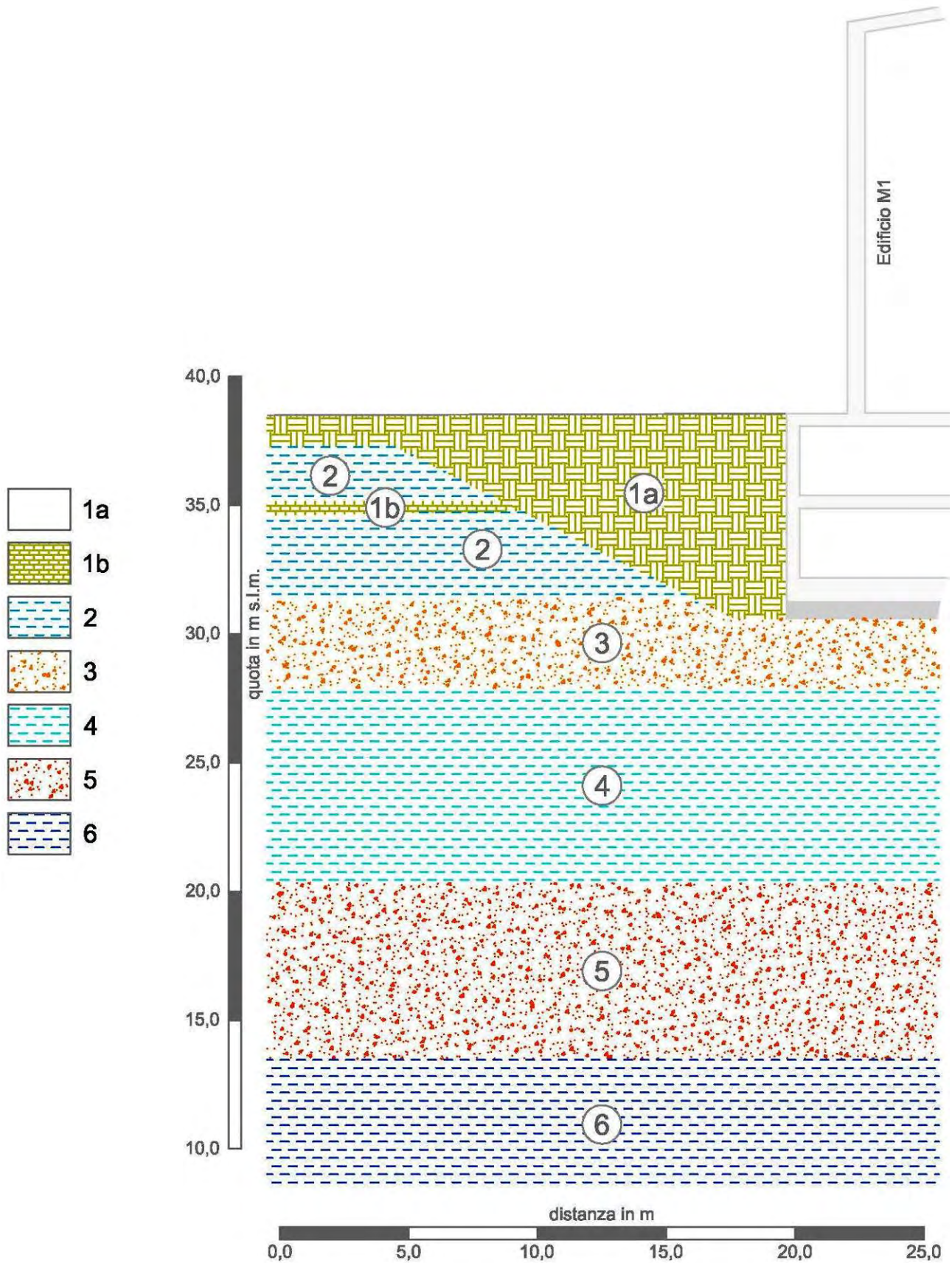


Figura 2. Unità geo tecniche.

8.5 Unità geotecnica 5

È uno strato granulare costituito da sabbie ghiaiose ($Q_c = 8,8 \pm 2,9$ MPa) e ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso limosa con addensamento da medio ad elevato.

8.6 Unità geotecnica 6

La successione ritmica costituita da argille limose da sode a compatte sovrastanti ghiaie in matrice limosa si ripete sino alla profondità di m 30.

9. Parametri fisico – meccanici del sottosuolo

In base alle indagini svolte e alle informazioni bibliografiche acquisite si riportano di seguito i principali parametri fisici, di resistenza al taglio e di compressibilità attribuiti alle unità individuate.

Profondità (m)	Comportamento	γ	ϕ_u	C_u	ϕ'	c'
		(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)
3,3	Coesivo	18,3	-	35	22	30
6,3	Incoerente	17,0	26	-	28	28
7,2	Coesivo	18,1	-	33	25	35
7,6	Incoerente	16,7	31	-	30	25
9,0	Coesivo	18,2	-	48	25	35
9,5	Incoerente	17,6	32	-	32	30
18,0	Coesivo	17,9	-	47	25	40
25,0	Incoerente	18,5	37	-	38	15
30,0	Coesivo	18,9	-	51	27	40

Tabella 2. Sintesi del modello geotecnico del sottosuolo.

Il quadro dei valori numerici attribuiti ai terreni individuati, desunti dai dati di letteratura, di laboratorio e dalle prove in situ, è sintetizzato nella Tabella 2, per le condizioni non drenate (tensioni totali) e drenate.

10. Condizioni idrogeologiche

I corpi granulari a componente prevalentemente sabbiosa collocati fino a m 10 di profondità costituiscono un acquifero freatico piuttosto omogeneo su tutto il lotto, anche se localmente possono assumere una forma stretta e allungata. La soggiacenza media è di m 4.

Le ghiaie sabbiose delle unità 5 e 6 costituiscono altri due acquiferi distinti leggermente in pressione (artesiani) con un carico idraulico di m 26 s.l.m. e m 18 s.l.m. rispettivamente.

PROGETTO: VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Dall'esame della documentazione progettuale emerge che:

1. l'edificio avrà una fondazione nastriforme posta alla profondità di m 4 dall'attuale piano campagna;
2. preventivamente all'esecuzione degli scavi sarà realizzato un diaframma perimetrale;
3. il terreno di riporto collocato al confine meridionale sarà sottoposto a stabilizzazione al fine di limitare eventuali cedimenti.

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla normativa sono:

EQU, perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno - struttura, considerati come corpi rigidi;

STR, raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO, raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

ULP, perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD, erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Nelle verifiche nei confronti degli SLU strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

1. Combinazione 1: (A1+M1+R1) Combinazione 2: (A2+M2+R2)
2. Combinazione 1: (A1+M1+R3)

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi sia di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso:

- quelli di esercizio (SLE) sono di Operatività (SLO) e di Danno (SLD)
- quelli ultimi (SLU) sono di salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC)

Nei capitoli seguenti sono illustrate le verifiche GEO, ULP e HYD, rimandando alla relazione di calcolo strutturale predisposta dal Progettista incaricato le restanti (EQU e STR).

La misura della sicurezza si ottiene con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

$$R_d = f_i \left[\frac{R_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \cdot \frac{1}{\gamma_{R,d}}; a_d \right]$$

$$E_d = f_2 [F_{id} \lambda_{Fi} \gamma_{E,d}; a_d; \psi_i]$$

dove:

R_d = resistenza di progetto della struttura, è una funzione dei valori caratteristici $R_{k,i}$ del terreno, diviso per un coefficiente parziale $\gamma_{m,i}$ (> 1) di sicurezza sulla resistenza del terreno, e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{R,d}$ che tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza ($\gamma_{R,d} > 1$);

E_d = effetto delle azioni di progetto, è una funzione del valore caratteristico di ciascuna azione $F_{k,i}$ moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{F,i}$ e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{E,d}$ che tiene conto delle incertezze nel modellare le azioni e i loro effetti ($\gamma_{E,d} > 1$). E_d è anche funzione del coefficiente di combinazione per l'azione i-esima ψ_i .

Nei capitoli seguenti sono illustrate le verifiche eseguite.

11. Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici

Per la stabilità al sollevamento (UPL) deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione delle azioni permanenti ($G_{inst,d}$) e variabili ($Q_{inst,d}$), sia

non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{con } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

In riferimento alla Figura 3 che rappresenta una schematizzazione della situazione più critica, l'equazione precedente assume la forma seguente:

$$\gamma_w \cdot (h_2 - h_w) \cdot \gamma_{G,inst} \leq \gamma_{sat} \cdot (h_2 - h_1) \cdot \gamma_{G,stb}$$

con:

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 20,75 \text{ kN/m}^3, \\ h_w = 4,1 \text{ m}, h_1 = 4,5 \text{ m e } h_2 = 10,0 \text{ m},$$

la verifica è soddisfatta.

Il fattore di sicurezza globale delle azioni permanenti è pari a 1,49 ($\gamma_{G,inst}/\gamma_{G,stb}$), quello degli SLU è di 1,22.

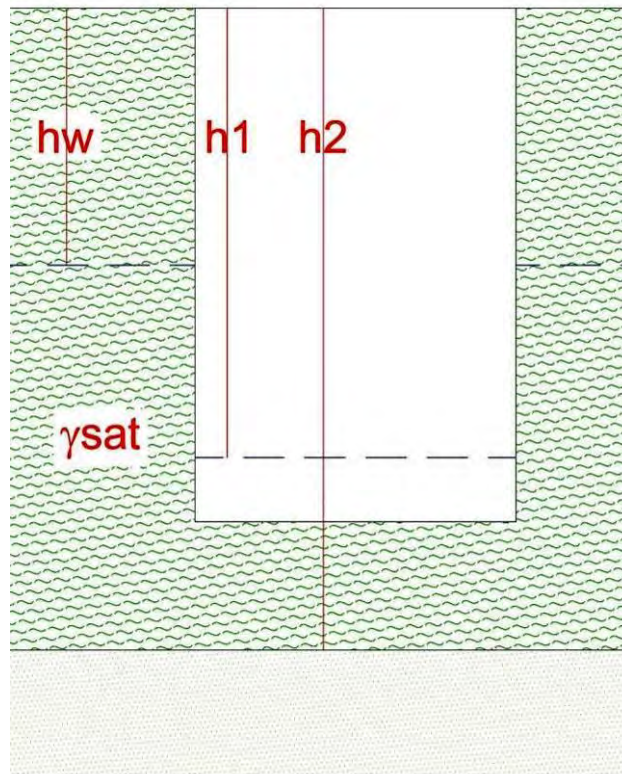


Figura 3. Schema per la verifica al sollevamento.

Il controllo della stabilità al sifonamento (HYD) si esegue verificando che il valore di progetto alla pressione interstiziale instabilizzante ($u_{inst,d}$) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ($s_{stb,d}$), tenendo conto dei coefficienti parziali γ_G :

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

In altre parole, alla base della stessa colonna di terreno il valore di progetto della pressione interstiziale totale deve essere non superiore a quello della tensione verticale totale. In riferimento alla Figura 4 che rappresenta una schematizzazione della situazione più critica l'equazione precedente assume la forma seguente:

$$\gamma_w \cdot (h_2 - h_1) \cdot \gamma_{G,inst} \leq \gamma_{sat} \cdot (h_3 - h_2) \cdot \gamma_{G,stb}$$

con:

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 20,75 \text{ kN/m}^3, \\ h_1 = 4,1 \text{ m}, h_2 = 4,5 \text{ m e } h_3 = 6,0 \text{ m};$$

la verifica è soddisfatta.

Il fattore di sicurezza globale delle azioni permanenti è pari a 2,60 ($\gamma_{G,inst}/\gamma_{G,stb}$), quello agli SLU di 1,44.

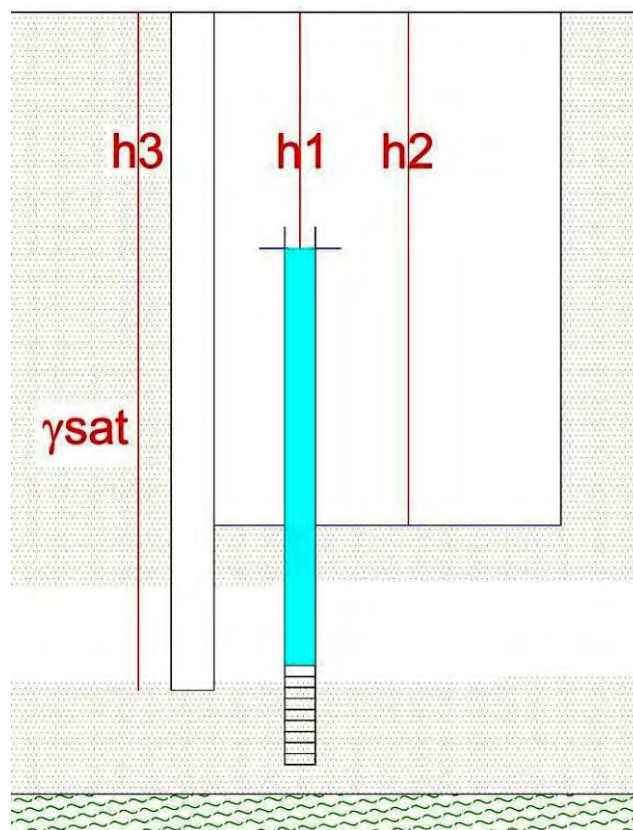


Figura 4. Schema per la verifica al sifonamento.

12. Verifiche di tipo geotecnico

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

1. collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
2. collasso per scorrimento sul piano di posa
3. stabilità globale

Le verifiche sulla fondazione devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali seguendo almeno uno dei due approcci:

DA1-1	A1+M1+R1
DA1-2	A2+M2+R2
DA2	A1+M1+R3

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali. Per il caso in esame la verifica è stata eseguita dal progettista delle strutture.

12.1 Valore di progetto delle azioni

Sulla base delle informazioni e dei dati forniti dal progettista delle strutture si è preso atto che la fondazione sarà costituita da un reticolo di travi: quella che trasmette il massimo carico ha competenza di $m\ 1,7 \times 11,8$ a cui corrispondono le seguenti combinazioni da adottare nelle verifiche geotecniche:

- normale $2\cdot045\text{ kN}$
- taglio 335 kN

determinate in funzione degli effetti dei carichi permanenti, permanenti non strutturali e variabili, delle corrispondenti categorie e delle azioni.

12.2 Valore di progetto della resistenza del terreno

Il valore della resistenza del terreno è calcolata applicando la teoria proposta da *Terzaghi*, basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;

- rigidezza infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} z_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

dove:

- γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione
 B = larghezza della fondazione
 $N_{\gamma}; N_c; N_q$ = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio
 c' = coesione del terreno
 $q = (\gamma \times D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione
 $s_{\gamma}; s_c; s_q$ = fattori di forma della fondazione
 $d_c; d_q$ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa
 $b_{\gamma}; b_c; b_q$ = fattori di correzione sismici
 $z_{\gamma}; z_c; z_q$ = fattori di correzione inerziale di tipo sismico
 $g_{\gamma}; g_c; g_q$ = fattori di accelerazione sismica

Per quanto in progetto la fondazione sarà collocata sui terreni prevalentemente limosi costituenti l'unità lito - tecnica 1 e 2, considerando che quelli di riporto saranno sottoposti a stabilizzazione.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$q_{LIM} = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$

Prendendo in considerazione una fondazione a platea rettangolare, le combinazioni di carico e i valori di progetto del terreno, si ottengono i risultati elencati nel seguito.

12.3 Verifica per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura (Allegato 3) è stata condotta con l'Approccio 2 con la Combinazione (A1 + M1 + R3), nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono tutti unitari ed il coefficiente R3 per la verifica della capacità portante $\gamma_R=2,3$.

Le verifiche si eseguono con la formula:

$$R_d \geq E_d$$

con:

R_d = valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite in terreni di fondazione,

E_d = componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa.

Ossia: $R_d = 8,53 \text{ MN} \geq E_d = 2,74 \text{ MN}$, la verifica è soddisfatta.

Prendendo in considerazione le azioni derivanti dal terremoto di riferimento, è possibile verificare il carico limite dell'insieme fondazione – terreno in condizioni sismiche.

Per il calcolo si è tenuto conto l'accelerazione nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione (effetto inerziale) indotta dal sisma, attraverso l'utilizzo dei coefficienti sismici che controllano gli effetti delle azioni e le resistenze del terreno.

In questo caso $R_d = 2,04 \text{ MN} \geq E_d = 1,86 \text{ MN}$: la verifica è soddisfatta.

12.4 Verifica per scorrimento sul piano di posa

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura è condotta con l'Approccio 2 con la Combinazione (A1 + M1 + R3), nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono tutti unitari ed il coefficiente R3 per la verifica della capacità portante $\gamma_R=2,3$ (Allegato 3).

Le verifiche si eseguono con la formula:

$$R_d \geq E_d$$

con:

R_d = valore della forza parallela al piano di posa - scorrimento cui corrisponde il raggiungimento del carico limite i terreni di fondazione,

E_d = componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di posa,

Ossia: $R_d = 0,75 \text{ MN} \geq E_d = 0,60 \text{ MN}$, la verifica è soddisfatta.

13. Verifiche agli stati limite di esercizio

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$C_d \geq E_d$$

con:

C_d = prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile)

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento calcolato).

La valutazione dei cedimenti è stata calcolata in funzione dei carichi di esercizio e dei parametri caratteristici del volume significativo.

13.1 Cedimenti edometrici

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: 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.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
2. la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M_0 ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto

spessore (preferibilmente $< 2,0$ m);

- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

In funzione dei carichi di esercizio forniti sono stati stimati i cedimenti relativi ad una fondazione a platea.

13.2 Verifica del cedimento

Il cedimento totale per una fondazione rettangolare con competenza di m $1,7 \times 11,4$, alloggiata alla profondità di m 4,0 e sottoposta ad un carico di esercizio di 141 kPa fornisce di cm 1,9 (per fondazione rigida).

Il cedimento differenziale tra il centro e il bordo della fondazione è variabile da cm 4,9 a cm 2,7 in funzione della posizione.

Il rapporto di inflessione è pari a $6,5 \cdot 10^{-6}$.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M_0 ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore ($< 2,0$ m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

In funzione dei carichi di esercizio forniti sono stati stimati i cedimenti relativi ad una fondazione a platea.

Il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni è maggiore del valore di progetto dell'effetto delle azioni:

$$C_d \geq E_d$$

inoltre il cedimento differenziale (mm 5) e il rapporto di inflessione ($6,5 \cdot 10^{-5}$) sono tali da evitare l'innescarsi di fessurazioni (Burland & Wroth, 1974).

14. Verifiche di stabilità globale

Si rimanda all'elaborato 2-3 "Relazione di calcolo e relazione materiali" redatta dall'Ing. Andrea Armaroli – con sede a Bologna in Via S. Vitale 40.

CONCLUSIONI

Nel presente rapporto è stato evidenziato lo stato geologico e geomorfologico locale, l'inquadramento sismo - tettonico, la stratigrafia, la litologia superficiale e le condizioni idrogeologiche dell'area.

In base alle indagini eseguite in situ, dei dati disponibili in bibliografia è stato possibile ricostruire la geometria sottosuolo, fornendo una stratigrafia di riferimento, contraddistinta da sei differenti unità geotecniche.

Per ogni unità sono state definite le condizioni idrogeologiche e i parametri fisico - meccanici.

La descrizione degli aspetti geodinamici e della sismicità del territorio comunale di Bologna ha permesso di definire le caratteristiche del sito in termini di pericolosità sismica, zona sismica e categoria del sottosuolo di fondazione, nonché di assegnare i parametri sismici su sito di riferimento rigido, i coefficienti sismici e verificare l'eventuale potenziale di liquefazione, calcolando l'indice corrispondente che fornisce un basso rischio.

I risultati dell'analisi sismica di secondo livello di approfondimento permettono, inoltre, di valutare gli effetti di sito in termini di amplificazione del moto sismico e di cedimenti post - sismici che risultano ridotti.

Confrontando i valore di progetto delle azioni e della resistenza del terreno è stato verificato sia il carico limite dell'insieme fondazione-terreno sia lo scorrimento sul piano di posa in condizioni statiche e dinamiche.

Per la verifica agli stati limite di esercizio sono stati stimati i cedimenti edometrici del terreno sottoposto alla modifica dello stato tensionale iniziale per l'applicazione del carico derivante dalla costruzione dell'edificio. Il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni è maggiore del valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Il giudizio di fattibilità dell'intervento è dunque positivo.

Lo scrivente resta a disposizione per ogni caso dubbio o chiarimento.

Zola Predosa, 11 dicembre 2014

Dottor Matteo Simoni
GEOLOGO SEZIONE A
Ordine dei Geologi Regione Emilia Romagna
Albo Professionale N. 795



Elenco delle tavole

Tavola 1. Corografia: estratto dalla Tavola 221 NO “Bologna Nord-Est” della Carta Tecnica della Regione Emilia-Romagna	20
Tavola 2. Cartografia: estratto dall’Elemento 221053 “Bologna Nord” della Carta Tecnica della Regione Emilia-Romagna	21
Tavola 3. Ubicazione dei punti di indagine geognostica	22

Elenco degli allegati

Allegato 1. Tabulati e tracciati delle prove penetrometriche statiche con piezocono	23
Allegato 2. Prospezione di sismica passiva	27
Allegato 3. Calcolo agli stati limite ultimi	30

Elenco delle figure

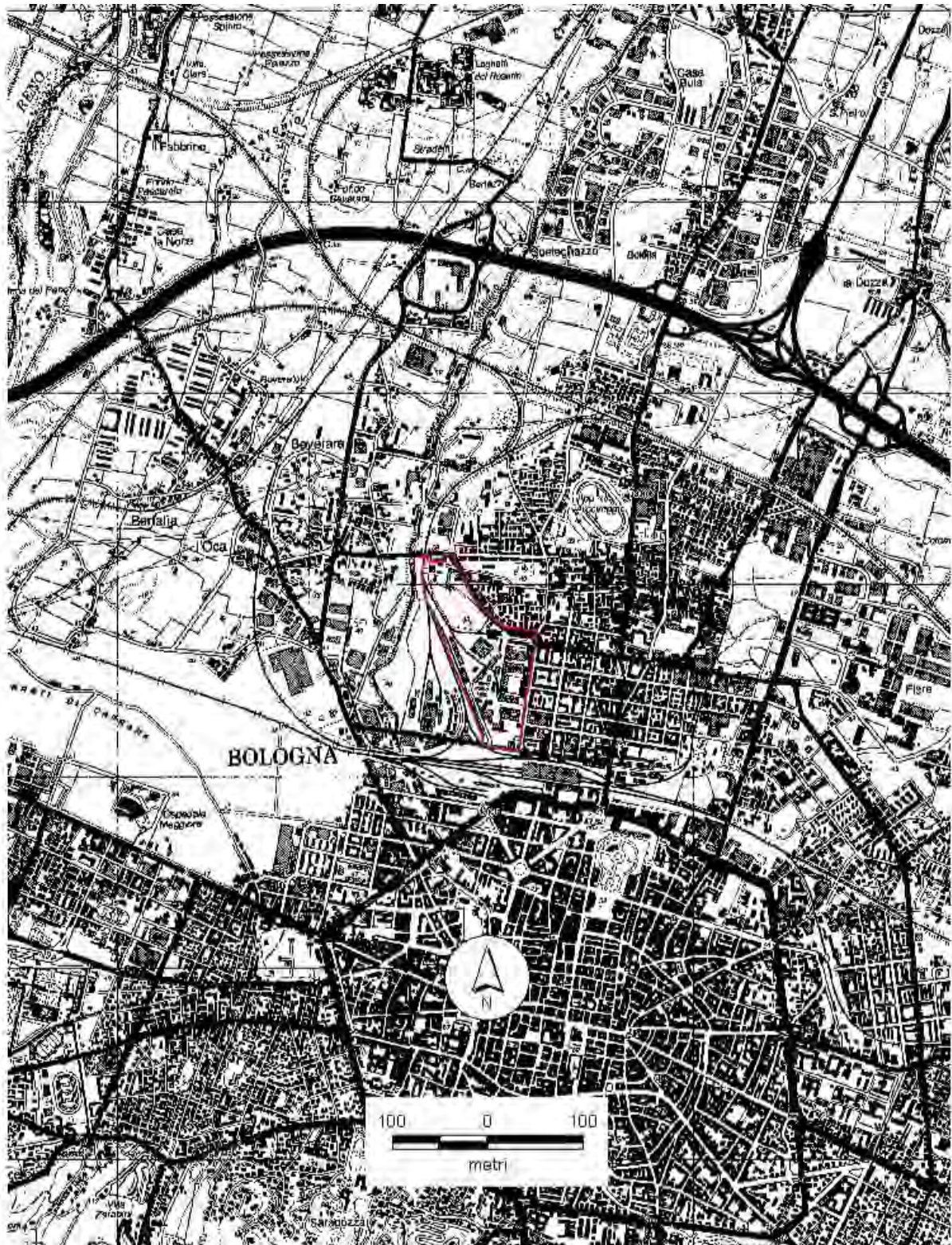
Figura 1. Vista aerea dell’area d’indagine	3
Figura 2. Unità geo tecniche.	10
Figura 3. Schema per la verifica al sollevamento.....	13
Figura 4. Schema per la verifica al sifonamento.	14

Elenco delle tabelle

Tabella 1. Successione stratigrafica dell’area	9
Tabella 2. Sintesi del modello geotecnico del sottosuolo.	11

Tavola 1.

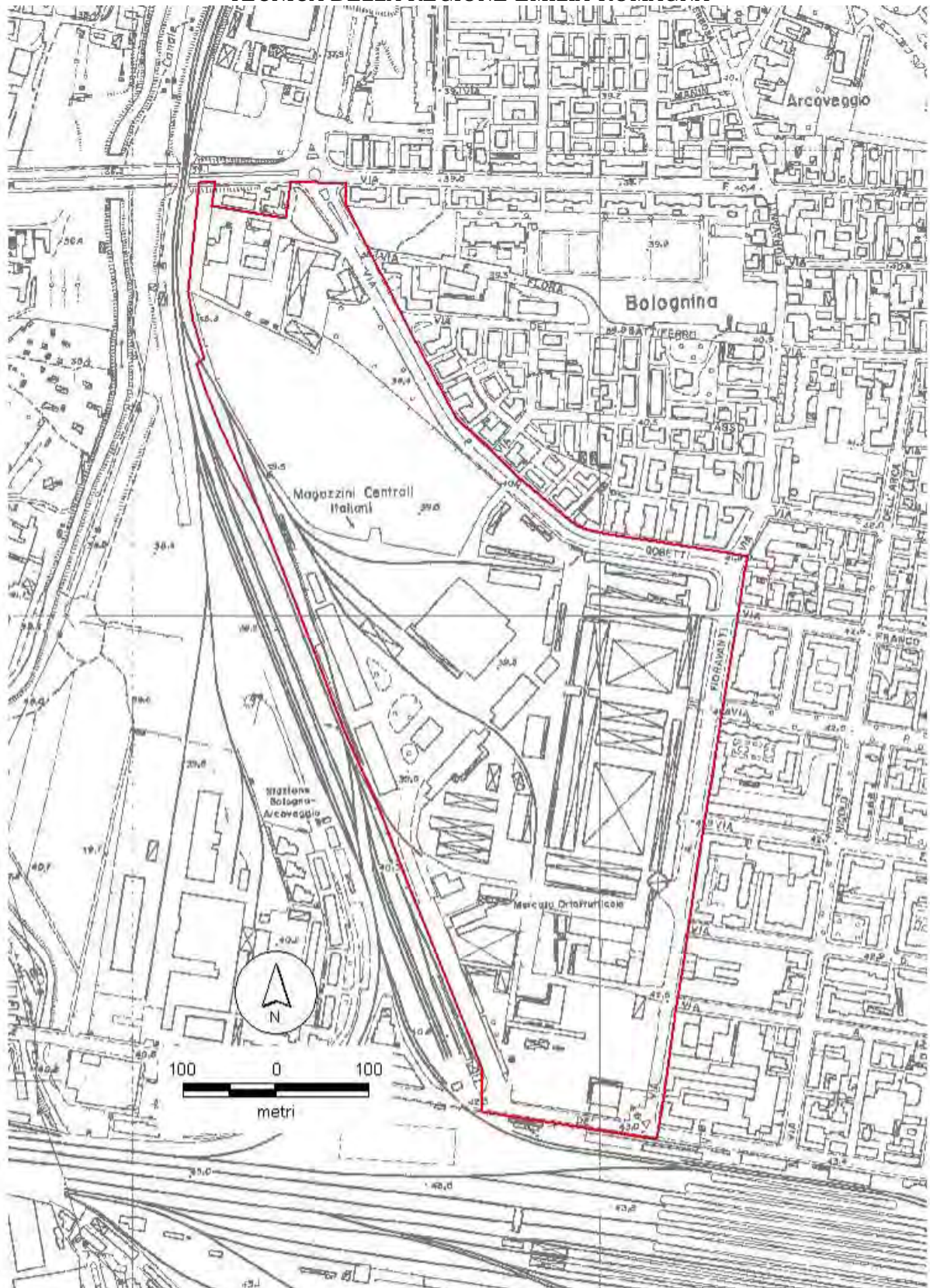
COROGRAFIA: ESTRATTO DALLA TAVOLA 221 NO “BOLOGNA NORD-EST” DELLA CARTA TECNICA DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA



SCALA 1:25'000

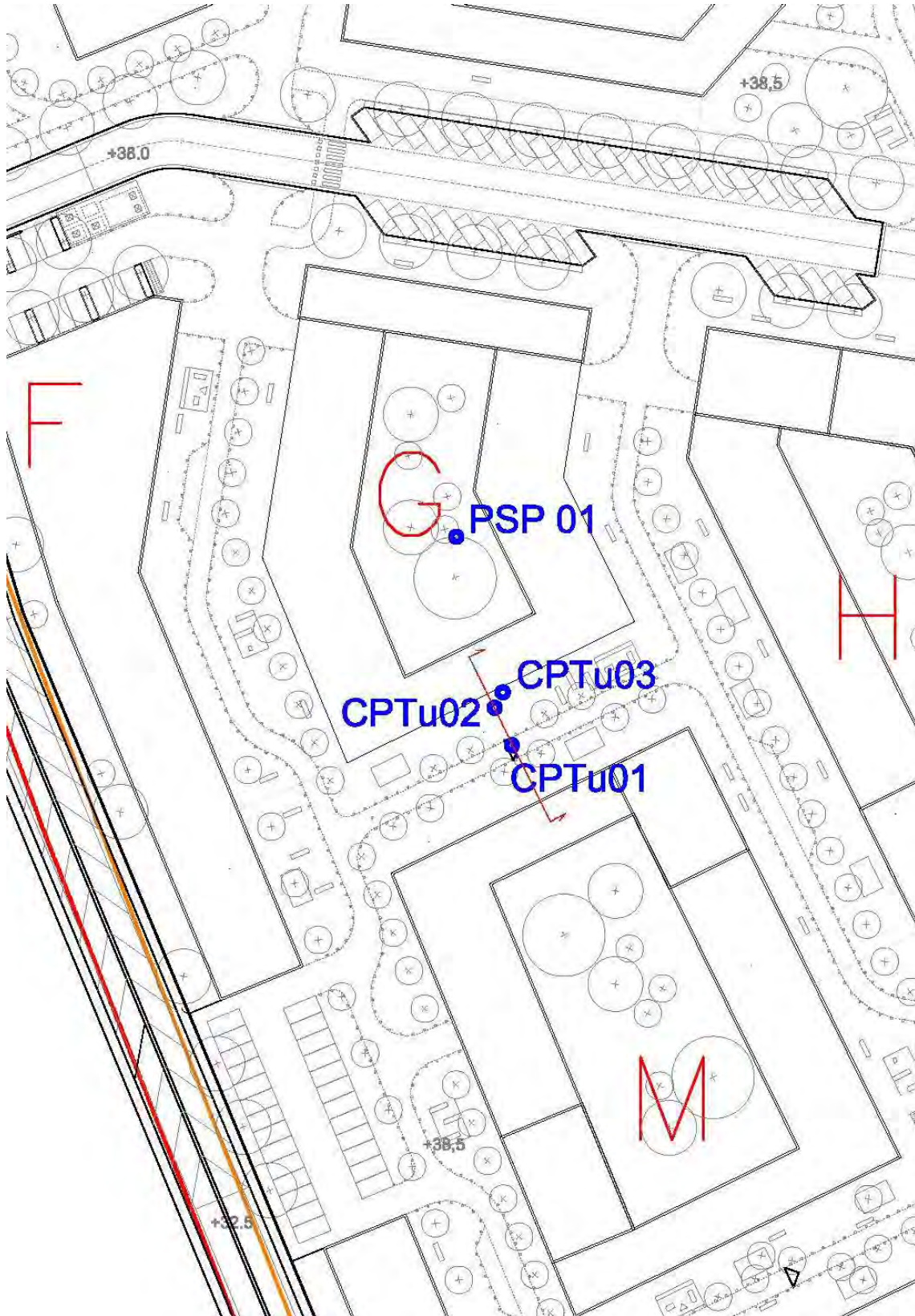
Tavola 2.

CARTOGRAFIA: ESTRATTO DALL'ELEMENTO 221053 "BOLOGNA NORD" DELLA CARTA TECNICA DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA



SCALA 1:5'000

Tavola 3.
UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE GEOGNOSTICA

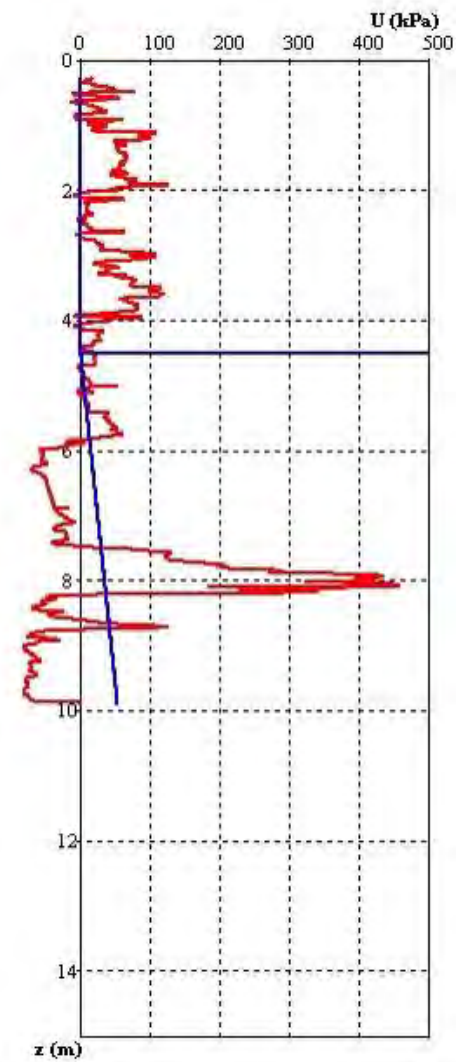
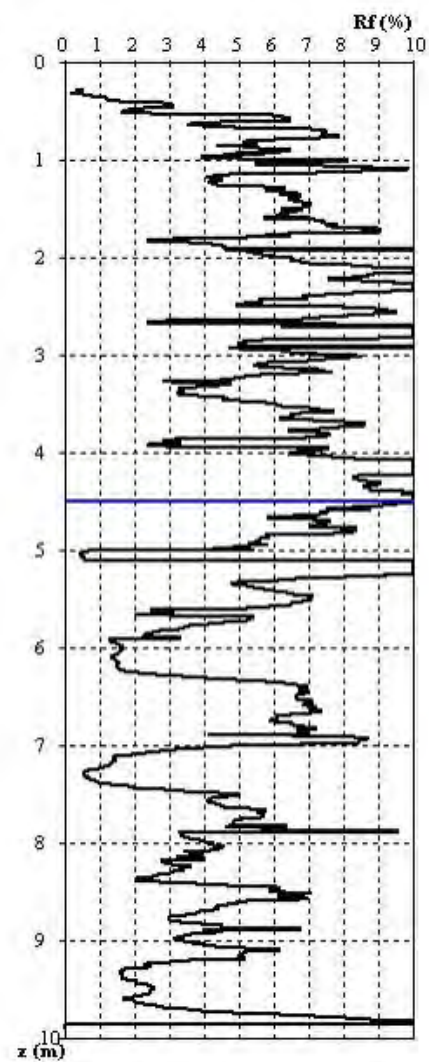
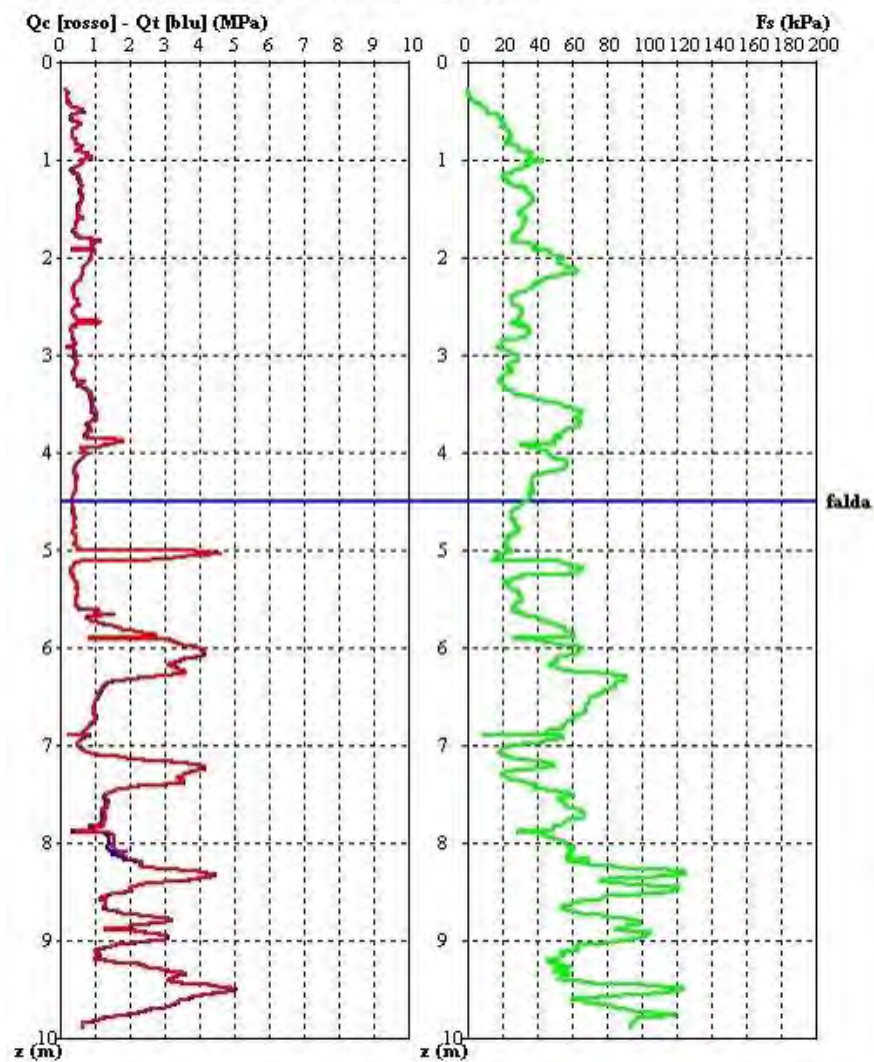


SCALA 1:1'000

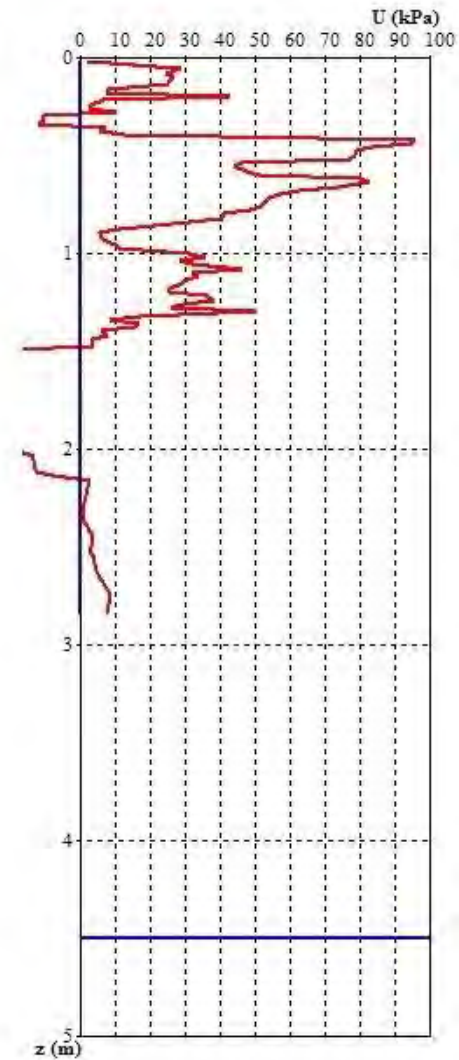
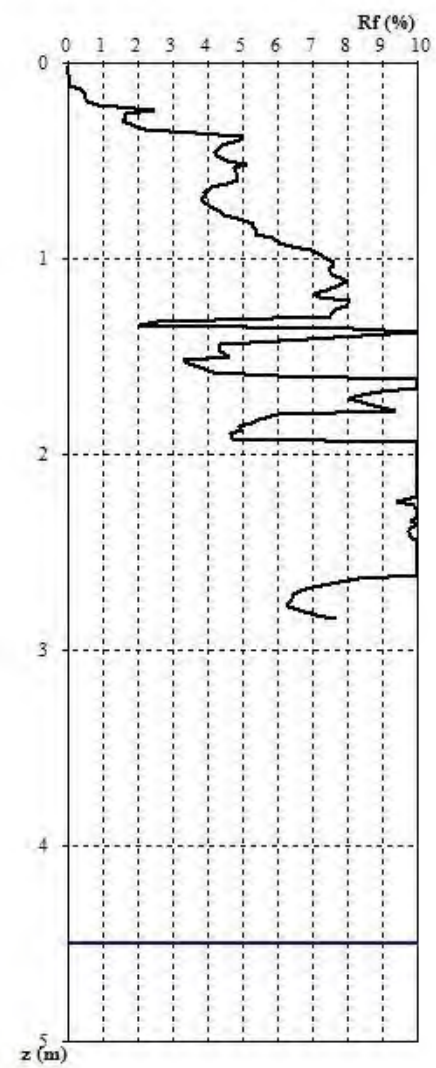
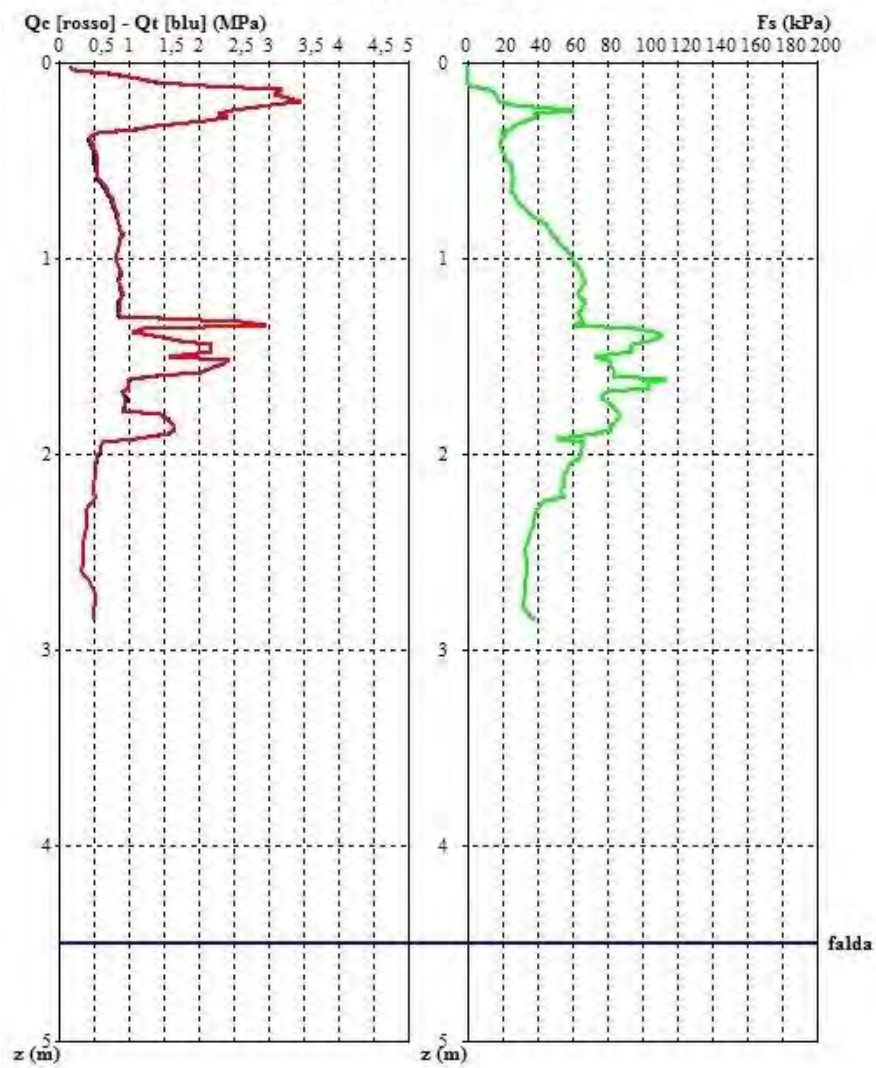
Allegato 1.

TABULATI E TRACCIATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO

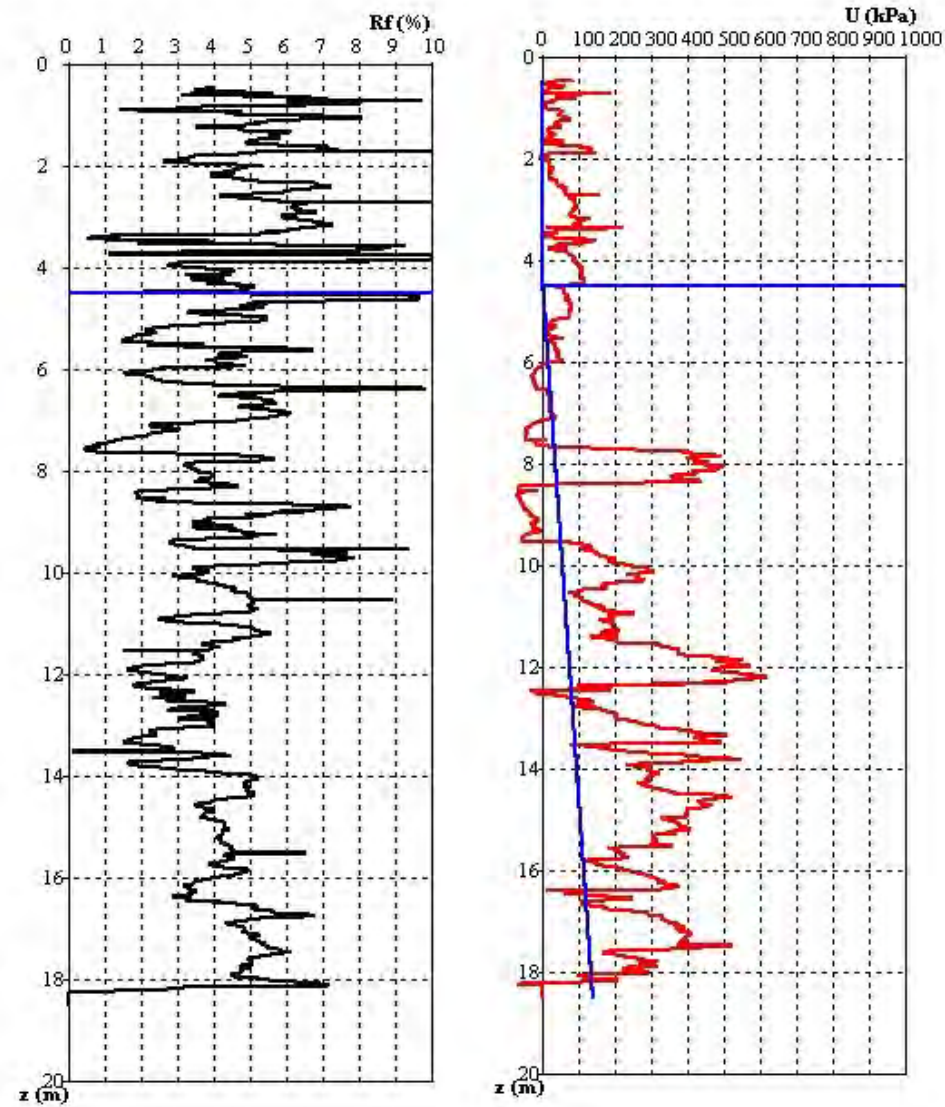
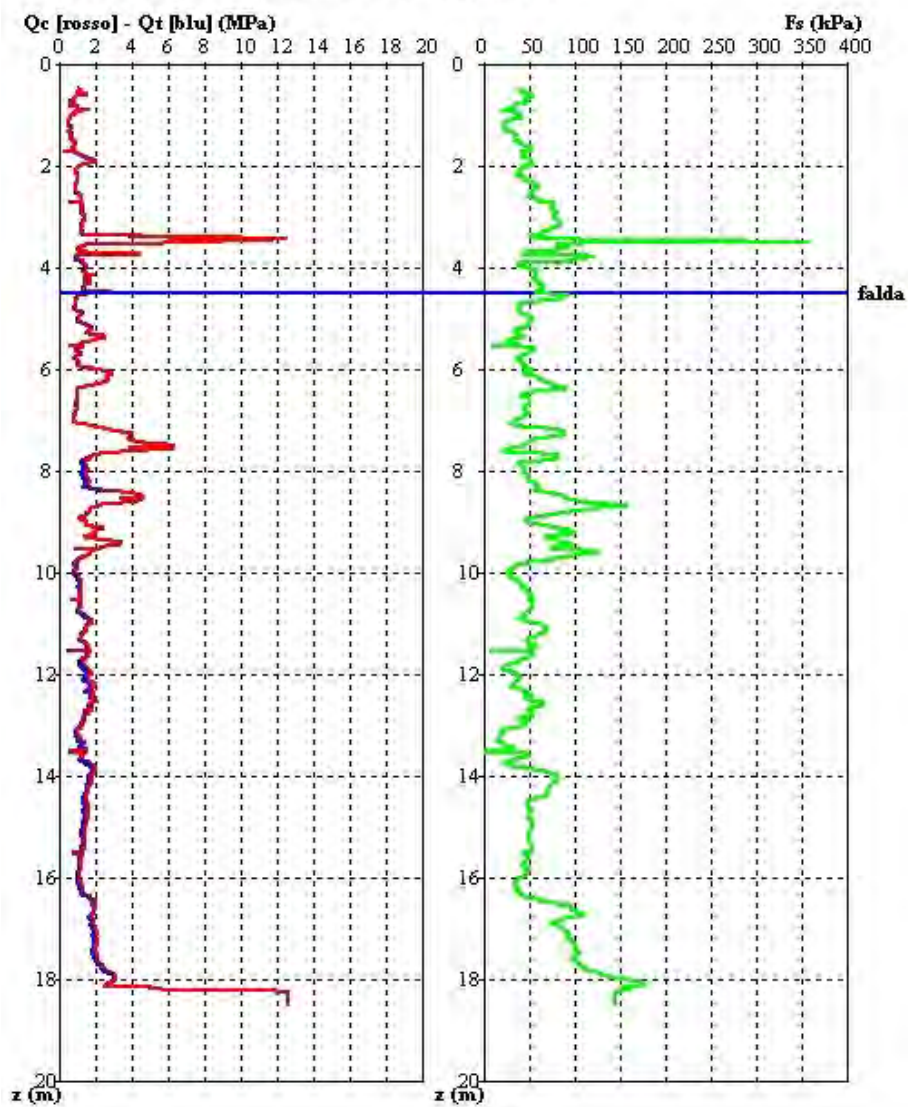
Prova Penetrometrica Statica CPTU - Profili CPT



Prova Penetrometrica Statica CPTU - Profili CPT



Prova Penetrometrica Statica CPTU - Profili CPT



Allegato 2.
PROSPEZIONE DI SISMICA PASSIVA

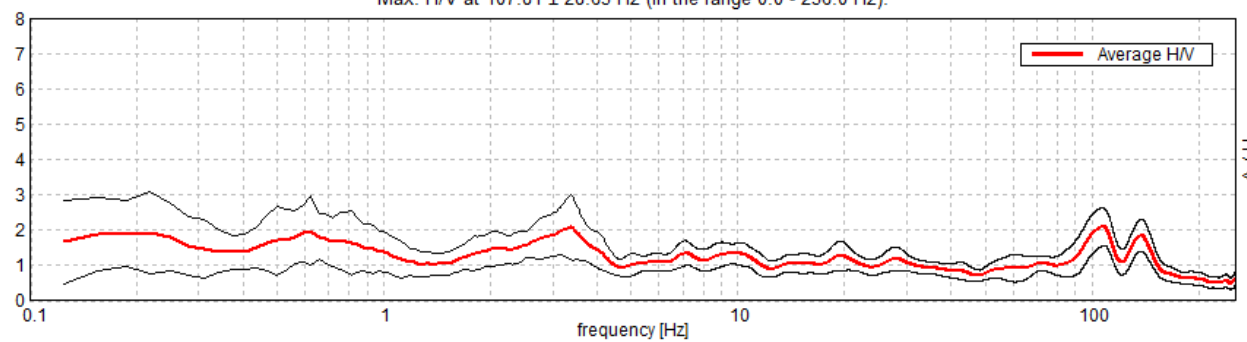
PSP01

BOLOGNA, COMPARTO R5.2 - LOTTO G

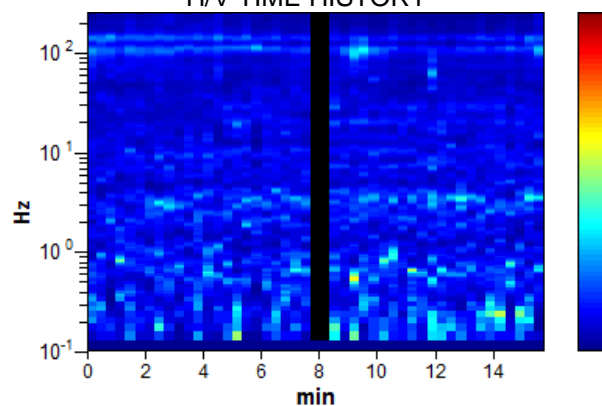
Instrument:	TE3-0005/01-13	Start recording:	05/12/13 12:16:43	End recording:	05/12/13 12:32:36
Channel labels:	NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN	GPS data not available			
Trace length:	0h15'48"	Analyzed 96% trace (manual window selection)		Sampling rate:	512 Hz
Window size:	20 s	Smoothing type: Triangular window		Smoothing:	10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

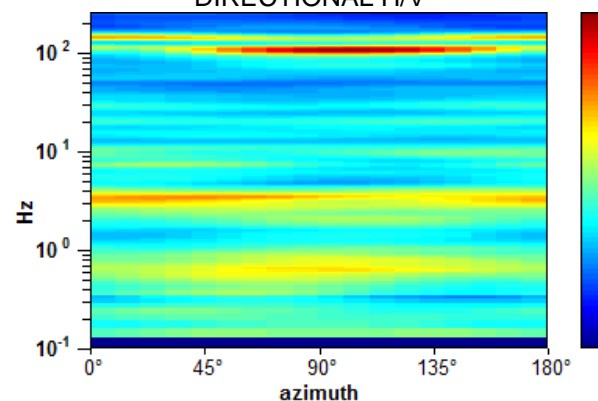
Max. H/V at 107.81 ± 28.63 Hz (in the range 0.0 - 256.0 Hz).



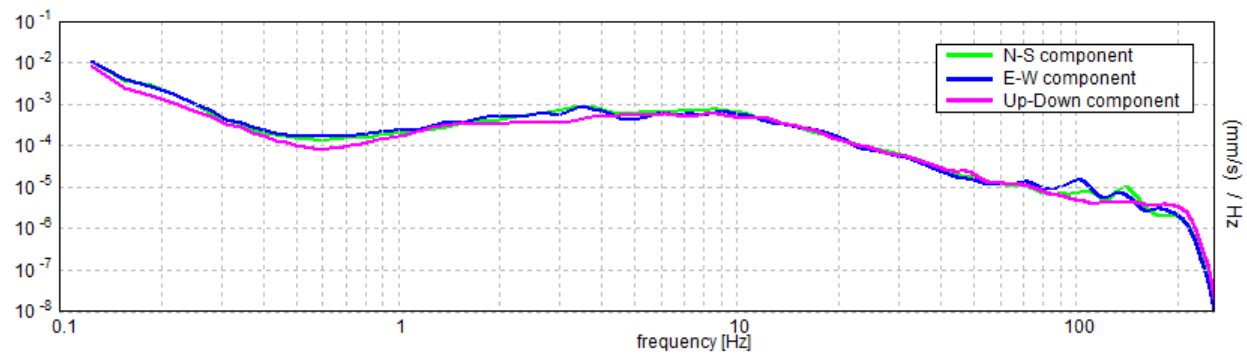
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V

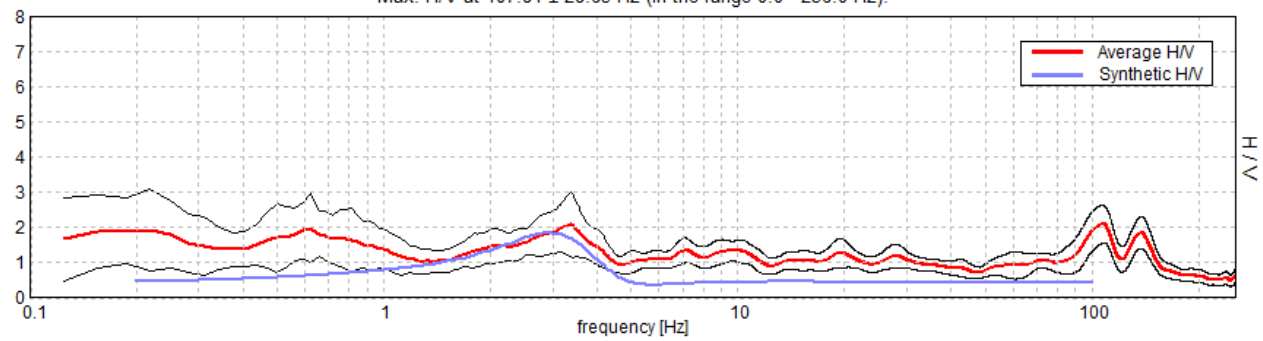


SINGLE COMPONENT SPECTRA

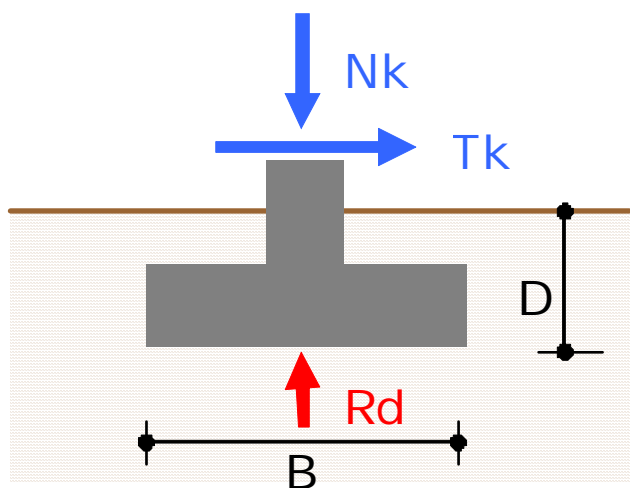


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 107.81 ± 28.63 Hz (in the range 0.0 - 256.0 Hz).

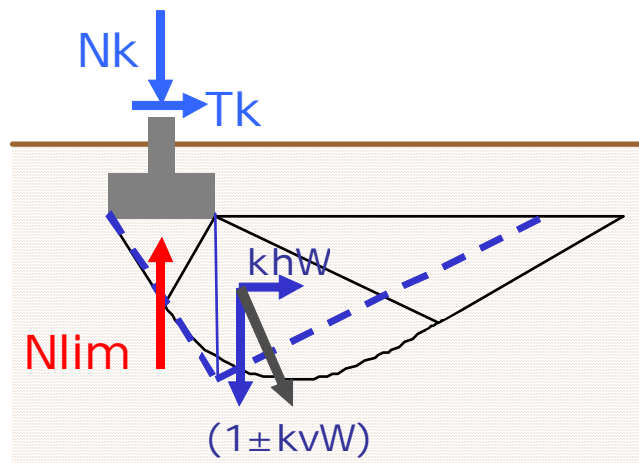


Allegato 3.
CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI



Rd 8529 kN
Ed 2736 kN
VERIFICATO

Carico permanente strutturale	Gk	1770	kN
Carico variabile	Qk	275	kN
Carico normale	Nk	2045	kN
Taglio sismico	Tk	335	kN
Accelerazione	a_g	0,164	m/sec ²
Larghezza fondazione	B	1,70	m
Lunghezza fondazione	L	11,38	m
Coefficiente	kp	2,197987025	--
Profondità fondazione	D	4	m
Peso unità di volume	g	17,8	kN/m ³
Angolo d'attrito interno	φ	22	°
Coesione	c	50	kN/m ²
Fattori di capacità portante	Nq	7,82	--
	Nc	16,87	--
	Ng	4,06	--
Fattori di di forma	sq	1,06	--
	sc	1,07	--
	sg	0,94	--
Fattori di inclinazione del carico	dq	0,60	--
	dc	0,69	--
	dg	0,69	--



Rd 2036 kN
Ed 1865 kN
VERIFICATO

Carico permanente strutturale	Gk	1770	kN
Carico variabile	Qk	275	kN
Carico normale	Nk	2045	kN
Taglio sismico	Tk	100	kN
Accelerazione	a_g	0,049	m/sec ²
Larghezza fondazione	B	1,70	m
Lunghezza fondazione	L	11,38	m
Coefficiente	k_p	2,197987025	--
Profondità fondazione	D	4	m
Peso unità di volume	g	17,8	kN/m ³
Angolo d'attrito interno	ϕ	22	°
Coesione	c	36	kN/m ²
Fattori di capacità portante	Nq	1,00	--
	Nc	5,14	--
	Ng	0,00	--
Fattori di di forma	sq	1,00	--
	sc	1,03	--
	sg	0,94	--
Fattori di inclinazione del carico	dq	0,93	--
	dc	1,00	--
	dg	0,88	--