

Unione Reno Galliera

Città Metropolitana di Bologna



Comune di Argelato

Via Argelati, 4 - 40050 Argelato (BO)



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

relativo al progetto PINQUA ID 264 – "L'Unione fa la città"

COMUNE DI SAN GIORGIO DI PIANO

*Una nuova sede per l'Unione Reno Galliera come
occasione di riconnessione urbana*

CUP:I41B21000300001

Committente:

Unione Reno Galliera

Via Fariselli 4 - 40016 San Giorgio di Piano (BO)

Responsabile del Procedimento

Ing. ANTONIO PERITORE

Responsabile Servizio Urbanistica - Unione Reno Galliera

Gruppo di lavoro

Progettazione architettonica e urbana

arch.Laura Mazzei

via Polonia, 44 - 44123, Ferrara (FE)

mail. arch.lauramazzei@gmail.com

P.IVA 01864960388

arch.Carlo Santacroce

via Ferrarese, 24/2 - 40128, Bologna (BO)

mail. arch.carlo.santacroce@gmail.com

P.IVA 02623971203

arch.Maria Vittoria Mastella

Corso Piave, 12 - 44121, Ferrara (FE)

mail. mariavittoria.mastella@gmail.com

P.IVA 01860500386

Progettazione strutturale

EN7 srl Servizi di Ingegneria e Architettura

Via Bagni di Mario, 13- 40136, Bologna (BO)

mail. info@en7.it

P.IVA03195951201

Progettazione impiantistica

Professionisti srl

Via S.S. Trinità, 12 - 25032 CHIARI (BS)

mail. info@professionistisrl.eu

P.IVA/C.F. 03976850986

OGGETTO:

Relazione geologica-sismica, idrogeologica e idraulica

N. TAV.

03 0 G

DATA: 8 novembre 2022

REDATTO: SS

SCALA:

APPROVATO:

REVISIONE:

VERIFICATO: LM



Via Valsellustra 32
40060 Dozza - BOLOGNA



Studio Samuel Sangiorgi
Geologia Applicata

Comune:

COMUNE DI SAN GIORGIO DI PIANO (BO)

Oggetto:

***PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
relativo al progetto PINQUA ID 264 – “L’Unione fa la città”
Una nuova sede per l’Unione Reno Galliera come occa-
sione di riconnessione urbana
Relazione geologica-sismica, idrogeologica e idraulica***

Stesura:

novembre 2022

Elaborazione:

Dr geol. Samuel Sangiorgi



tel/fax 0542 640279

mail info@studiosamuelsangiorgi.eu

www.studiosamuelsangiorgi.eu



Indice generale

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | PREMESSA..... | 2 |
| 2 | METODO DI LAVORO..... | 5 |
| 2.1 | Contenuti della relazione e metodi analitici perseguiti..... | 5 |
| 2.2 | Dati di riferimento e indagini di repertorio..... | 5 |
| 2.3 | Indagini geognostiche/geofisiche eseguite nell'area di progetto..... | 6 |
| 3 | CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA..... | 9 |
| 3.1 | Geomorfologia e geologia..... | 9 |
| 3.2 | Cenni idrogeologici e idraulici..... | 10 |
| 4 | CARATTERIZZAZIONE SISMICA..... | 13 |
| 4.1 | Pericolosità sismica di base..... | 13 |
| 4.2 | Categoria di sottosuolo e ulteriori elementi di risposta sismica locale..... | 15 |
| 4.3 | Parametri per il calcolo dell'azione sismica..... | 17 |
| 4.4 | Verifiche della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma..... | 18 |
| 5 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO..... | 22 |
| 5.1 | Interpretazione degli esiti delle indagini "in situ"..... | 22 |
| 5.2 | Ulteriori indicazioni geotecniche: parametri caratteristici, SLU per carico limite, cedimenti di consolidazione..... | 25 |
| 5.3 | Valutazioni geotecniche conclusive sulla fattibilità dell'intervento..... | 29 |

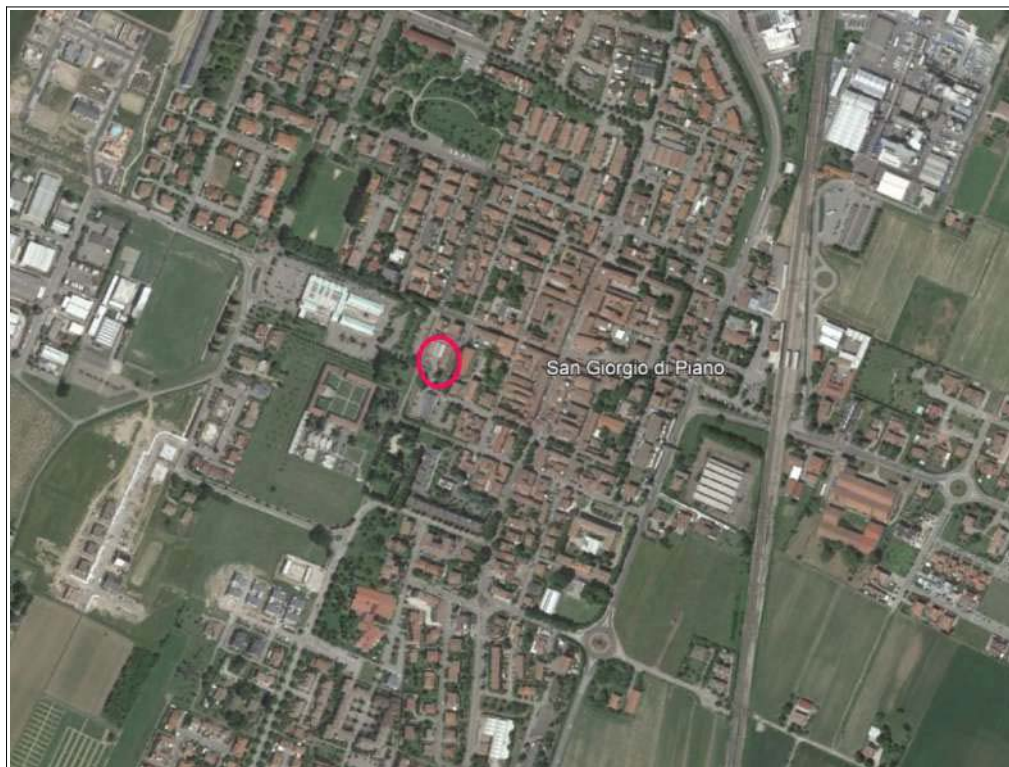
ALLEGATI:

report indagini
verifiche liquefazione e cedimenti post sisma

1 PREMESSA

Lo Studio scrivente è stato incaricato di effettuare indagini e di redigere la relazione geologica e sismica propedeutica alla progettazione di un intervento di riqualificazione urbana che prevede la demolizione degli attuali edifici che ospitano l'Unione dei Comuni Reno Galliera, presso San Giorgio di Piano (figura 1.1), e la loro integrazione in un nuovo immobile da costruire, a destinazione anche residenziale (figura 1.2).

*Figura 1.1 –
Localizzazione
dell'area di studio
(foto aerea: “Google
Earth”)*



*Figura 1.2 –
A sx: foto aerea
dello stato di
fatto. A dx:
planimetria del
progetto di
rigenerazione
urbana (foto
aerea: “Google
Earth”)*



*Figura 1.3
 – Modello
 3D del
 fabbricato di
 progetto*



*Figura 1.4 – Stralci
 progettuali dell'intervento
 previsto*



Il progetto prevede la demolizione degli attuali fabbricati e la costruzione di un edificio sviluppato su piano terra più due piani rialzati. L'impronta di sedime risulterà complessivamente regolare (figure 1.3 e 1.4).

Nell'area di progetto, come vedremo, sono state eseguite due prove penetrometriche CPTU e una registrazione sismica HVSR. Sono inoltre disponibili i risultati di altre indagini geognostiche/geofisiche effettuate nel Capoluogo e che forniscono ulteriori elementi conoscitivi.

Lo studio geologico e sismico è elaborato in conformità con le normative vigenti e in particolare con le Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti (DM 17/01/2018) e in coerenza con il DM 11/03/1988.

Il presente lavoro pertanto fornisce:

- il modello geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area di studio;
- la pericolosità sismica locale e la stima dei relativi parametri che definiscono l'«azione sismica» per gli stati limite SLV, SLD e SLO;
- la caratterizzazione geotecnica dei sedimenti che costituiscono il «volume significativo» di sottosuolo per l'intervento edificatorio in questione;
- una discussione sulle soluzioni di fondazione da prevedere per l'intervento edificatorio.

2 METODO DI LAVORO

2.1 Contenuti della relazione e metodi analitici perseguiti

La presente Relazione descrive gli esiti delle seguenti analisi:

1. l'analisi dei dati bibliografici di riferimento e delle indagini geognostiche/geofisiche di repertorio, descrizione del piano delle indagini integrative eseguite;
2. la caratterizzazione geologica e in particolare la descrizione degli aspetti più generali di geologia, geomorfologia e idrogeologia locale;
3. la caratterizzazione geotecnica dei sedimenti compresi nel “volume significativo”, basata sull'analisi dei dati delle indagini geognostiche (prove CPTU eseguite nell'area di studio), che permettono la stima dei parametri tessiturali e meccanici dei sedimenti attraversati mediante correlazioni empiriche desunte dalle seguenti fonti bibliografiche scientifiche, ampiamente accreditate: “Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010” (Robertson, P.K., Cabal K.L.) e “Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11), 2009” (Robertson, P.K.);
4. l'analisi della pericolosità sismica locale, basata sulla sismicità storica dell'area (pericolosità sismica di base) e sull'elaborazione delle verifiche quantitative degli effetti cosismici potenzialmente attesi (amplificazione; liquefazione e cedimenti post sisma) in coerenza con le Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti (DM 17/01/2018).

2.2 Dati di riferimento e indagini di repertorio

- Per il contesto geologico e geolitologico → il riferimento bibliografico è la cartografia geologica della Regione Emilia-Romagna (pubblicata nel sito internet del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli – SGSS – della nostra Regione);
- Per il contesto idrogeologico → ci si è riferiti alla Carta Idrogeologica elaborata alla scala 1:25.000 (tav.AC.1.2a) per il Quadro Conoscitivo del PSC dei Comuni dell'Unione “Reno-Galliera” e ai dati piezometrici ricavati direttamente dalle prove eseguite nell'area di progetto;
- Per la pericolosità idraulica → ci si è riferiti al Piano di Gestione rischio Alluvioni realizzato dalle UoM del Distretto idrografico Appennino Settentrionale (in recepimento alla “direttiva alluvioni 2007/60/CE”) e alla <<Variante ai Piani Stralcio del bacino idrografico del Fiume Reno finalizzata al coordinamento tra tali Piani e il Piano Gestione Rischio Alluvioni (PGRA)>>;
- Per il contesto di pericolosità sismica locale → il riferimento bibliografico è rappresentato dagli studi, dalle banche dati e dalle mappe di pericolosità sismica elaborate da INGV. Ci si è inoltre riferiti allo studio di microzonazione sismica elaborato per il PSC di San Giorgio di Piano (aggiornamento 2013) e al successivo aggiornamento validato nell'ottobre 2018 dalla CTMS

(OCDPC 171/2014; DGR 1227/2015);

- Indagini geognostiche e geofisiche pregresse → si sono considerate le indagini contenute nell'archivio predisposto per gli studi di MS comunale (2013 e aggiornamento 2018). In questo senso, occorre precisare che la modellazione sismostratigrafica del sottosuolo ha considerato gli esiti di specifiche indagini effettuate nel Capoluogo e in particolare (figura 2.1): la prova SCPTU ("Cono Sismico"), il sondaggio a carotaggio continuo, spinto fino a -40 metri, con prelievo di campioni indisturbati utilizzati per analisi di laboratorio (caratterizzazione geotecnica; prove di "colonna risonante"), l'ampio stendimento sismico ESAC realizzato nel parco limitrofo al cimitero e finalizzato alla caratterizzazione sismostratigrafica profonda del sottosuolo (fino a oltre -200 metri).

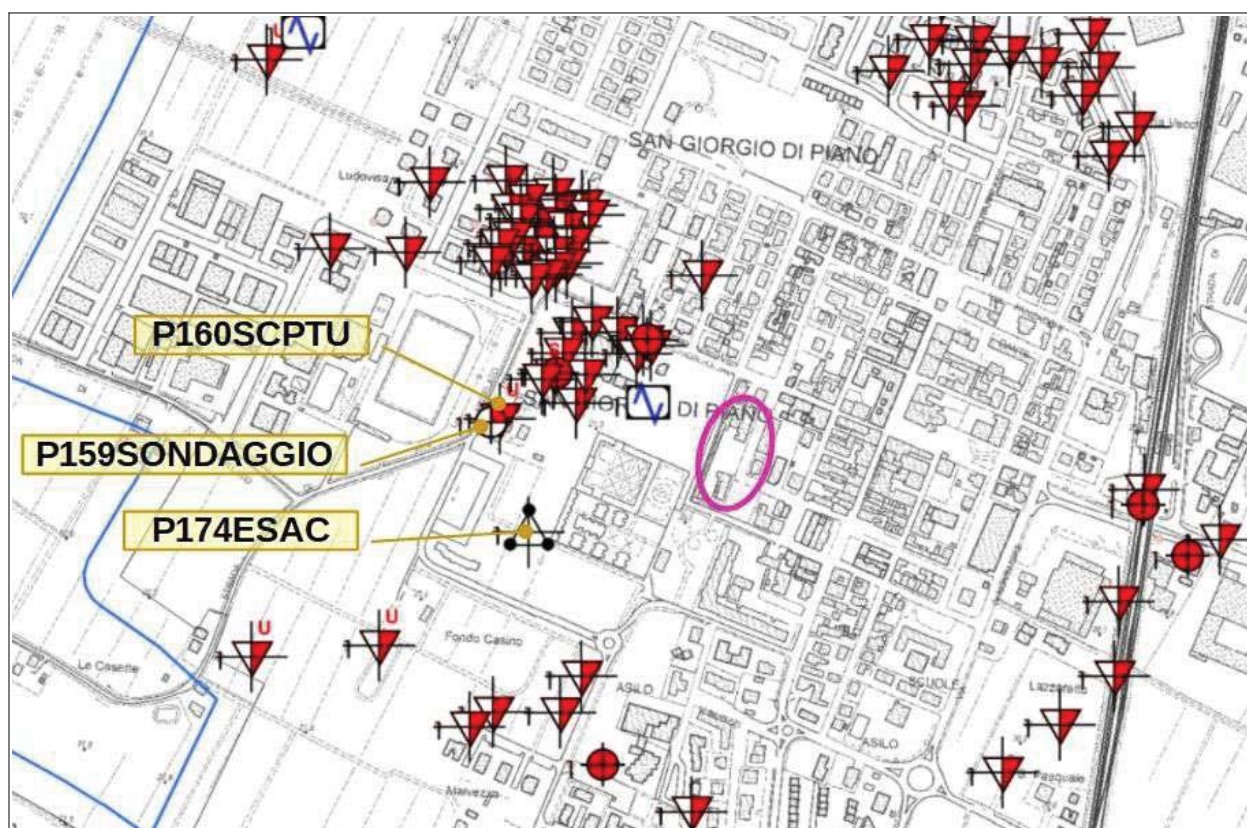


Figura 2.1 - Stralcio della <<Carta delle Indagini>> prodotta per lo studio di MS comunale (aggiornamento 2018). Sono evidenziate le prove di maggior riferimento per la modellazione sismostratigrafica del sottosuolo. L'area di studio è localizzata nel cerchio fucsia

2.3 Indagini geognostiche/geofisiche eseguite nell'area di progetto

- n. 2 penetrometrie statiche con puntale elettrico e piezocono CPTU → (Foto 2.1) le due prove denominate rispettivamente CPTU1 e CPTU2 sono state spinte fino a -15 metri dal p.c., realizzata con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su mezzo semovente cingolato. La punta piezometrica utilizzata presenta caratteristiche standard e la speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso

lettura diretta delle resistenze. I dati di penetrazione (q_c/q_t ; f_s ; u_2) consentono di ricavare tessiture e parametri meccanici fondamentali. In calce al testo si allegano i grafici di sintesi delle prove eseguite.

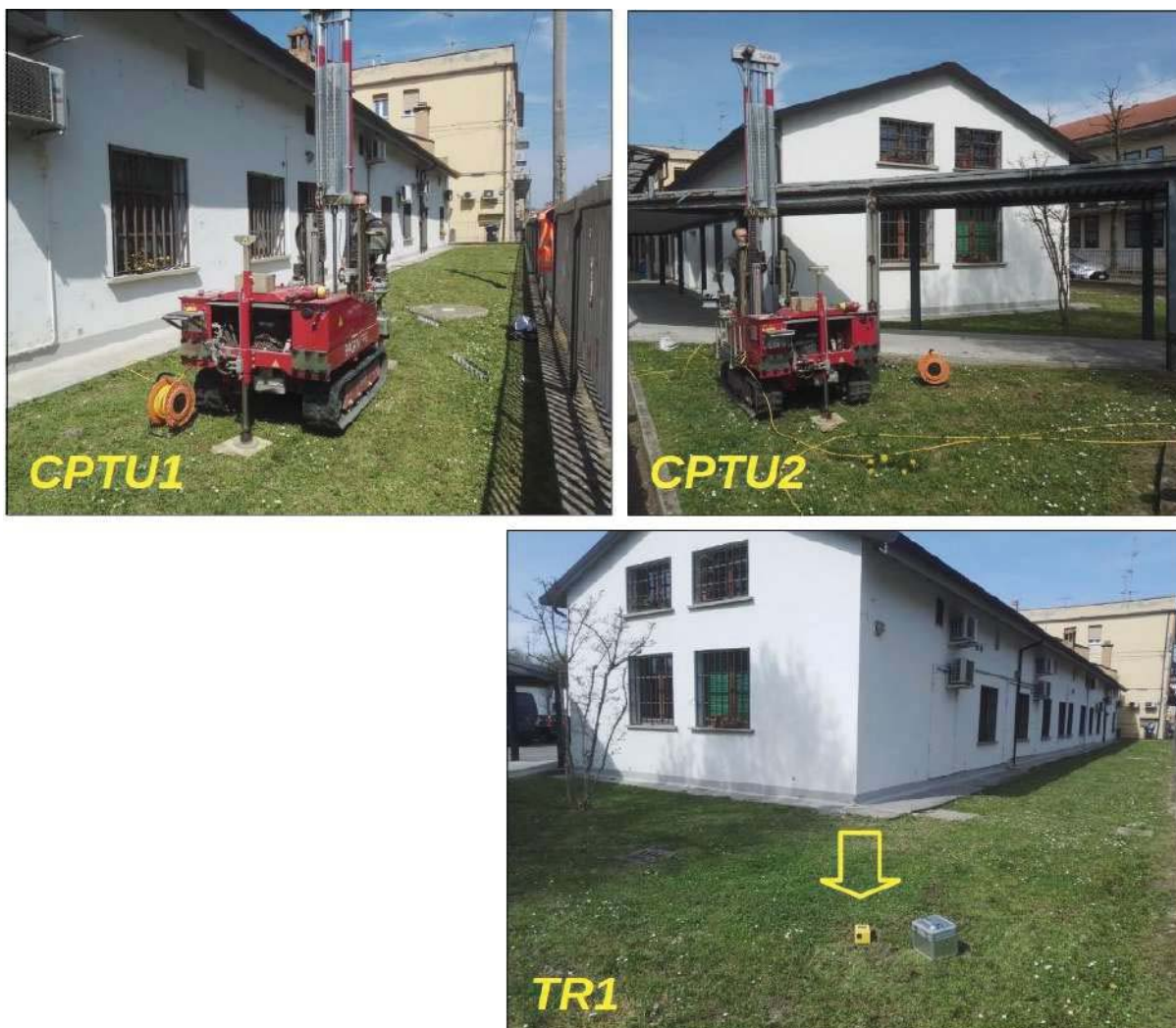


Foto 2.1 – Esecuzione delle prove eseguite (CPTU e HVSR)

- n. 1 registrazione del rumore sismico (microtremori) del sottosuolo con tecnica HVSR → (Foto 2.1) la prova denominata HVSR1 è eseguita con strumentazione tromografica portatile in dotazione dello Studio scrivente. Lo strumento dispone di tre canali di acquisizione connessi a tre velocimetri elettrodinamici ad alta risoluzione, in grado di misurare le componenti della velocità (moto) di ogni strato lungo le direzioni N-S; E-W; H-V. L'elaborazione del microtremore misurato, fornisce i rapporti spettrali HVSR o H/V (Nogoshi & Igarashi, 1970), risultando efficace per la stima delle frequenze fondamentali di risonanza f_r del sottosuolo: $f_r = V_s/4 \cdot H$ (con H = spessore dello strato).

In questo modo, gli esiti delle misure tromografiche, opportunamente calibrati con la stratigrafia

La stima delle frequenze amplificanti del terreno consente anche una preliminare valutazione delle eventuali “doppie risonanze” con i manufatti di progetto.

Figura 2.2 – Localizzazione delle indagini eseguite per questo studio (foto aerea: “Google Earth”)

3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

3.1 Geomorfologia e geologia

L'area studiata risulta morfologicamente sub piana, situata a una quota topografica media di circa 20,0÷20,5 metri slm, con blando declivio naturale verso N-NE. Il contesto geologico locale è estrapolabile dalla <<Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna>> pubblicata alla scala 1:10.000 e consultabile nel sito internet del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli (SGSS) della nostra Regione.

La figura 3.1 propone uno stralcio della suddetta cartografia geologica. In sintesi, l'area studiata ricade in un contesto deposizionale sub-affiorante riconducibile a “depositi di argine, canale e rotta fluviale” attribuibili al fiume Reno (IV – VI secolo d.c.).

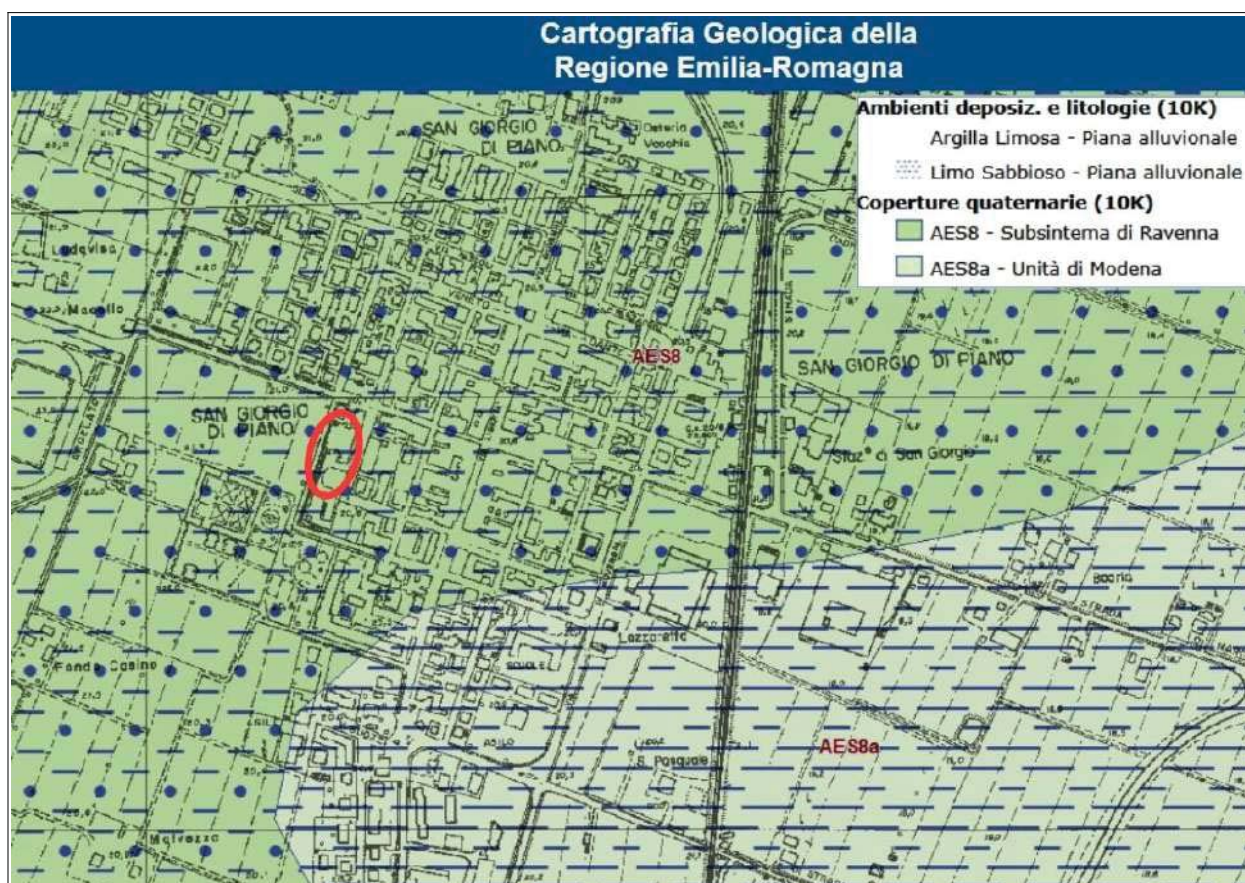


Figura 3.1 – Cartografia geologica interattiva pubblicata nel sito internet del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna (SGSS)

La cartografia geologica RER distingue le Unità continentali alluvionali secondo la convenzionale classificazione stratigrafica sequenziale (cicli deposizionali), comprese nel principale “Supersistema Emiliano-Romagnolo” (R.E.R., ENI-AGIP, 1998). I depositi alluvionali affioranti vengono attribuiti al “Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore” (AES) e sono suddivisi in sequenze deposizionali di diverso ordine gerarchico (subsistemi identificati con sigle da AES5 – più antichi -

ad AES8 – più recenti) generalmente delimitati, in pianura, da blande scarpate di erosione.

Ciò detto, i sedimenti affioranti nell'area di progetto vengono compresi nel “Subsistema di Ravenna” (identificati con sigla AES8). Si tratta di depositi alluvionali recenti (Olocene), che possono comprendere sedimenti con tessiture variabili da sabbie più o meno limoso argillose a limi e argille.

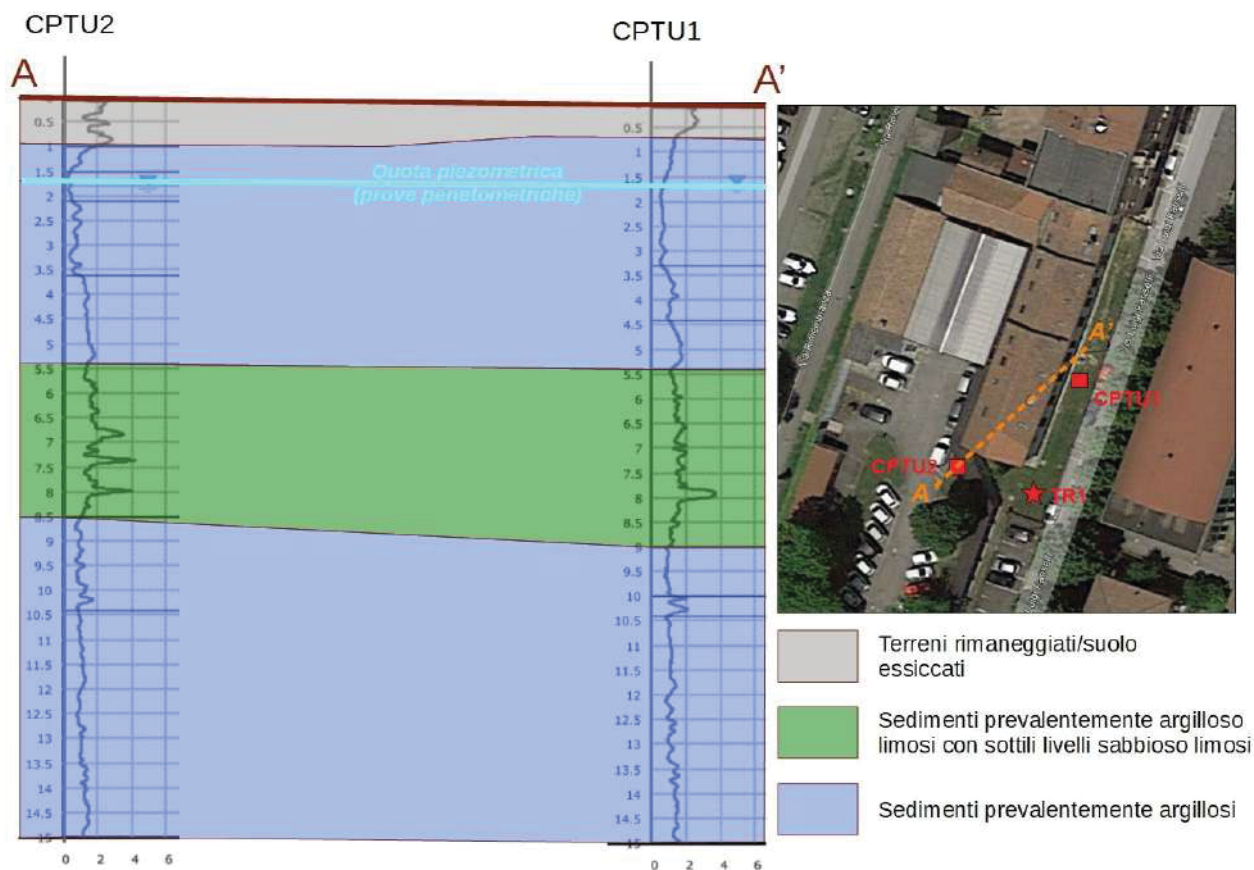


Figura 3.2 – Sezione geologica schematica del sottosuolo investigato

Le due prove CPTU eseguite per questo studio hanno attraversato sedimenti prevalentemente argillosi e argilloso limosi. L'area di sedime risulterebbe pertanto situata in un contesto più recente di intercanale con deposizioni sedimentarie pressochè fini. Si evidenzia un intervallo argilloso limoso (da -5,4 metri a -8,5÷9,0 metri) caratterizzato da alcune intercalazioni di sedimenti tracimazione fluviale limoso sabbiosi. In figura 3.2 si propone una ricostruzione litostratigrafica del sottosuolo investigato.

3.2 Cenni idrogeologici e idraulici

Dal punto di vista idrogeologico, la tavola A.C.1.2b “Carta Idrogeologica” elaborata alla scala 1:25.000 per il PSC dei Comuni delle Unioni “Reno–Galliera” e “Terre di Pianura”, riporta la geometria della tavola d'acqua meno profonda (figura 3.3): si evince che il deflusso sotterraneo della prima falda è diretto verso NE, con un livello statico di circa 18 metri slm. Nell'area di studio,

la prima falda risulterebbe dunque caratterizzata da una soggiacenza media locale di circa $2,0 \pm 2,5$ metri.

Le penetrometrie realizzate per questo lavoro hanno permesso di misurare una quota d'acqua nei fori di prova rispettivamente a -1,70 m (CPTU1) e -1,80 metri (CPTU2) dal p.c. La discrepanza è imputabile alla quota campagna. Tali esiti sono dunque coerenti con il contesto idrogeologico sopra descritto. La prima falda, appare dunque alimentata principalmente da infiltrazione superficiale e dal deflusso sotterraneo nei sedimenti più granulari (paleoalvei sabbiosi) che risulterebbero più frequenti soprattutto a ovest dell'area studiata, come indica l'alto piezometrico evidenziato nella figura 3.3. In particolari condizioni di ricarica (cioè per periodi prolungati di precipitazioni) nell'area di studio è possibile una soggiacenza minima stimabile in circa 1,5 metri.

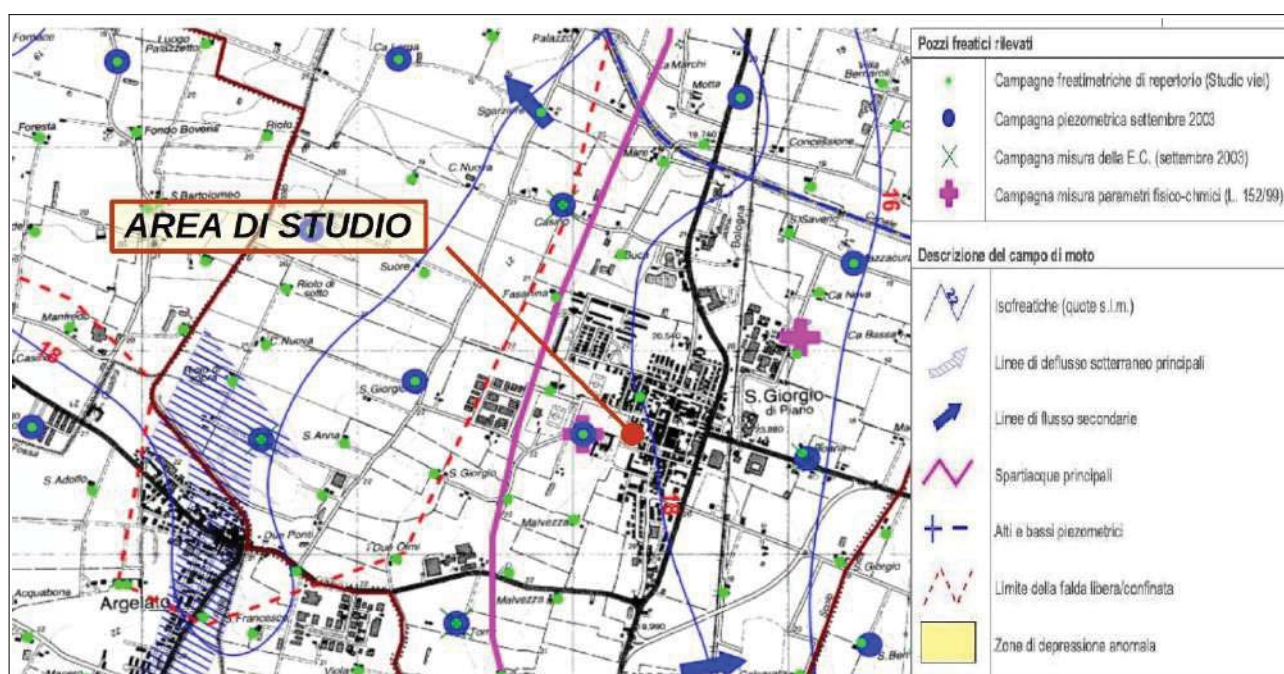


Figura 3.3 – Stralcio della Carta Idrogeologica – Tav A.C.1.2b – alla scala 1:25.000, elaborata per il QC del PSC delle Unioni di Comuni ‘Reno – Galliera’ e ‘Terre di Pianura’. La cartografia riporta i pozzi misurati e le isopieze (quote in metri s.l.m.)

Dal punto di vista idraulico, l'area è lontana da corsi d'acqua naturali e artificiali di un certo rilievo. Il Fiume Reno è infatti distante oltre 6 km a ovest, lo Scolo Riolo oltre 1,8 km (sempre a ovest), mentre il Canale Emiliano-Romagnolo dista oltre 1,5 km (a NE dell'area di studio). In questo senso, non sussistono particolari criticità idrauliche. Ciò è confermato anche dalla cartografia prodotta per il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (Direttiva Europea 2007/60/CE), che include l'area di studio nello scenario ‘P2’ (alluvioni poco frequenti: TR 100-200 anni) sia per il reticolo naturale (principale e secondario), sia per il reticolo secondario artificiale (figura 3.4).

Per il quadro conoscitivo del nuovo Piano Urbanistico Generale PUG sono inoltre in corso approfondimenti morfo idraulici che consentiranno di evidenziare a una scala di maggior dettaglio

le criticità idrauliche locali. In questo senso, la figura 3.5 riporta uno stralcio della tavola di rischio idraulico alla scala 1:10.000 prodotta a corredo del QC del PUG (stesura preliminare): l'area di studio viene inclusa in un contesto caratterizzato da limitata probabilità di allagamenti. Per quanto riguarda la possibilità di allagamenti derivabili corsi d'acqua situati più a ovest (fiume Reno; scolo Riola) l'area di studio appare infatti maggiormente "difesa" dall'alto morfologico interposto.

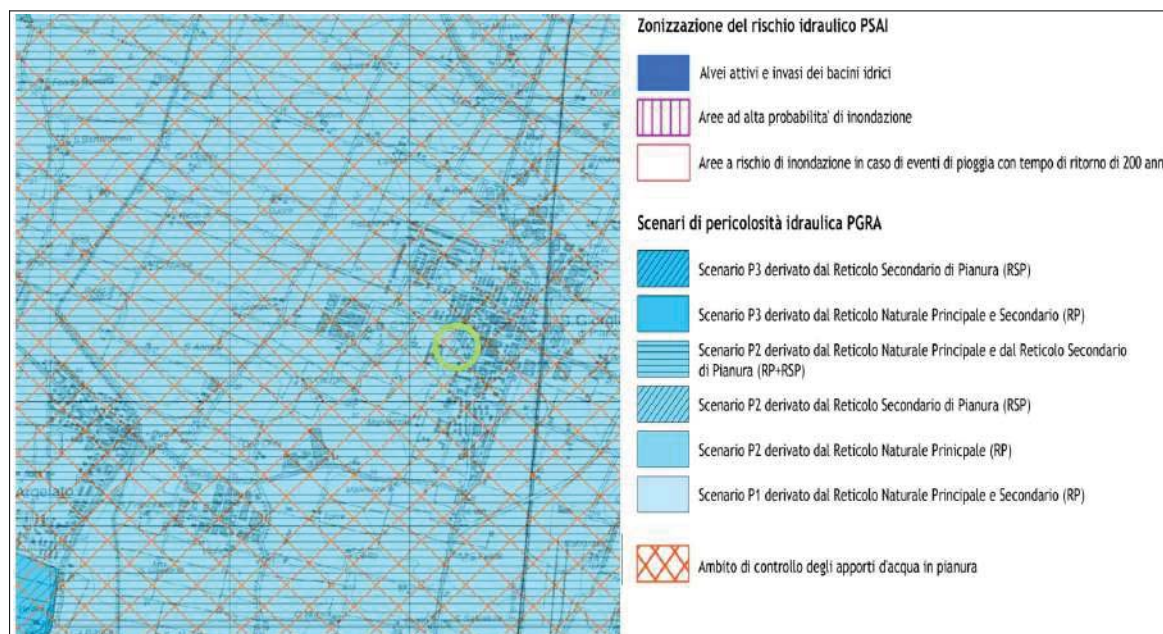


Figura 3.4 – Aree allagabili desunte dai dati del PGRA. La figura riporta uno stralcio della tav.3 “Carta di area vasta del rischio idraulico, rischio da frana e dell’assetto dei versanti” (foglio1, scala 1:25.000) del PTM di Bologna. L’area di studio è localizzata nel cerchiato verde

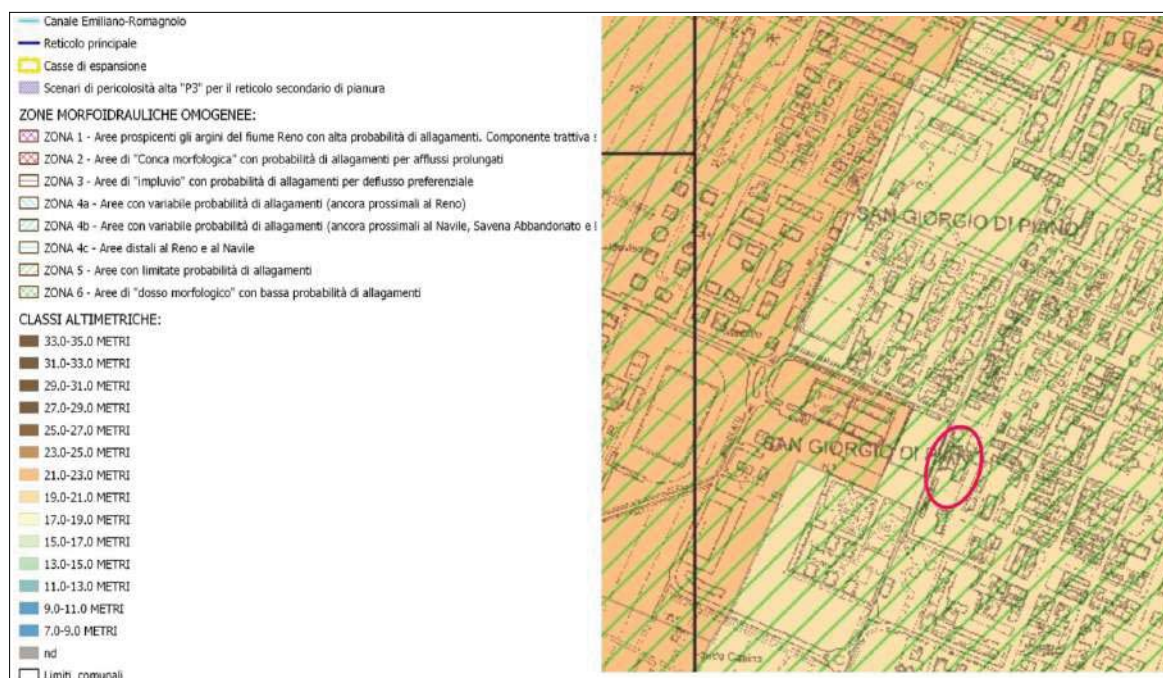


Figura 3.5 - Stralcio della tavola di rischio idraulico (scala 1:10.000) prodotta a corredo del QC del PUG dei Comuni dell’Unione Reno-Galliera (stesura preliminare). L’area di studio è localizzata nel cerchiato rosso

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

4.1 Pericolosità sismica di base

L'ultima zonazione sismogenica del territorio nazionale è nota con la semplice sigla "ZS9" (2004), prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questa zonazione rappresenta il più recente riferimento per gli studi di pericolosità sismica del territorio italiano, elaborata riferendosi anche ai più recenti background informativi sui terremoti e in particolare alle ultime banche dati relative alle sorgenti sismogeniche italiane DISS¹ e il catalogo CPTI².

*Figura 4.1 -
Distribuzione
delle sorgenti
sismogenetiche
contenute in
DISS 3.3.0 (foto
aerea: Google
Earth)*



L'area di studio ricade nella macrozona sismogenica 912 (ZS9), con magnitudo massima attribuita $M = 6,14$; la sismicità è correlabile alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninico sepolto nella pianura padana. Più nel dettaglio (figura 4.1) la banca dati DISS indica che l'area studiata ricade a sud (a circa 5,5 km) della sorgente sismogenica complessa denominata ITCS051 "Carpi-Poggio Renatico". Questa potenziale sorgente include eventi sismici storicamente documentati con magnitudo M_w fino a 6,1. La ITCS051, in particolare include la faglia "Mirandola" effettivamente attiva (terremoti emiliani 2012) ma con tempi di ritorno (per eventi significativi) non chiaramente valutabili.

L'area di studio può inoltre subire risentimenti da sismi localizzati nella vicina sorgente sismogenica composita ITCS012 "Malalbergo-Ravenna" (a est della ITCS051) nonché della più distante ITCS047 "Castelvetro di Modena–Castel San Pietro Terme", situata più a sud (a circa 15

¹ <<Database of Potential Sources for Earthquake Larger than $M_{5.5}$ in Italy">> (Valensise e Pantosti, 2001)

² <<Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani", Gruppo di lavoro CPTI, 1999-2002>>

km) e anch'essa comprendente terremoti storicamente noti con magnitudo M_w attribuite $\leq 6,0$ (1399, "Modenese"; 1455-1505-1929, "Bolognese"), con potenziale sismicit  legata alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninico affiorante Emiliano-Romagnolo.

Dai cataloghi storici e dalla Banca Dati delle intensit  macrosismiche elaborato da INGV (DBMI, 2015), per il Capoluogo del Comune sono documentati 16 eventi sismici, tuttavia caratterizzati da intensit  non particolarmente elevate (massime pari a 5). Le massime intensit  sono correlate a episodi sismici ricadenti sia nel settore di margine appenninico affiorante (terremoti del bolognese, 1929), sia di fronte sepolto (terremoto della pianura emiliana, 29 maggio 2012), come evidenziato nella figura 4.2.

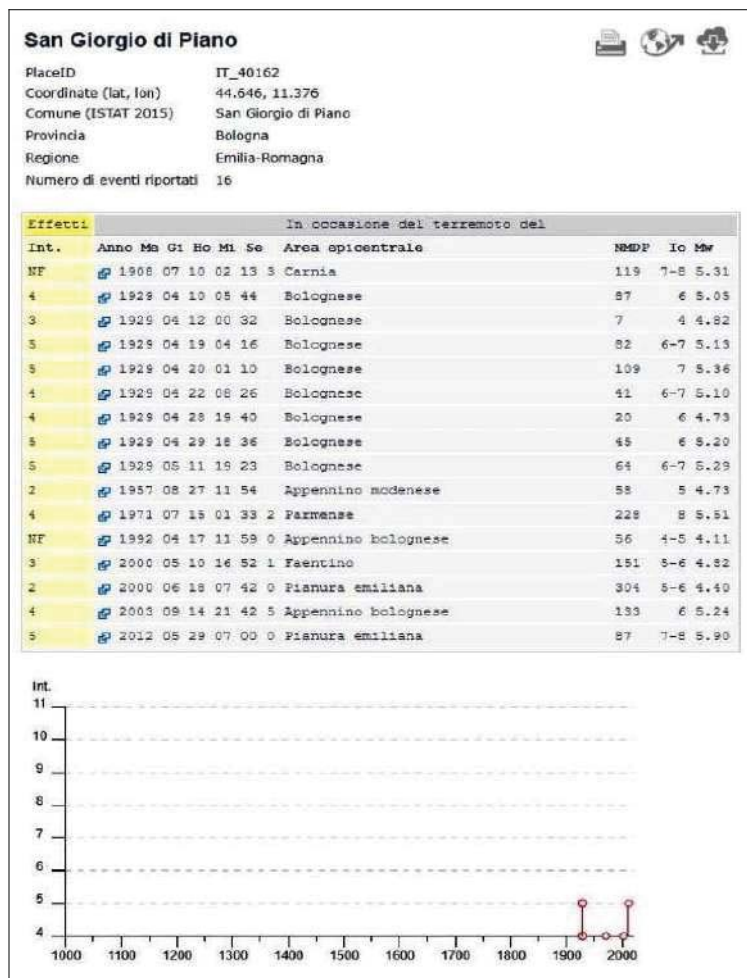


Figura 4.2 - Diagramma temporale dei principali eventi sismici che hanno interessato l'area di studio macrosismiche (fonte: DBMI – consultabile nel sito internet INGV)

Ai fini della progettazione di costruzioni, la pericolosit  sismica di base viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e basata su una "griglia di riferimento" costruita per l'intero territorio nazionale: ad ogni punto della griglia vengono attribuiti, a seconda del periodo di ritorno atteso per il terremoto, valori di a_g ed i principali parametri "spettrali" da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica.

La griglia riferimento ed i dati di pericolosit  sismica sono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Nello specifico, la pericolosit  di base sito specifica   determinata sulla base delle coordinate attribuibili all'incirca al baricentro dell'area sedime prevista (Lat. 44°,647349 Long. 11°,374246 in coordinate ED50), ricavate con il supporto della georeferenziazione proposto dal programma on-line <<GeoStru Parametri Sismici>>. La figura 4.3

riporta i parametri di base (a_g ; F_0 ; T^*c) da considerare nel calcolo dell'azione sismica in funzione degli stati limite di progetto da considerare.

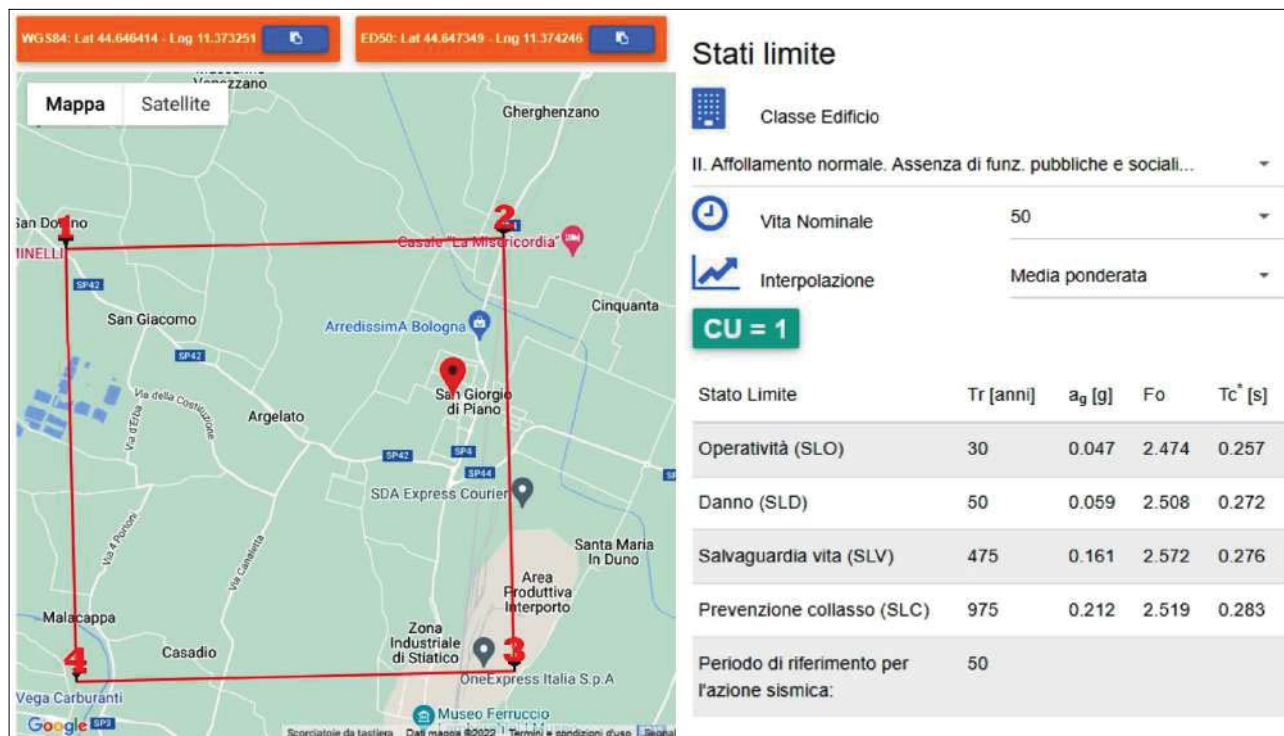


Figura 4.3 - Punti del reticolo INGV di riferimento per la definizione della pericolosità di base (NTC vigenti) e parametri sismici di base associati calcolati con "GeoStru Parametri Sismici" (<https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>)

Si rammenta come i tempi di ritorno del terremoto e dunque i parametri sismici di base siano calcolati in funzione della classificazione prestazionale dell'edificio di progetto. In tal senso, la "strategia di progetto" indicata per la caratterizzazione sismica è la seguente:

- Classe di costruzione: II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali [...]). Coefficiente d'uso $c_u = 1$
- Vita Nominale della costruzione (V_n) = 50 anni (opere ordinarie)
- Periodo di riferimento per la costruzione (V_r) = 50 anni

4.2 Categoria di sottosuolo e ulteriori elementi di risposta sismica locale

La registrazione sismica HVSR (figura 4.4) evidenzia una massima amplificazione nello spettro H/V alla frequenza di circa 0,9 Hz, associabile a riflettori sismici situati a profondità maggiori di 100 metri. Moderati alti spettrali sono inoltre riscontrabili sempre a basse frequenze comprese tra 0,6 Hz e 1,1 Hz. Non si riscontrano amplificazioni significative a frequenze medie e/o alte che possano risultare di interesse ingegneristico (fino a 10÷20 Hz). Viste le caratteristiche della progettazione non risultano dunque possibili effetti di risonanza tra terreni e strutture in elevazione.

La registrazione HVSR ha consentito la ricostruzione di un modello sismostratigrafico basato sulla stima delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s) nei terreni (figura 4.5). Dalla prova TR1 si ricava una V_s equivalente V_{s30} pari a 214 m/s. Anche i dati di repertorio evidenziano esiti di V_{s30} comparabili e in particolare il “Cono Sismico” (P160SCPTU) e lo stendimento ESAC-SPAC (P174ESAC) realizzate per lo studio di Microzonazione sismica comunale (cfr. par. 2.2) hanno rispettivamente stimato una V_{s30} pari a 222,5 m/s e 210 m/s.

Visti i risultati dell'indagine è dunque giustificabile effettuare la stima delle azioni sismiche con l'approccio semplificato indicato nelle NTC 2018: in questo senso, i terreni di sedime dell'area di studio possono essere attribuiti con sicurezza alla “categoria di sottosuolo” C (cfr. DM 17/01/2018).

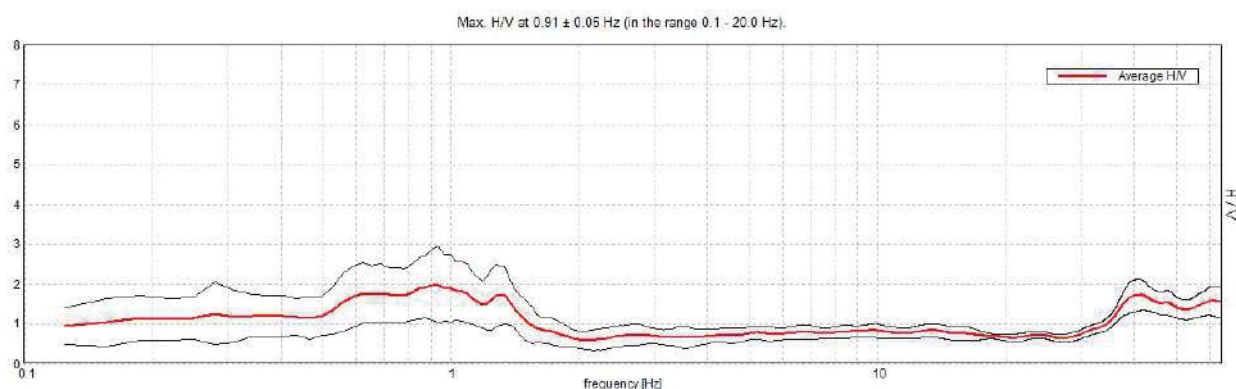


Figura 4.4 - Spettro di amplificazione H/V ricavato dalla registrazione sismica TR1

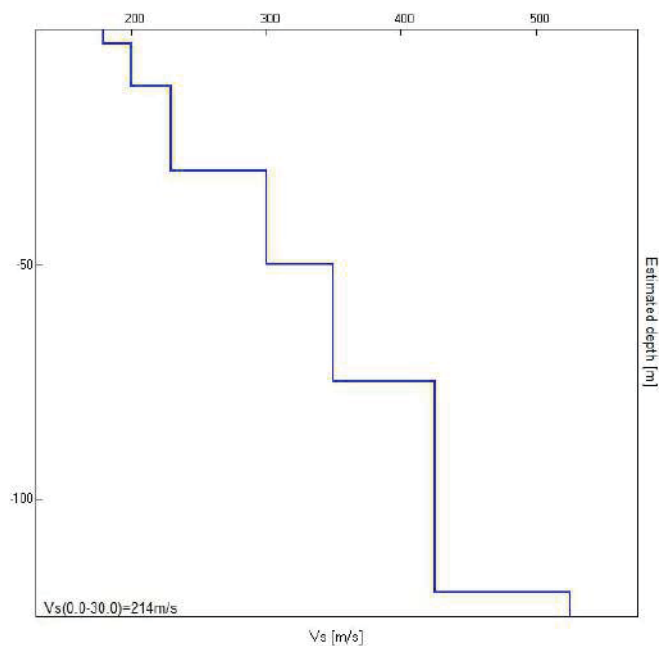


Figura 4.5 - Ricostruzione sismostratigrafica desunta dalla registrazione sismica TR1

4.3 Parametri per il calcolo dell'azione sismica

Per la determinazione dell'azione sismica semplificata ai fini progettuali, in coerenza con le NTC 2018, si sono considerati i seguenti parametri di pericolosità sismica:

- Categoria di sottosuolo: C (cfr. paragrafo 4.2)
- Categoria topografica: T1. Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$
- Tipo di costruzione: opere ordinarie
- Vita Nominale della costruzione (V_n) = 50 anni
- Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali (coefficiente d'uso $c_u = 1$)
- Periodo di riferimento per la costruzione (V_r) = 50 anni

I coefficienti sismici da considerare per le verifiche progettuali ai sensi delle NTC 2018 e nei rispetti Stati Limite sono riportati nello schema di figura 4.6:



| | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|
|  Cat. Sottosuolo | C | | | |
|  Cat. Topografica | T1 | | | |
| | SLO | SLD | SLV | SLC |
| SS Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,45 | 1,38 |
| CC Coeff. funz categoria | 1,64 | 1,61 | 1,61 | 1,59 |
| ST Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
| kh | 0.014 | 0.018 | 0.056 | 0.082 |
| kv | 0.007 | 0.009 | 0.028 | 0.041 |
| Amax [m/s ²] | 0.698 | 0.863 | 2.283 | 2.870 |
| Beta | 0.200 | 0.200 | 0.240 | 0.280 |

Figura 4.6 - Parametri per l'azione sismica NTC calcolati con "GeoStru Parametri Sismici"
 (<https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>)

4.4 Verifiche della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma

L'analisi della liquefacibilità dei sedimenti, se sottoposti a sollecitazioni cicliche indotte da terremoti, è di fondamentale importanza per gli aspetti di progettazione geotecnica antisismica. In particolare, occorre valutare, nel modo più adeguato possibile, le effettive condizioni di suscettibilità, le condizioni di innesco e il rischio sito specifico di tale fenomeno.

Con il termine "liquefazione" si indicano vari fenomeni fisici (mobilità ciclica, liquefazione ciclica, fluidificazione) osservati durante terremoti significativi (generalmente, $M > 5.5$) nei depositi e nei pendii sabbiosi saturi; in questi sedimenti, le condizioni "non drenate" durante il sisma possono indurre un incremento e un accumulo delle pressioni interstiziali, che a loro volta possono provocare una drastica caduta della resistenza al taglio e quindi una perdita di capacità portante del terreno. Il meccanismo di liquefazione dei sedimenti è governato da molti fattori che si possono ricondurre principalmente:

- x alle caratteristiche dell'impulso sismico (forma; durata dello scuotimento; ecc.) e la sua energia (magnitudo; accelerazioni; ecc.);
- x alle caratteristiche tessiturali e meccaniche dei sedimenti (fuso granulometrico; densità relativa; coesione; limiti di Atterberg; ecc.);
- x alla presenza di falda superficiale e alle condizioni di confinamento dello strato liquefacibile (non sono riportati casi in letteratura di liquefazione in strati granulari profondi oltre 15-20 metri).

La differenza fra i diversi fenomeni dipende dalle tensioni di taglio mobilitate per l'equilibrio in condizioni statiche e dalla resistenza al taglio residua dopo il terremoto.

In condizioni di sisma, vi possono anche essere effetti di "riordino" dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi. Nell'ultimo decennio, sono state elaborate procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma, provocate da perdite di resistenza, anche nei sedimenti fini (limi e argille a comportamento "non drenato"). Quest'ultimo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2004 e 2008).

Fenomeni di liquefazione si sono chiaramente manifestati con gli eventi sismici emiliani del maggio 2012, tuttavia non si sono riscontrati i fenomeni più critici riconducibili a fluidificazione (con perdita della capacità portante del terreno dei sedimenti al di sotto delle costruzioni) e neppure scorrimenti significativi nelle scarpate degli argini; anche i cedimenti rilevati degli edifici sono risultati complessivamente limitati e per lo più uniformi al di sotto delle costruzioni³. Per ulteriori aspetti teorici, si rimanda alla vasta letteratura scientifica e in particolare ai rapporti tecnici elaborati a seguito del sisma emiliano del maggio 2012 (consultabili anche on line nel sito del SGSS).

Il presente studio, ha elaborato le analisi del rischio di liquefazione mediante correlazioni empiriche che si basano sui risultati delle prove penetrometriche elettriche CPTU eseguite. Il vantaggio dell'uso di tali prove, è da ricercarsi nella maggiore accuratezza e ripetibilità rispetto ad altre

³ Fonte: "Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in pianura padana emiliana del maggio 2012", C. Crespellani et Al., 2012.

indagini, nella relativa economicità e soprattutto nella possibilità di avere profili continui con la profondità, con informazioni dettagliate anche sulla stratigrafia.

Gli esiti delle prove CPTU sono stati utilizzati per la stima del rischio di liquefazione, procedendo secondo le seguenti fasi:

- 1) stima del Fattore di Sicurezza nei confronti della Liquefazione (FSL);
- 2) stima dei cedimenti post sisma indotti da densificazione volumetrica;
- 3) analisi della pericolosità e del rischio di liquefazione sito specifica attraverso la stima dei parametri LPI (Liquefaction Potential Index).

La stima del Fattore di Sicurezza nei confronti della Liquefazione (FSL) è definito dalla relazione:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

con

$CRR_{7.5}$ = resistenza alla liquefazione ciclica (Cyclic Resistance Ratio) dei sedimenti attraversati, ricavata dagli esiti CPT (a punta elettrica), per terremoti di $M = 7,5$. La procedura si fonda su equazioni che determinano i valori di CRR dei sedimenti attraversati utilizzando i valori di resistenza alla punta q_t , corretti per tenere conto delle tensioni litostatiche di confinamento, della differente classificazione dei sedimenti attraversati (contenuto di fine; plasticità);

CSR = rapporto di sollecitazione ciclica (Cyclic Stress Ratio) prodotta da un sisma e stimata sulla base di correlazioni empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione tangenziale del suolo (a_{max}). Il CSR viene calcolato dalla nota equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971) per terremoti di $M = 7,5$:

$$CSR = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

K_{σ} = Fattore di correzione per la pressione di confinamento (Overburden Correction Factor)

MSF = Fattore di Scala della Magnitudo (Magnitude Scale Factor) da applicare per sismi con magnitudo diverse da 7,5.

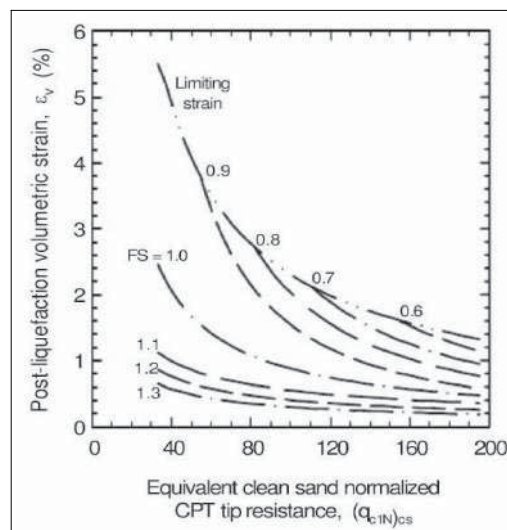
Il valore di FSL è stato determinato mediante calcolo automatico con il noto software "Cliq", sviluppato dalla GeoLogismiki Geotechnical Engineers, che consente di utilizzare differenti metodi di stima di FSL. Per questo lavoro, si è considerata la procedura di calcolo di Boulanger & Idriss (2014), metodo di calcolo di FSL di ampia diffusione nel campo ingegneristico e di comprovata affidabilità. Per la descrizione dettagliata del metodo si rimanda alla letteratura scientifica originaria. Nel calcolo di FSL si sono considerate le seguenti condizioni di input:

- si è utilizzata la a_{max} al suolo ottenuta dalla risposta sismica semplificata NTC ($a_{max} = a_{gref} \times SS = 0,161g \times 1,45 = 0,23g$);
- si è considerata la soggiacenza della falda misurata dalle prove penetrometriche;
- si è considerata una magnitudo di input pari a $M_w = 6,14$ come da zonizzazione

macrosismica "ZS9". Il coefficiente correttivo MSF utilizzato è quello di riferimento per il metodo di calcolo utilizzato.

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti post sisma nei sedimenti saturi a comportamento granulare, si è proceduto al calcolo automatico secondo il metodo di Zhang et. Al. (2002; 2004) ancora basandosi sugli esiti delle penetrometrie CPTU. Questo procedimento si basa sui risultati empirici di Ishihara & Yoshimine (1992), per sabbie e sedimenti limosi, e definisce l'entità delle deformazioni volumetriche post-liquefazione sulla base delle resistenze alla punta (q_{c1N})_{cs} e agli esiti di FSL (figura 4.7).

Figura 4.7 – Diagrammi di correlazione tra deformazioni volumetriche post-liquefazione e resistenze CPT per differenti fattori di sicurezza (da Zhang et Al., 2002)



Per i sedimenti a comportamento fine, il cedimento è causato principalmente da fenomeni di riconsolidazione conseguenti alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto e al manifestarsi di deformazioni da taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche. Esperienze empiriche, hanno dimostrato che tali deformazioni sono controllate principalmente dallo sforzo di taglio massimo, funzione di un fattore di sicurezza $FS_{\gamma=3\%} = CRRM / CSR_{M} = CRR_{7.5} / CRS_{7.5}$ (Boulanger & Idriss, 2007) e dello stato tensionale dei sedimenti (OCR). Il fattore di sicurezza è stato dunque calcolato come $FS_{\gamma=3\%} = CRR_{6.14} / CRS_{6.14}$. Le deformazioni volumetriche sono state calcolate secondo il metodo di Robertson (2009), utilizzando le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{vol} = [0.8 - 2.66 \log (FS)] / [0.33 A (Q_{tn})^3]$$

$$A = 10 - 9 \log (OCR)$$

When $FS \leq 0.84$ set $r_u = 1.0$ & limit $\varepsilon_{vol} \leq 1\%$

Le verifiche effettuate non evidenziano intervalli liquefacibili ($FSL < 1$) di particolare significato, come preliminarmente atteso in relazione alle tessiture dei sedimenti attraversati.

La figura 4.8 riporta graficamente il confronto degli esiti di calcolo di FSL ottenuti dalle due penetrometrie CPTU1 e CPTU2 che evidenziano valori di FSL sempre $\gg 1$ ad esclusione di alcuni sottili livelli del tutto trascurabili.

In conclusione, gli esiti dell'indice LPI, così come gli esiti cumulativi dei cedimenti post sisma sono risultati praticamente nulli.

In allegato sono riportati i report completi delle verifiche quantitative della liquefacibilità.

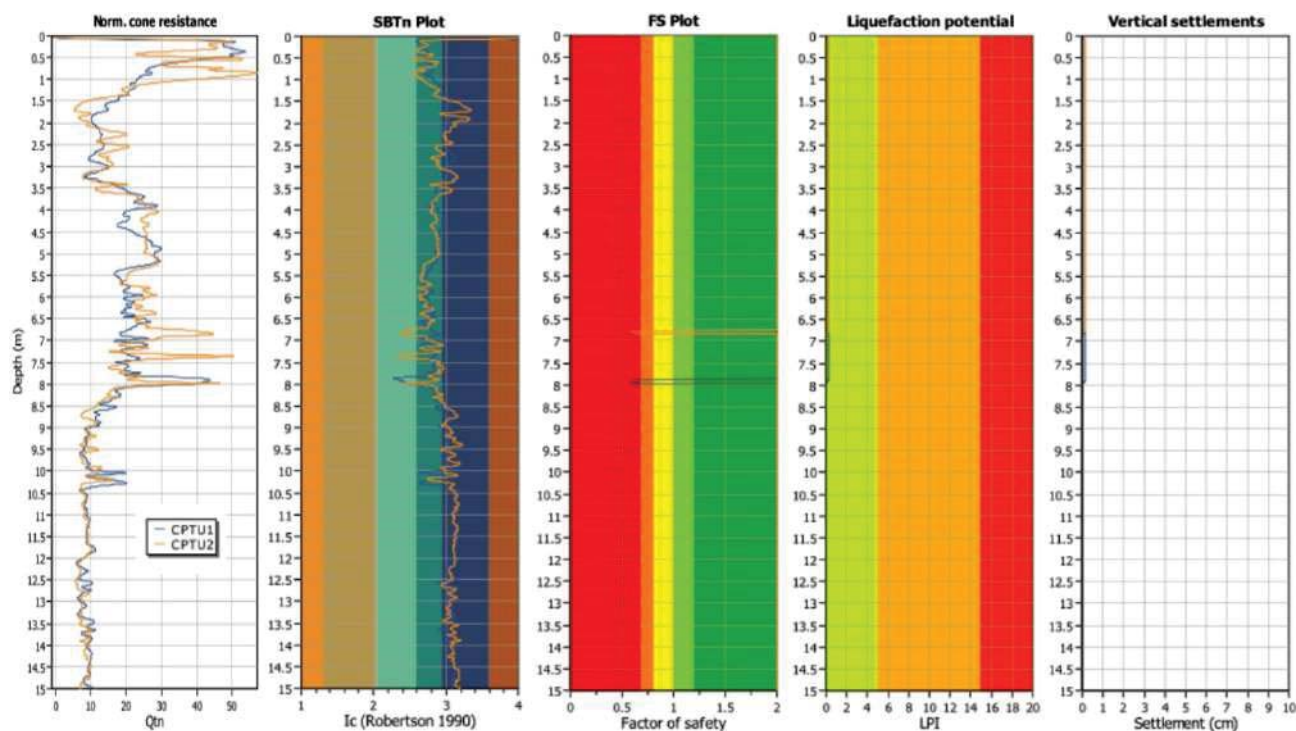


Figura 4.8 – Plottaggio delle verifiche di liquefazione secondo l'approccio di P.K. Robertson 2009 – Prova CPTU1

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

5.1 Interpretazione degli esiti delle indagini “in situ”

I dati di resistenza alla punta e laterale delle prove CPTU consentono di ottenere un buon dettaglio litotecnico del sottosuolo investigato. In sintesi, l'area di sedime risulterebbe situata in un contesto più recente di intercanale con deposizioni sedimentarie pressochè fini (argille e limi).

Le caratteristiche tessiturali dei sedimenti attraversati sono determinate attraverso la classificazione bilogarithmica dei terreni proposta da P. K. Robertson (1985; 1990). La figura 5.1 riporta le principali correlazioni⁴ utilizzate per la stima delle proprietà meccaniche dei sedimenti indagati.

| | |
|--|--|
| <p>Unit Weight, g (kN/m³) ::</p> $g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{P_a}\right) + 1.236 \right)$ <p>where g_w = water unit weight</p> <p>Permeability, k (m/s) ::</p> <p>$I_c < 3.27$ and $I_c > 1.00$ then $k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$</p> <p>$I_c \leq 4.00$ and $I_c > 3.27$ then $k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$</p> <p>$N_{SPT}$ (blows per 30 cm) ::</p> $N_{60} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$ $N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$ <p>Young's Modulus, E_s (MPa) ::</p> $(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$ <p>(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)</p> <p>Relative Density, D_r (%) ::</p> $100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c_cutoff}\text{)}$ <p>State Parameter, ψ ::</p> $\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$ <p>Peak drained friction angle, ϕ (°) ::</p> $\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$ <p>(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)</p> | <p>:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::</p> <p>If $I_c > 2.20$</p> <p>$\alpha = 14$ for $Q_{tn} > 14$</p> <p>$\alpha = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$</p> <p>$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$</p> <p>If $I_c \leq 2.20$</p> <p>$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$</p> <p>:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::</p> <p>$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$</p> <p>:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::</p> $V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$ <p>:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::</p> <p>$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r)$ or user defined</p> $S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$ <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)</p> <p>:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::</p> <p>$S_{u(rem)} = f_s$ (applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)</p> <p>:: Overconsolidation Ratio, OCR ::</p> $k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \quad \text{or user defined}$ <p>$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$</p> <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)</p> |
|--|--|

Figura 5.1 – Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici da prove CPTU

⁴ Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010

Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)

Le NTC vigenti e gli indirizzi in materia (AGI; DM 11/03/1988) esplicitano la necessità di caratterizzare dal punto di vista geotecnico e geofisico i sedimenti che costituiscono il “volume significativo”, inteso come parte del sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dei manufatti di progetto.

In questo senso, la figura 5.2 ripropone lo schema litotecnico del sottosuolo investigato già descritto nel paragrafo 3.1 (cfr. figura 3.2). Il sottosuolo viene tuttavia semplificato in “strati omogenei” ai quali vengono attribuiti i parametri geotecnici medi derivati dalle letture penetrometriche (set di dati ogni cm di approfondimento). I parametri meccanici medi derivati vengono riportati colonne geotecniche rappresentate nelle successive figure 5.3 e 5.4.

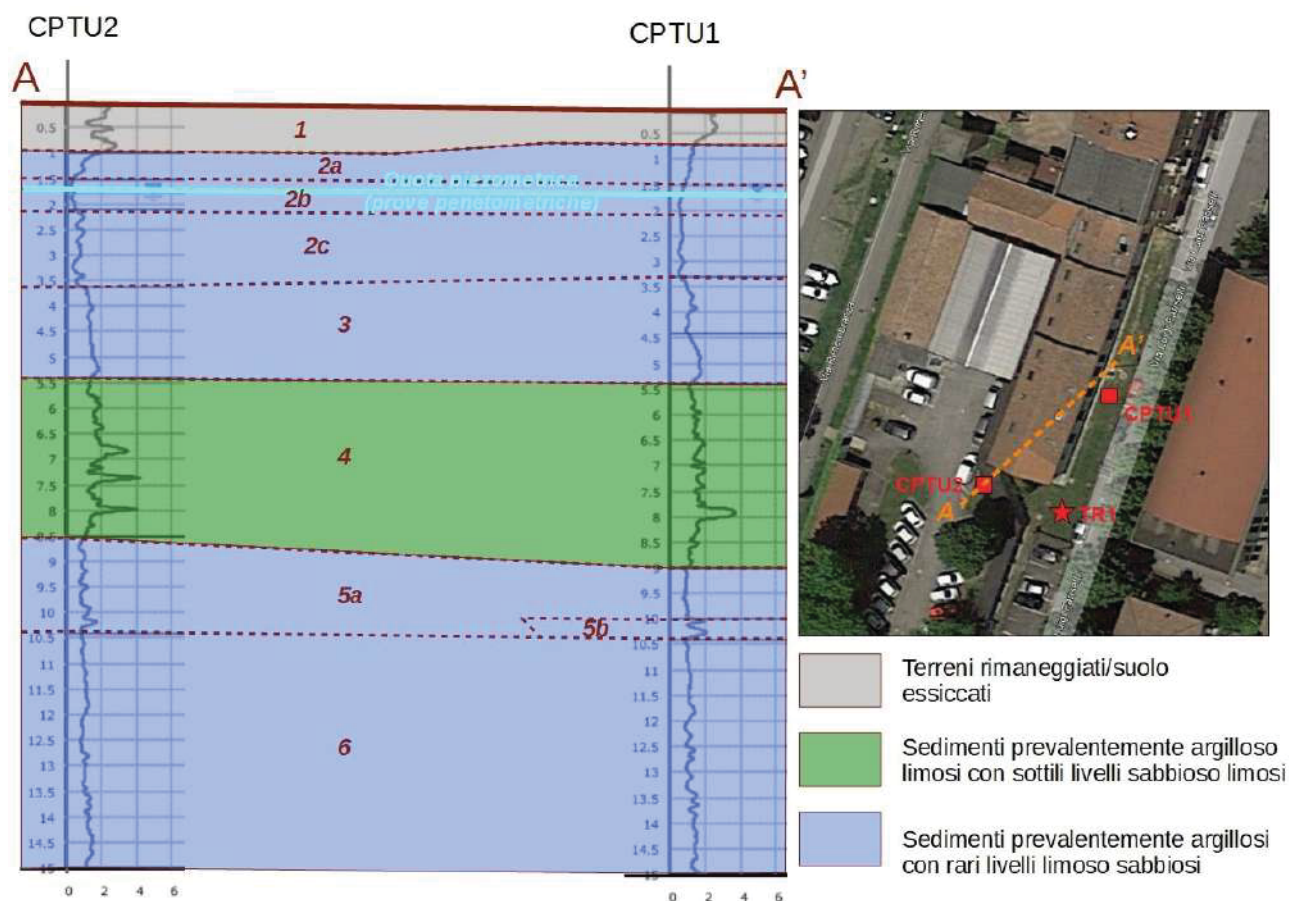


Figura 5.2 – Sezione geologica schematica del sottosuolo investigato. Vengono delimitati gli “strati omogenei” dal punto di vista geotecnico

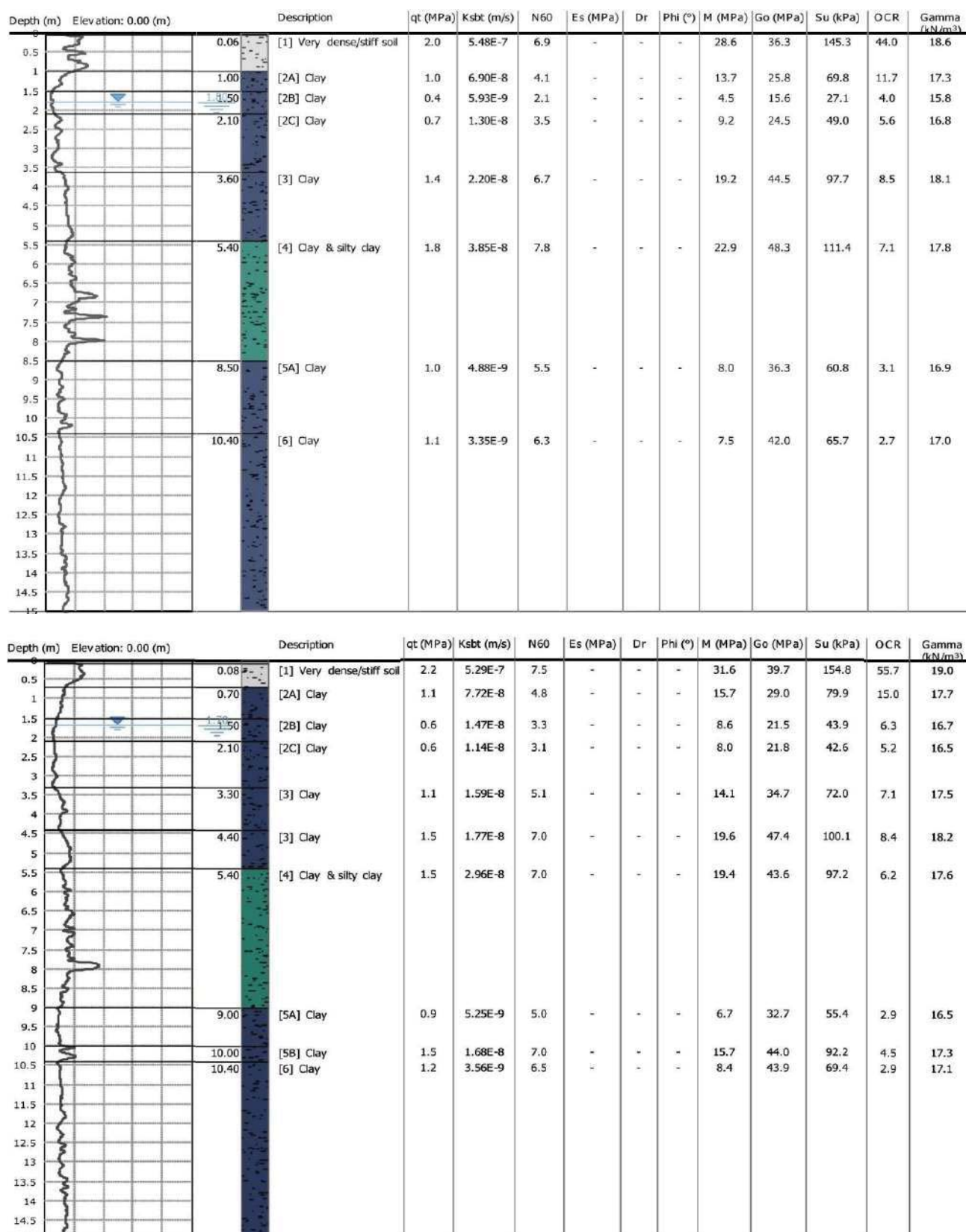


Figura 5.3 – Colonne litotecnice derivate dalle prove CPTU2 (in alto) e CPTU1 (in basso)

5.2 Ulteriori indicazioni geotecniche: parametri caratteristici, SLU per carico limite, cedimenti di consolidazione

Le due prove CPTU forniscono dati litotecnici che risultano ben correlabili tra loro, con sedimenti fini più superficiali (strati "1" e "2A", fino a circa 1,5 metri) che risultano più alterati (suolo recente) e con un grado variabile di essiccamento: si tratta di sedimenti che presentano una più difficile caratterizzazione meccanica in quanto il grado di umidità può condizionare in modo anche significativo gli esiti delle resistenze alla punta delle penetrometrie meccaniche. I sedimenti fini essiccati presentano, infatti, resistenze qc più elevate e parametri meccanici conseguentemente falsati. Gli effetti dell'essiccamento risultano, inoltre, parzialmente reversibili.

Le prove hanno poi attraversato da -1,5 m a -3,3÷3,6 metri intervalli argillosi (strati "2B" e "2C") scarsamente consistenti e relativamente compressibili, con resistenze alla punta qt <<1 MPa. Sono sedimenti attraversati in corrispondenza della falda più superficiale (rilevata a -1,7÷1,8 metri) e/o compresi nella zona di "frangia capillare", quindi caratterizzati da un elevato grado di umidità.

Per il contesto litostratigrafico descritto, è raccomandabile rispettare un'adeguata quota di incastro della fondazione: si deve infatti considerare con attenzione la presenza dei sedimenti superficiali più alterati e in tal senso si consiglia una quota di fondazione pari ad almeno 120 cm dall'attuale piano campagna, al fine di limitare le possibili variazioni volumetriche differenziali (per essiccamento e rigonfiamento) dei sedimenti più superficiali, indotte dalla variabilità del grado di umidità. Si tratta, comunque, di una valutazione cautelativa e generale, che deve essere analizzata in funzione delle caratteristiche della stessa fondazione (geometrie; rigidità ecc.) e della sistemazione dei terreni di sottofondazione.

Le NTC vigenti indicano di assumere, per le successive verifiche geotecniche, i "valori caratteristici" dei parametri meccanici del sottosuolo, ovvero la stima ragionata e cautelativa dei valori dei parametri nello stato limite considerato.

Nel nostro caso, i valori caratteristici dei sedimenti sono estrapolati considerando gli strati medi ricavati dalle prove penetrometriche CPTU1 e CPTU2. La scelta di considerare strati medi è giustificata dal presupposto che nelle verifiche geotecniche per fondazioni dirette venga coinvolto un maggior volume di terreno, pertanto con una possibile compensazione delle eterogeneità a "rottura" dei sedimenti.

Per quanto già scritto, i parametri caratteristici riportati nella sottostante tabella si riferiscono a due ipotesi di fondazione dirette differenti: travi rovesce e platea non compensata.

Per quanto riguarda l'ipotesi di fondazione a travi rovesce, la stima dei parametri caratteristici è cautelativamente riferita allo strato "2B" cioè all'intervallo prevalentemente argilloso saturo compreso tra -1,5 m a -2,1 metri. Questo spessore è caratterizzato da un elevato grado di umidità dei sedimenti (fino alla completa saturazione) e da maggiore compressibilità.

Per quanto riguarda l'ipotesi di fondazione a platea, la stima dei parametri caratteristici è invece

riferita ad un intervallo di sottosuolo più profondo cioè fino a comprendere gli strati “2B” e “2C” (da -1,5 m a -3,3÷3,6 metri), in quanto questa tipologia di fondazione consente di distribuire le sovrappressioni in maniera più omogenea e in un volume di sedimenti maggiore, a vantaggio di un maggior controllo dei cedimenti di consolidazione.

Ciò detto, la seguente tabella riporta i parametri caratteristici dei terreni di fondazione da considerare per le verifiche geotecniche per le due ipotesi di fondazione:

| Quota media strato [m] | Note tessiturali | γ [t/mc] | Φ' [°] | c' [kg/cm q] | Cu [kg/cm q] | Ipotesi di fondazione |
|------------------------|------------------|-----------------|-------------|----------------|----------------|-------------------------|
| | | Vk | Vk | Vk | Vk | |
| 0.00 → -2,10 | Argille e limi | 1,60 | 21,0 | 0,04 | 0,27 | Diretta (travi rovesce) |
| 0.00 → -3,3÷3,6 | Argille e limi | 1,60 | 21,0 | 0,06 | 0,40 | Diretta (platea armata) |

Simbologia adottata:

- γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
- ϕ' Angolo di attrito interno efficace del terreno espresso in gradi
- c' Coesione efficace del terreno espressa in [kg/cm q]
- cu Coesione “non drenata” del terreno espressa in [kg/cm q]

Occorre precisare che le prove penetrometriche non consentono il calcolo dei parametri meccanici in “condizioni drenate”, tuttavia si forniscono le stime cautelative dell'angolo di attrito interno efficace Φ' e della coesione efficace c' basate sui criteri tessiturali desunti dalle CPTU e da dati locali. La coesione efficace è calcolata pari a circa 1/7 del valore dell'angolo d'attrito interno del terreno.

Viene inoltre fornita la stima indicativa dello stato limite ultimo (SLU) per carico limite in condizioni statiche secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) definito dalle vigenti NTC 2018.

Il calcolo si basa sull'espressione semplificata proposta da Terzaghi:

$$q_u / 2,3 = [(c * N_c * s_c) + (\gamma * D * N_q) + (0,5 * \gamma * B * N_y * s_y)] / 2,3$$

con:

- c Coesione del terreno espressa in [kg/cm q]
- γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
- D Profondità di incastro della fondazione
- B Larghezza della fondazione
- N_c N_q N_y Coefficienti di portanza
- s_c s_y Coefficienti di fondazione

Si ricava pertanto:

PER TRAVE ROVESCIA (D =120cm B=120 cm)

per condizioni “non drenate” (con $c = cu$ e $\phi' = 0$)

$$q_u / 2,3 = [(c_u * N_c * s_c) + (\gamma * D * N_q)] / 2,3 = [(0,27 * 5,14 * 1,0) + (0,0016 * 120)] / 2,3 = [1,34 + 0,19] / 2,3 = 1,53 / 2,3 = 0,67 \text{ kg/cm q cioè circa } 65 \text{ kPa}$$

per condizioni "drenate" (con $c = c'$ e $\phi' = 21$)

$$q_u / 2,3 = [(c' * N_c * s_c) + (y * D * N_q) + (0,5 * y * B * N_y * s_y)] / 2,3 = [(0,04 * 15,82 * 1,0) + (0,0016 * 120 * 7,07) + (0,5 * 0,0016 * 120 * 6,2)] / 2,3 = [0,63 + 1,36 + 0,60] / 2,3 = 2,59 / 2,3 = 1,13 \text{ kg/cmq}$$

cioè circa 110 kPa

PER PLATEA ($D = 120 \text{ cm}$ $B_{\text{MIN}} = 900 \text{ cm}$)

per condizioni "non drenate" (con $c = c_u$ e $\phi' = 0$)

$$q_u / 2,3 = [(c_u * N_c * s_c) + (y * D * N_q)] / 2,3 = [(0,40 * 5,14 * 1,3) + (0,0016 * 120)] / 2,3 = [2,67 + 0,19] / 2,3 = 2,86 / 2,3 = 1,24 \text{ kg/cmq}$$

cioè circa 120 kPa

per condizioni "drenate" (con $c = c'$ e $\phi' = 21$)

$$q_u / 2,3 = [(c' * N_c * s_c) + (y * D * N_q) + (0,5 * y * B * N_y * s_y)] / 2,3 = [(0,06 * 15,82 * 1,3) + (0,0016 * 120 * 7,07) + (0,5 * 0,0016 * 900 * 6,2)] / 2,3 = [1,23 + 1,36 + 4,46] / 2,3 = 7,05 / 2,3 = 3,06 \text{ kg/cmq}$$

cioè circa 300 kPa

Sulla base dei risultati indicativi del carico limite di progetto (q_u) si ritiene pertanto più idonea considerare una fondazione a platea. Come già scritto, la quota di incastro e il dimensionamento di questa fondazione diretta dovrà considerare la presenza di terreni rimaneggiati e di terreni variamente consolidati per essiccamento, consigliando una quota di incastro pari ad almeno -120 cm rispetto all'attuale p.c.. Nel caso di fondazioni più superficiali si potrà tuttavia optare per l'escavazione del terreno più rimaneggiato, con la messa in opera di terre di riporto di regolarizzazione (es. es. "magrone") fino alla profondità di almeno -120 cm.

Si forniscono, infine, alcune indicazioni riguardo la "costante di sottofondo" k (costante di Winkler), usualmente richiesta nelle procedure di verifica progettuale delle platee. Occorre tuttavia rammentare che l'utilizzo di tale parametro implica uno schema esemplificativo del sottosuolo in termini di elasticità lineare. La costante k non è una proprietà intrinseca del terreno ma dipende dalle caratteristiche della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti e dalle caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo. In assenza di specifiche prove geotecniche in situ (prove su piastre), la costante k può essere comunque stimata in base ai valori indicativi considerati per i sedimenti prevalenti che corrispondono al "volume significativo". Più in particolare, i sedimenti sottostanti la fondazione possono essere equiparati a <<terreno argilloso ($200 \text{ kPa} \leq q_u \leq 400 \text{ kPa}$)>> (cfr. J.E. Bowles) con una costante di sottofondo compresa tra 2,2 kg/cm² e 4,8 kg/cm².

Per il dimensionamento delle platee, le prove penetrometriche consentono un'analisi speditiva dell'iterazione terreni-struttura e per questo studio sono stati effettuati calcoli esemplificativi dei cedimenti per consolidazione ipotizzando una fondazione a platea (impronta 5,0x7,0 metri) e con profondità di incastro pari a -120 cm. Il calcolo dei cedimenti è basato sul metodo edometrico proposto da Terzaghi, considerando gli esiti delle prove penetrometriche CPTU e in particolare i

valori di compressibilità M (cfr. figura 5.4) correlabili ai moduli elastici E_{ed} . I cedimenti risultano legati al modulo edometrico dei sedimenti, dalla seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{edi}} \Delta z_i$$

dove:

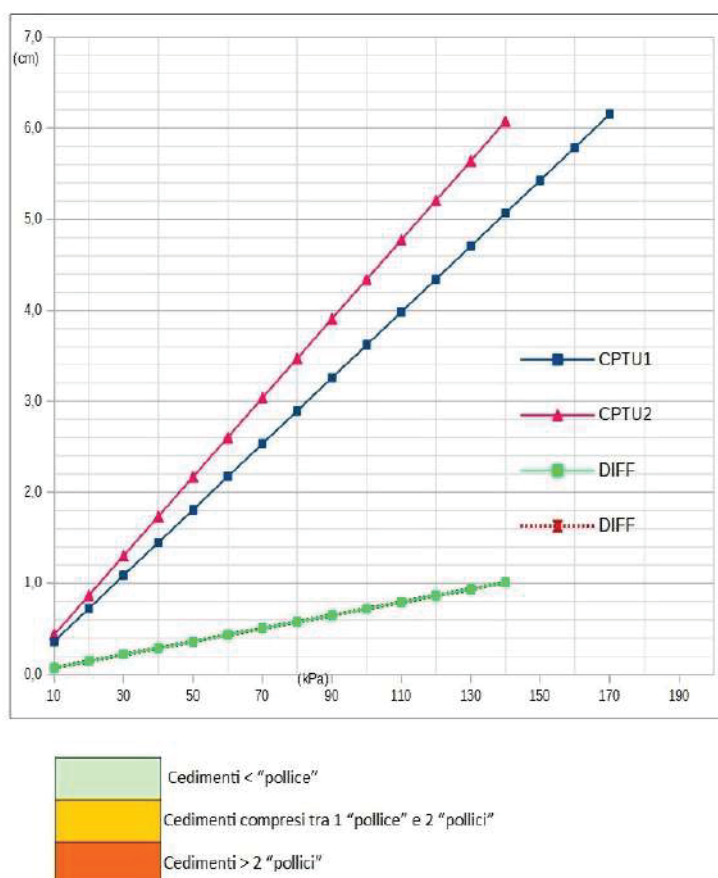
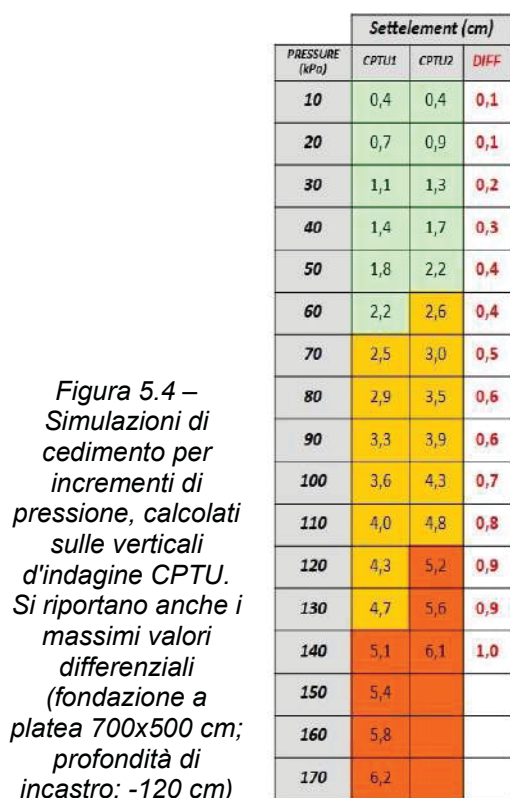
$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Sebbene meno precisa rispetto alla prova di laboratorio, le penetrometrie consentono tuttavia di stimare questo parametro per tutto lo spessore di sedimenti investigato rispetto al limitato intervallo di sottosuolo caratterizzabile da prove dirette di laboratorio.

Il calcolo dei cedimenti è stato dunque eseguito per le due colonne litotecniche desunte dalle rispettive prove penetrometriche (CPTU1 e CPTU2) eseguite nell'area di progetto. La simulazione ha considerato incrementi di pressione pari a 10 kPa.



La figura 5.4 sintetizza i risultati dei cedimenti: si ricavano cedimenti assoluti inferiori al "pollice" per pressioni fino a 50÷60 kPa e inferiori ai due "pollici" per pressioni di carico fino a 110 kPa.

5.3 Valutazioni geotecniche conclusive sulla fattibilità dell'intervento

Per l'intervento edificatorio previsto nell'area di studio gli esiti delle indagini penetrometriche CPTU non evidenziano particolari criticità e/o elementi ostativi all'edificazione.

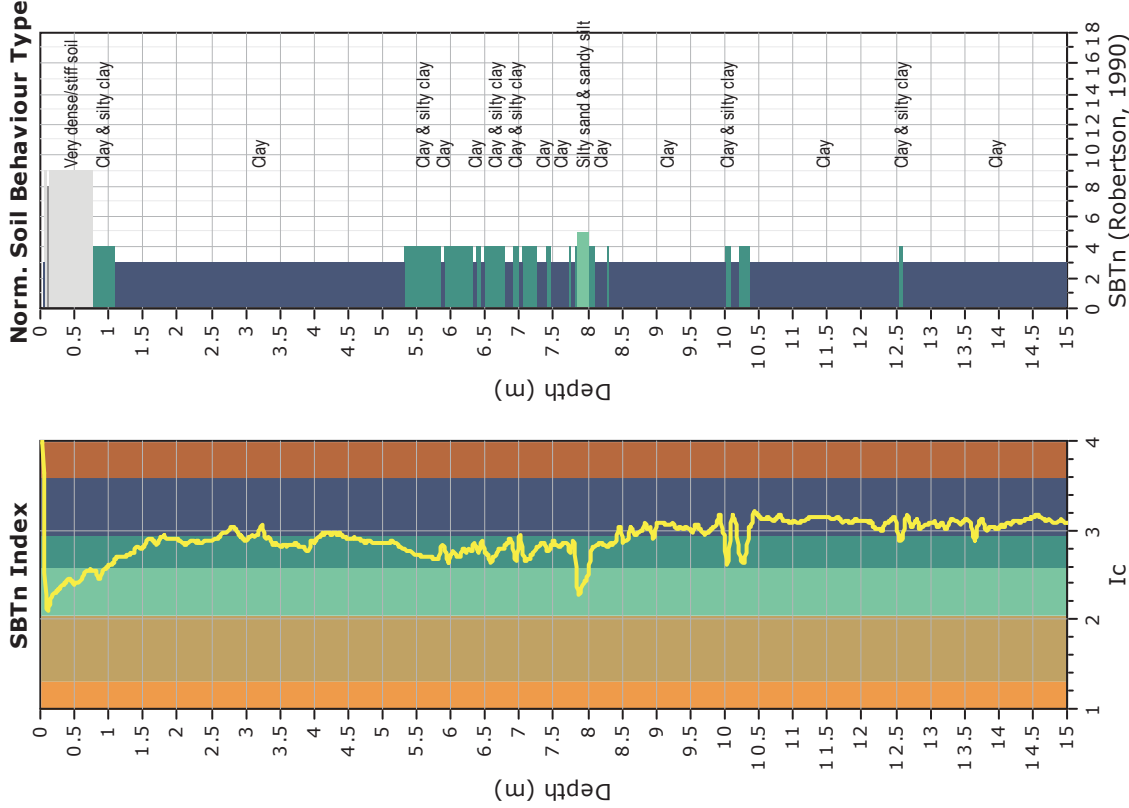
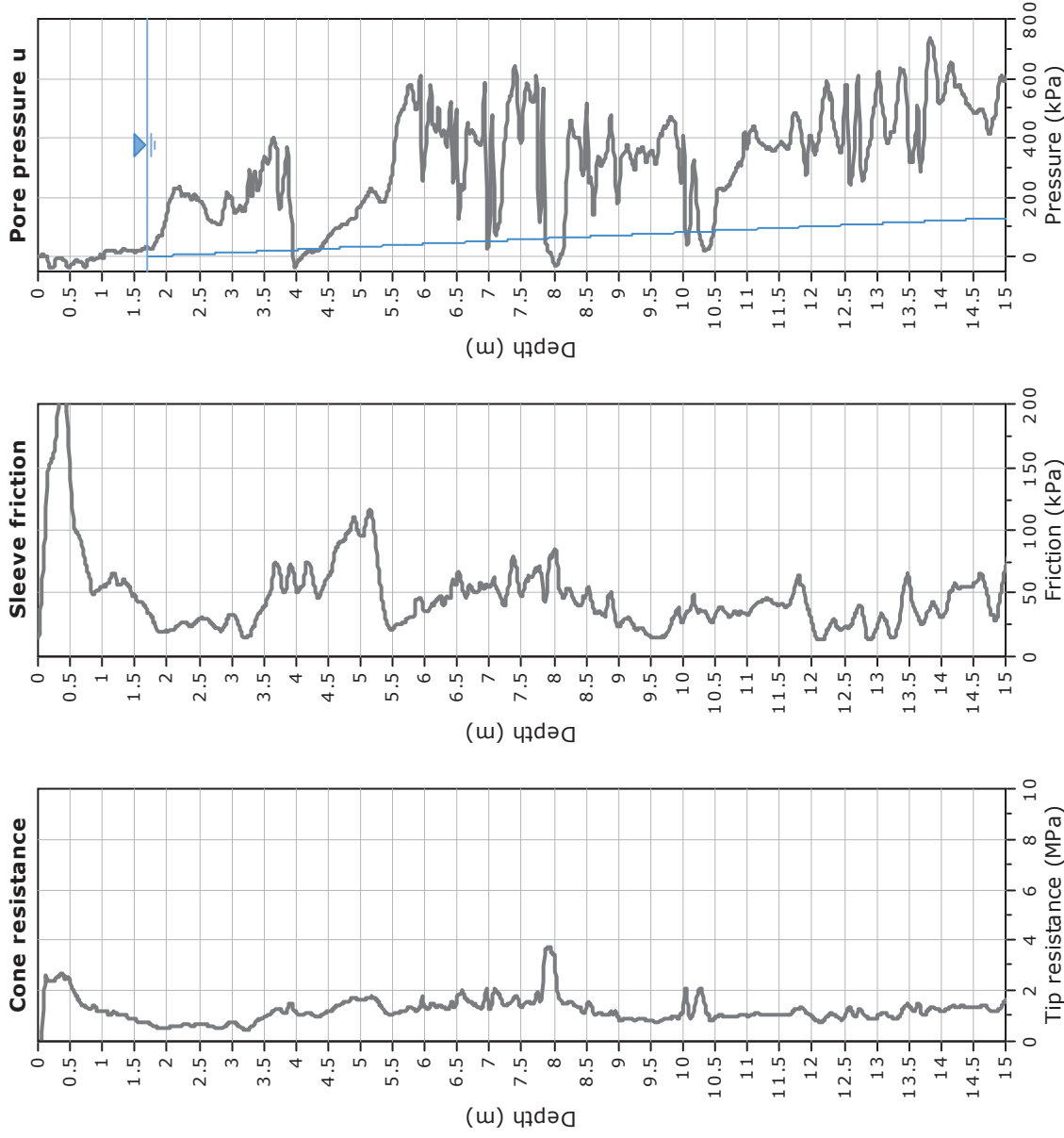
Le verifiche SLU del carico limite e le verifiche dei cedimenti per consolidazione hanno tuttavia confermato condizioni di mediocre portanza per la presenza di intervalli argillosi scarsamente consistenti e compressibili, da considerare nella progettazione e in particolare nel dimensionamento delle fondazioni. Le verifiche di carattere geotecnico evidenziano cedimenti per consolidazione relativamente alti anche per pressioni moderate (inferiori al quelle di "rottura").

In conclusione:

- si ritiene più opportuno prevedere una platea di fondazione, come già previsto nel progetto preliminare, nei limiti di una distribuzione dei carichi omogenei e coerenti con gli esiti delle verifiche espletate, in particolare con quelle relative ai cedimenti per consolidazione. In tal senso si consiglia di prevedere una platea opportunamente nervata, ai fini di un adeguato incremento della rigidezza per un migliore contrasto ai cedimenti di consolidazione e in prospettiva sismica. Le nervature permettono di limitare lo spessore della platea a vantaggio di un contenimento del complessivo peso del sistema fondazione/struttura;
- la progettazione preliminare prevede una quota di incastro della fondazione a circa -125 cm rispetto all'attuale piano campagna. Tale profondità si ritiene adeguata rispetto ai risultati delle indagini effettuate. Tuttavia, si rammenta che è possibile prevedere un minore immorsamento della platea nei terreni, a condizione di compensare la minore profondità con la posa di un maggiore strato di "terre" stabilizzate sottostante la fondazione (fino ad almeno -120 cm), per poter mitigare eventuali effetti ciclici di rigonfiamento/essiccamento dei sedimenti meno profondi e consentire la stabilità per il manufatto da realizzare;
- in fase di cantiere si consiglia di procedere e concludere con opportuna rapidità l'esecuzione degli scavi di fondazione, la sistemazione dei terreni di sottofondazione e la realizzazione delle stesse fondazioni per non incorrere a possibili deterioramenti del terreno sottostante;
- ogni eventuale difformità dei terreni rispetto a quanto descritto nella Relazione dovrà essere segnalata al Geologo incaricato.

Elaborazione: geol. Samuel Sangiorgi

**ALLEGATI:
report indagini
verifiche liquefazione e cedimenti post sisma**



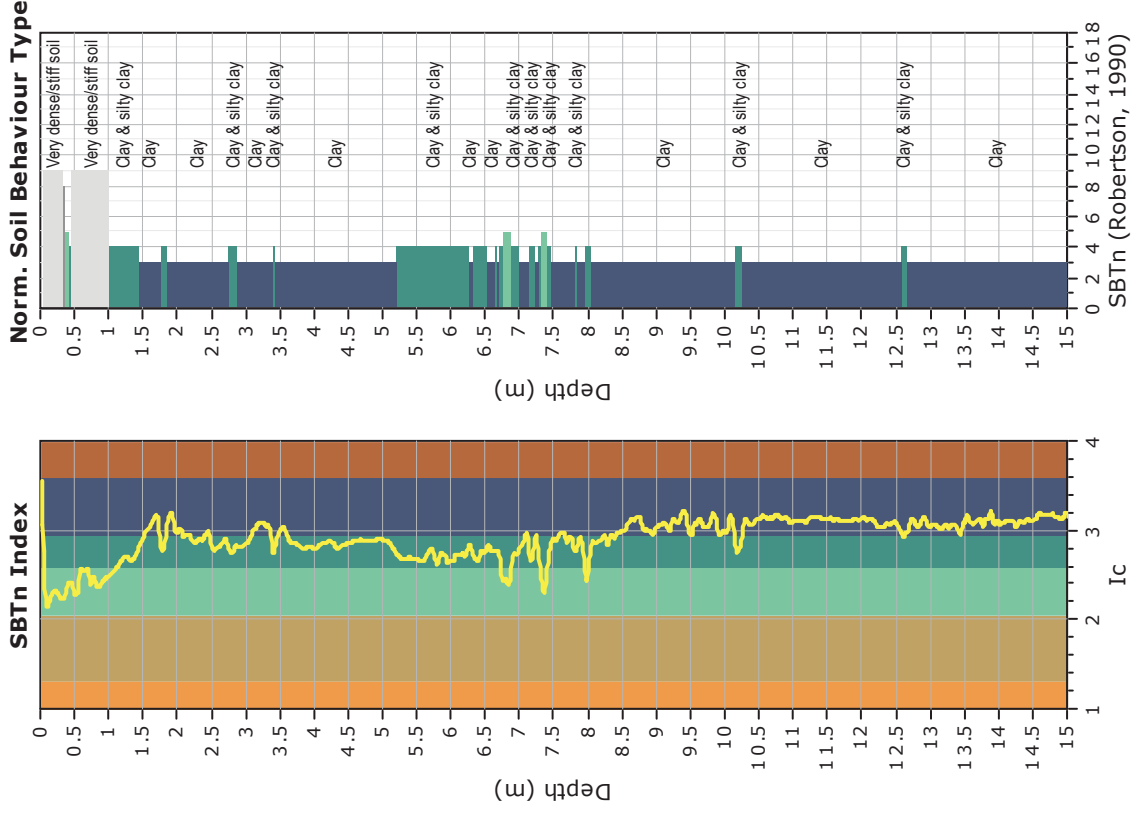
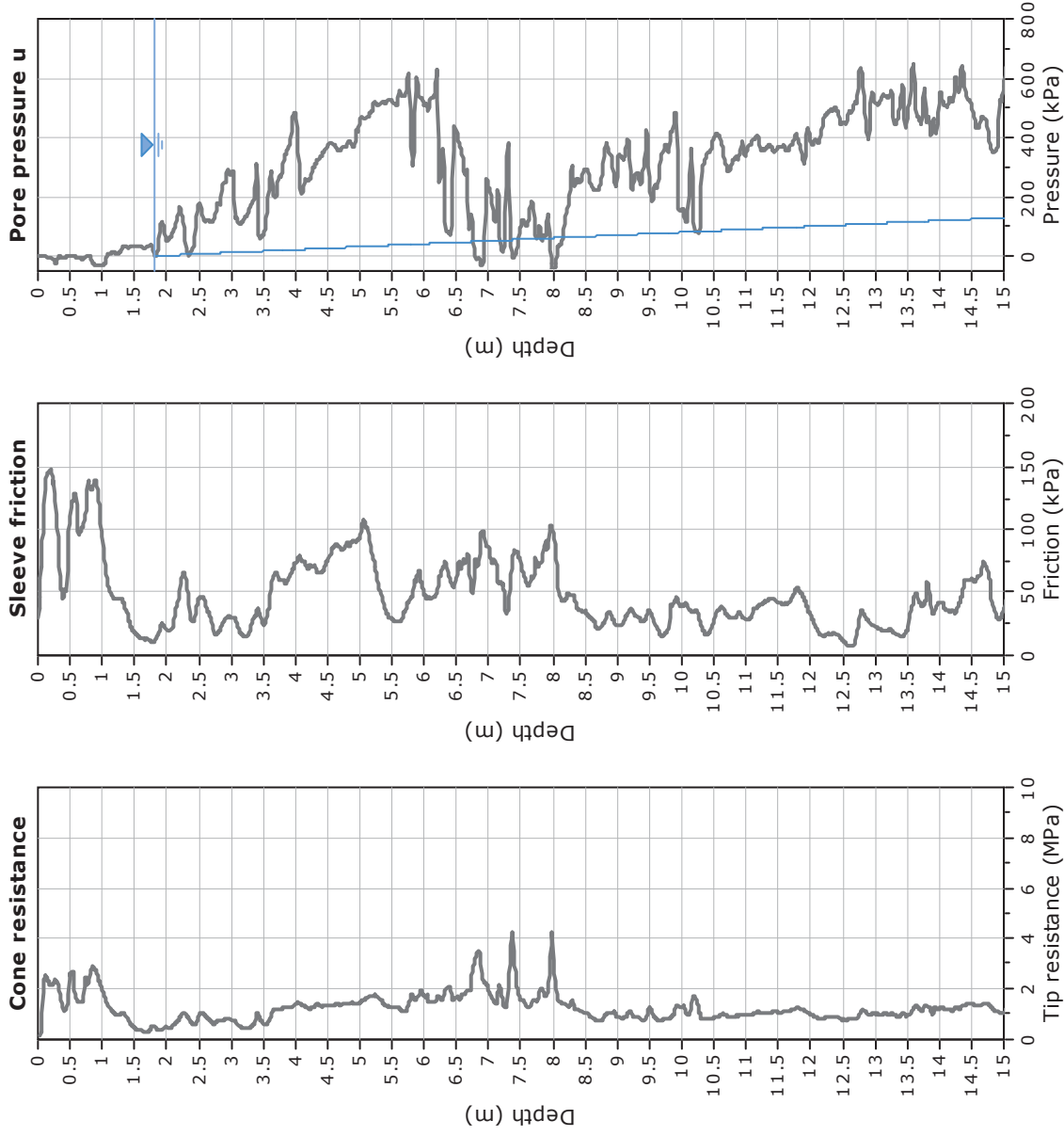
Project: Progetto PINQUA - sede Unione Reno-Galliera
Location: Via Fariselli - San Giorgio di Piano (BO)

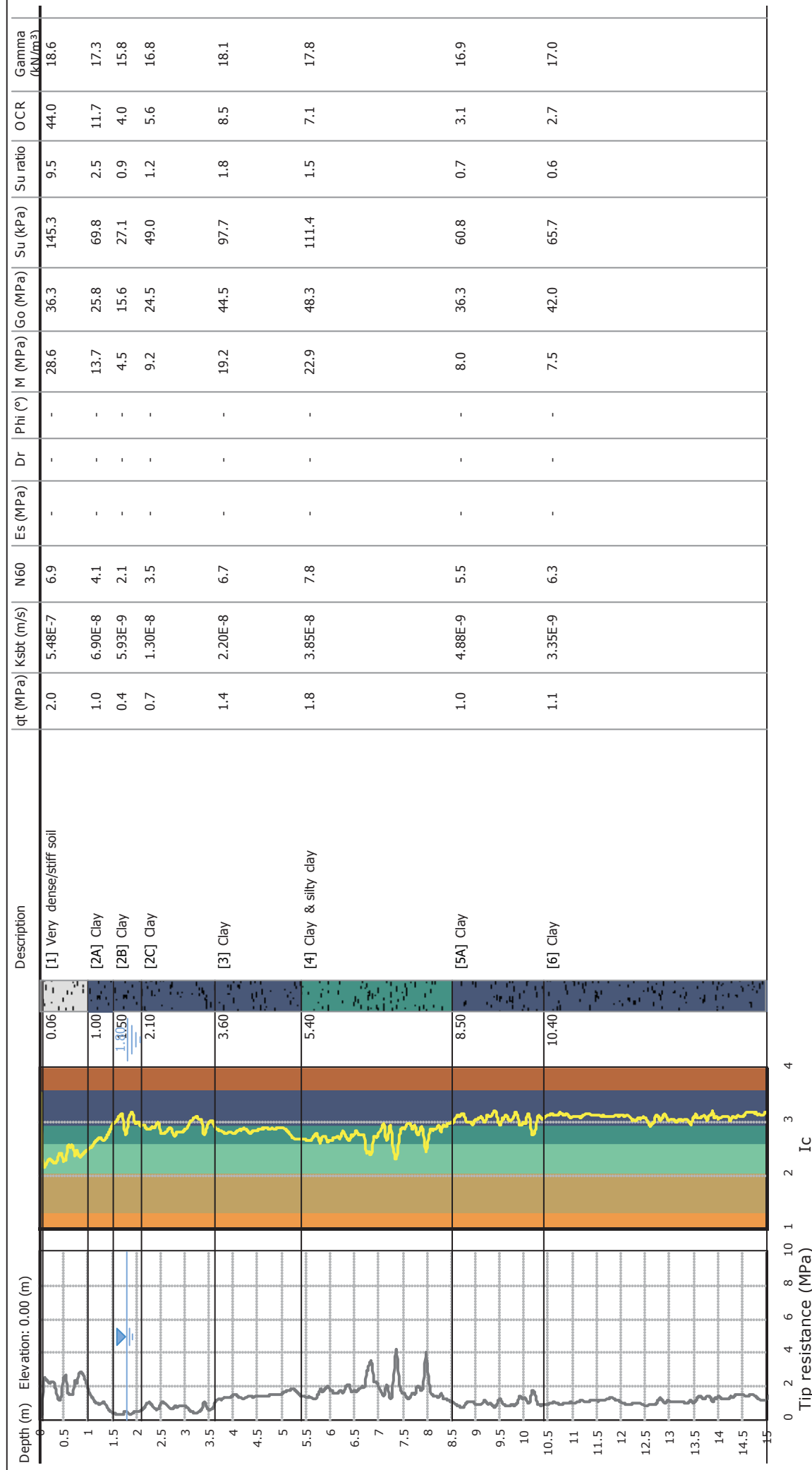
CPT: CPTU1
Total depth: 15.27 m, Date: 12/04/2022

| Depth (m) | Elevation: 0.00 (m) | Description | qt (MPa) | Ksbt (m/s) | N60 | Es (MPa) | Dr | Phi (°) | M (MPa) | Go (MPa) | Su (kPa) | Su ratio | OCR | Gamma (kN/m³) |
|-----------|---------------------|---------------------------|----------|------------|-----|----------|----|---------|---------|----------|----------|----------|------|---------------|
| 0.5 | | [1] Very dense/stiff soil | 2.2 | 5.29E-7 | 7.5 | - | - | - | 31.6 | 39.7 | 154.8 | 12.1 | 55.7 | 19.0 |
| 1 | | [2A] Clay | 1.1 | 7.72E-8 | 4.8 | - | - | - | 15.7 | 29.0 | 79.9 | 3.2 | 15.0 | 17.7 |
| 1.5 | | [2B] Clay | 0.6 | 1.47E-8 | 3.3 | - | - | - | 8.6 | 21.5 | 43.9 | 1.4 | 6.3 | 16.7 |
| 2 | | [2C] Clay | 0.6 | 1.14E-8 | 3.1 | - | - | - | 8.0 | 21.8 | 42.6 | 1.1 | 5.2 | 16.5 |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | | [3] Clay | 1.1 | 1.59E-8 | 5.1 | - | - | - | 14.1 | 34.7 | 72.0 | 1.5 | 7.1 | 17.5 |
| 3.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4.5 | | [3] Clay | 1.5 | 1.77E-8 | 7.0 | - | - | - | 19.6 | 47.4 | 100.1 | 1.8 | 8.4 | 18.2 |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 5.5 | | [4] Clay & silty clay | 1.5 | 2.96E-8 | 7.0 | - | - | - | 19.4 | 43.6 | 97.2 | 1.3 | 6.2 | 17.6 |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | | | | | |
| 7.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | |
| 8.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | | [5A] Clay | 0.9 | 5.25E-9 | 5.0 | - | - | - | 6.7 | 32.7 | 55.4 | 0.6 | 2.9 | 16.5 |
| 9.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | | [5B] Clay | 1.5 | 1.68E-8 | 7.0 | - | - | - | 15.7 | 44.0 | 92.2 | 1.0 | 4.5 | 17.3 |
| 10.5 | | [6] Clay | 1.2 | 3.56E-9 | 6.5 | - | - | - | 8.4 | 43.9 | 69.4 | 0.6 | 2.9 | 17.1 |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | |
| 11.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | |
| 12.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | |
| 14.5 | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | |

Tip resistance (MPa)

Ic





SAN GIORGIO DI PIANO - PINQUA, TR1

Instrument: TRZ-0108/01-10

Start recording: 12/04/02 14:27:53 End recording: 12/04/02 14:47:53

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 82% trace (manual window selection)

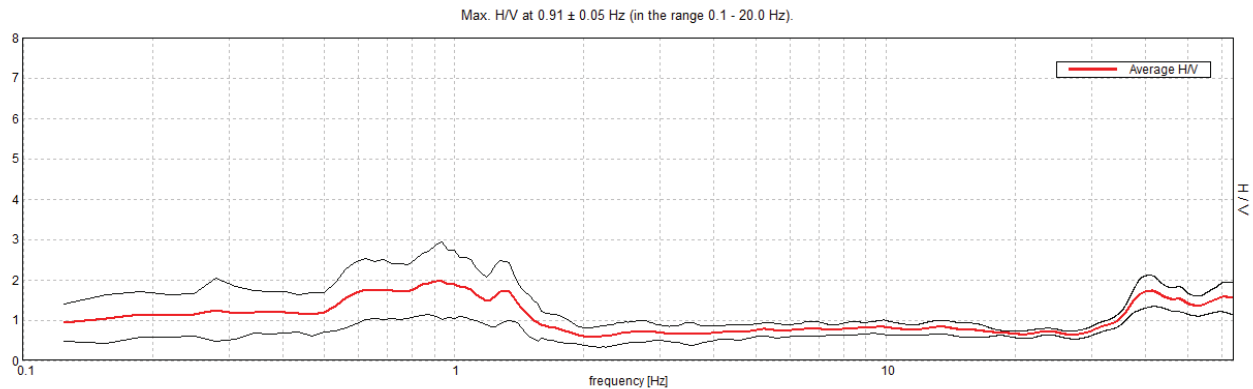
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

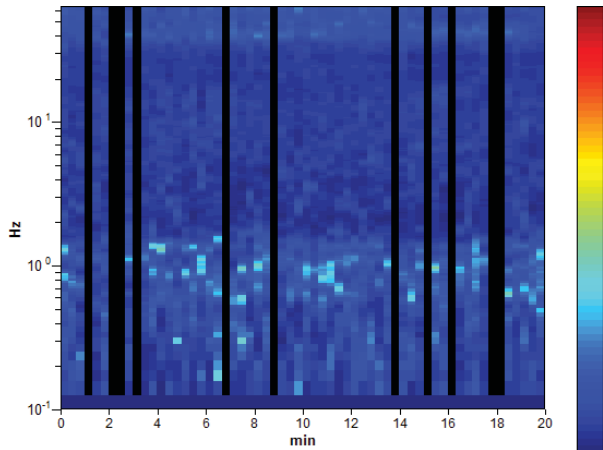
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

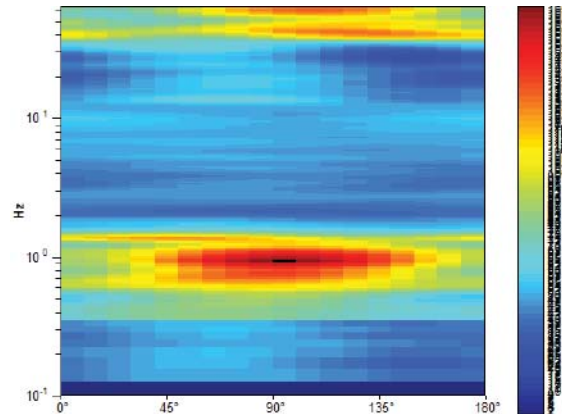
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



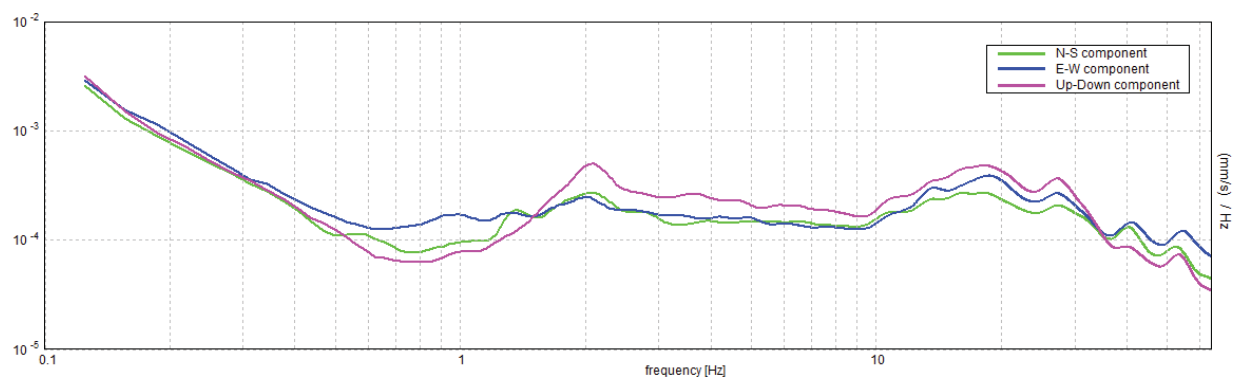
H/V TIME HISTORY



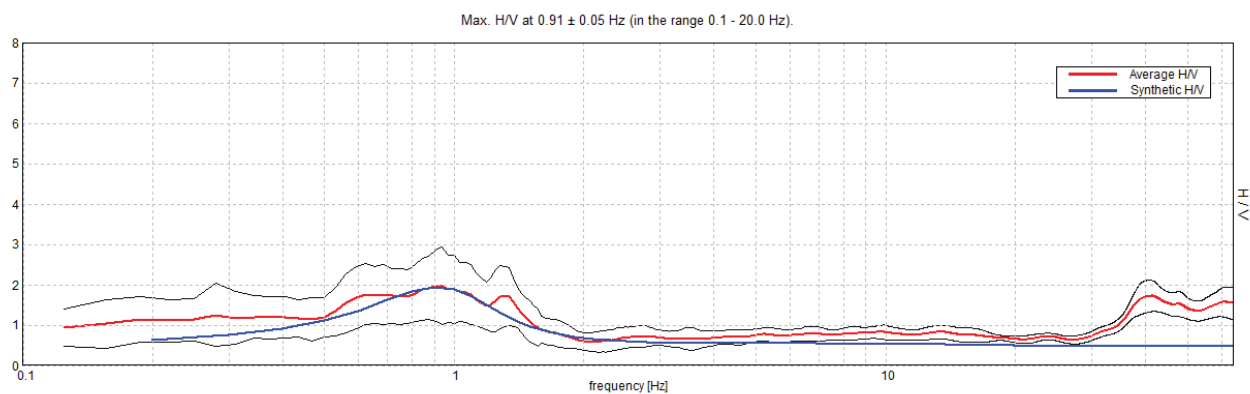
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

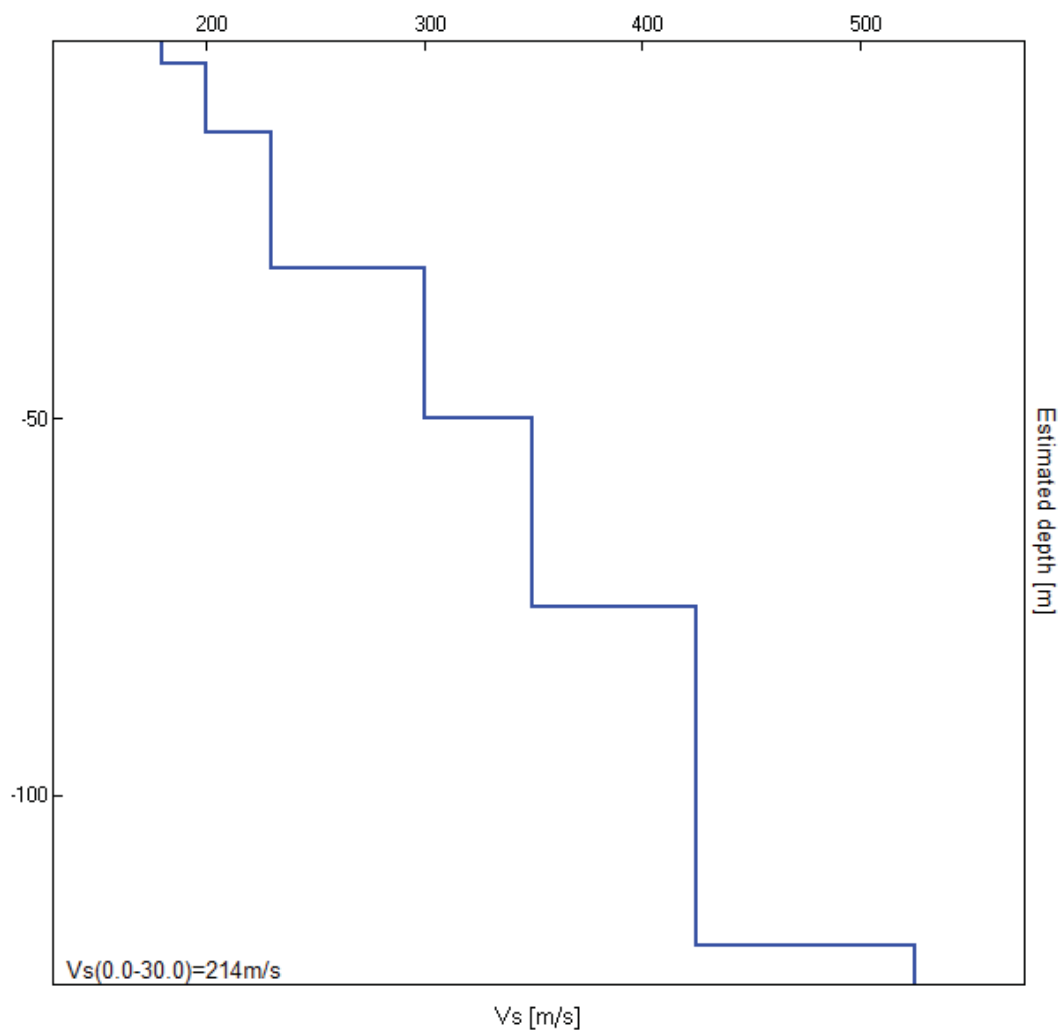


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



| Depth at the bottom of the layer [m] | Thickness [m] | Vs [m/s] |
|--------------------------------------|---------------|----------|
| 3.00 | 3.00 | 180 |
| 12.00 | 9.00 | 200 |
| 30.00 | 18.00 | 230 |
| 50.00 | 20.00 | 300 |
| 75.00 | 25.00 | 350 |
| 120.00 | 45.00 | 425 |
| inf. | inf. | 525 |

Vs(0.0-30.0)=214m/s



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 0.91 ± 0.05 Hz (in the range 0.1 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

| | | | |
|--|----------------------------|----|--|
| $f_0 > 10 / L_w$ | $0.91 > 0.50$ | OK | |
| $n_c(f_0) > 200$ | $888.1 > 200$ | OK | |
| $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ | Exceeded 0 out of 44 times | OK | |

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

| | | | |
|---|---------------------|----|----|
| Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$ | | | NO |
| Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$ | 1.563 Hz | OK | |
| $A_0 > 2$ | $1.97 > 2$ | | NO |
| $f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ | $ 0.02944 < 0.05$ | OK | |
| $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ | $0.02668 < 0.13594$ | OK | |
| $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$ | $0.437 < 2.0$ | OK | |

| | |
|------------------------|---|
| L_w | window length |
| n_w | number of windows used in the analysis |
| $n_c = L_w n_w f_0$ | number of significant cycles |
| f | current frequency |
| f_0 | H/V peak frequency |
| σ_f | standard deviation of H/V peak frequency |
| $\varepsilon(f_0)$ | threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ |
| A_0 | H/V peak amplitude at frequency f_0 |
| $A_{H/V}(f)$ | H/V curve amplitude at frequency f |
| f^- | frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ |
| f^+ | frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ |
| $\sigma_A(f)$ | standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided |
| $\sigma_{\log H/V}(f)$ | standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve |
| $\theta(f_0)$ | threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$ |

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

| Freq. range [Hz] | < 0.2 | 0.2 – 0.5 | 0.5 – 1.0 | 1.0 – 2.0 | > 2.0 |
|---|------------|-----------|------------|------------|------------|
| $\varepsilon(f_0)$ [Hz] | $0.25 f_0$ | $0.2 f_0$ | $0.15 f_0$ | $0.10 f_0$ | $0.05 f_0$ |
| $\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$ | 3.0 | 2.5 | 2.0 | 1.78 | 1.58 |
| $\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$ | 0.48 | 0.40 | 0.30 | 0.25 | 0.20 |

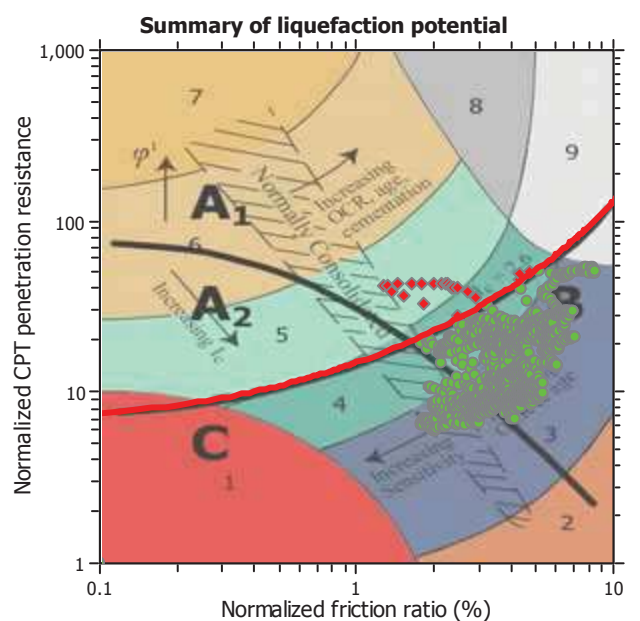
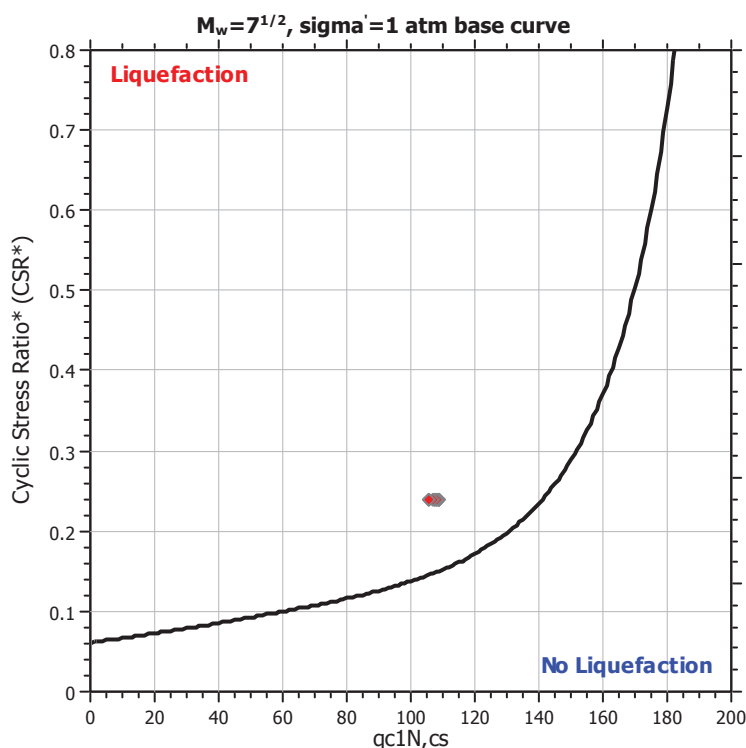
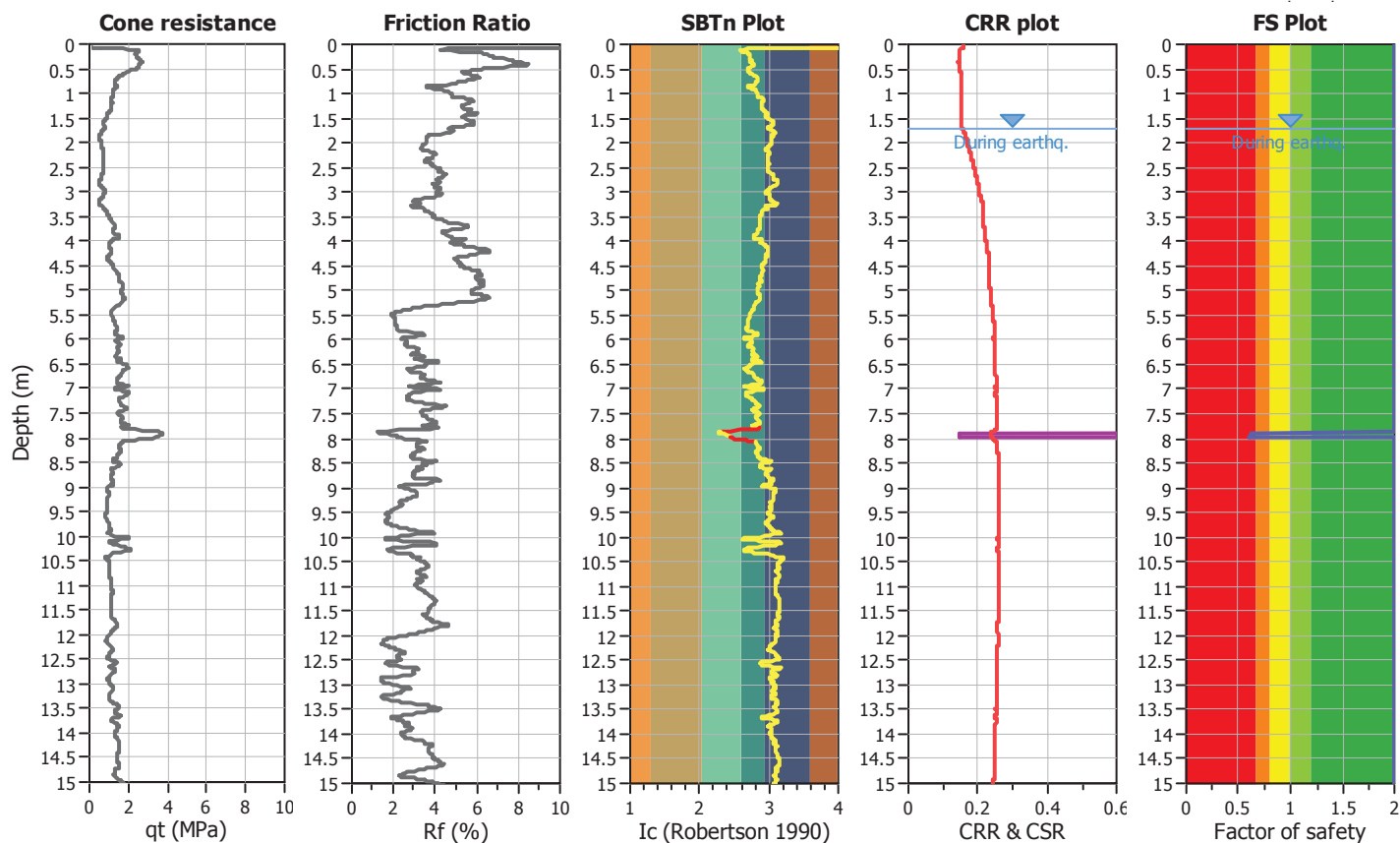
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : Progetto PINQUA - sede Unione Reno-Galliera **Location :** Via Fariselli - San Giorgio di Piano (BO)

CPT file : CPTU1

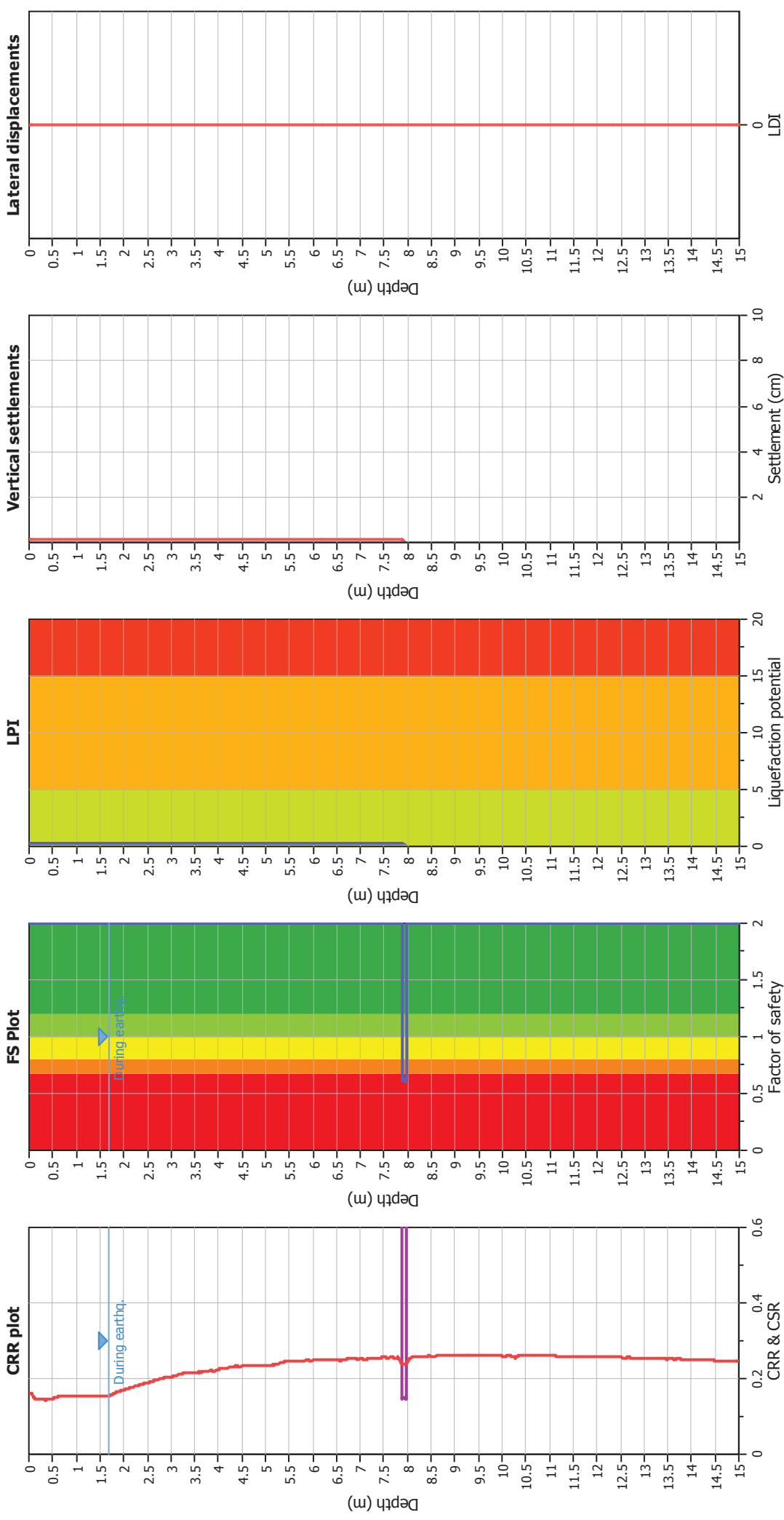
Input parameters and analysis data

| | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-------------------------|-----|----------------------|------------|
| Analysis method: | B&I (2014) | G.W.T. (in-situ): | 1.70 m | Use fill: | No | Clay like behavior | |
| Fines correction method: | B&I (2014) | G.W.T. (earthq.): | 1.70 m | Fill height: | N/A | applied: | Sands only |
| Points to test: | Based on Ic value | Average results interval: | 3 | Fill weight: | N/A | Limit depth applied: | Yes |
| Earthquake magnitude M_w : | 6.14 | Ic cut-off value: | 2.60 | Trans. detect. applied: | Yes | Limit depth: | 20.00 m |
| Peak ground acceleration: | 0.24 | Unit weight calculation: | Based on SBT | K_g applied: | Yes | MSF method: | Method |



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

| | |
|--------------------------------|----------------------|
| Analysis method: | B&I (2014) |
| Fines correction method: | B&I (2014) |
| Points to test: | Based on I_c value |
| Earthquake magnitude M_w : | 6.14 |
| Peak ground acceleration: | 0.24 |
| Depth to water table (insitu): | 1.70 m |

F.S. color scheme

| | |
|---|----------------|
| Almost certain it will liquefy | Very high risk |
| Very likely to liquefy | High risk |
| Liquefaction and no liq. are equally likely | Low risk |
| Unlike to liquefy | |
| Almost certain it will not liquefy | |

LPI color scheme

| |
|----------------|
| Very high risk |
| High risk |
| Low risk |

| | |
|-----------------------------|------------|
| Fill weight: | N/A |
| Transition detect. applied: | Yes |
| K_{σ} applied: | Yes |
| Clay like behavior applied: | Sands only |
| Limit depth applied: | Yes |
| Limit depth: | 20.00 m |

| | |
|---------------------------|--------------|
| Depth to GWT (earthq.): | 1.70 m |
| Average results interval: | 3 |
| I_c cut-off value: | 2.60 |
| Unit weight calculation: | Based on SBT |
| Use fill: | No |
| Fill height: | N/A |

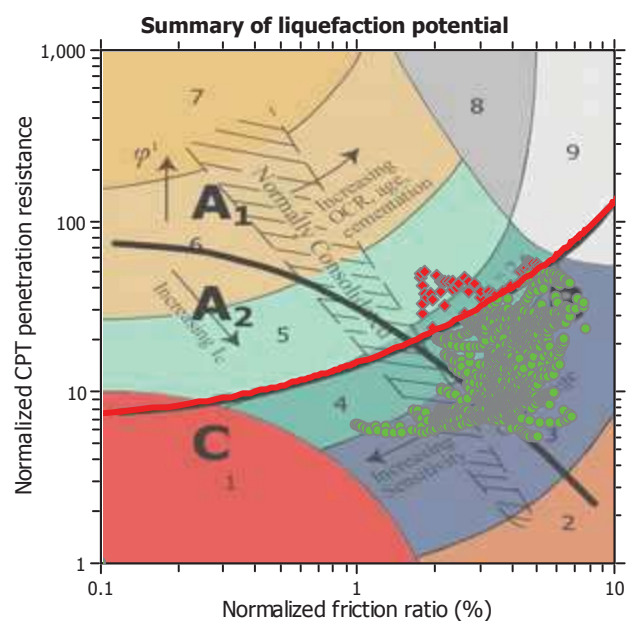
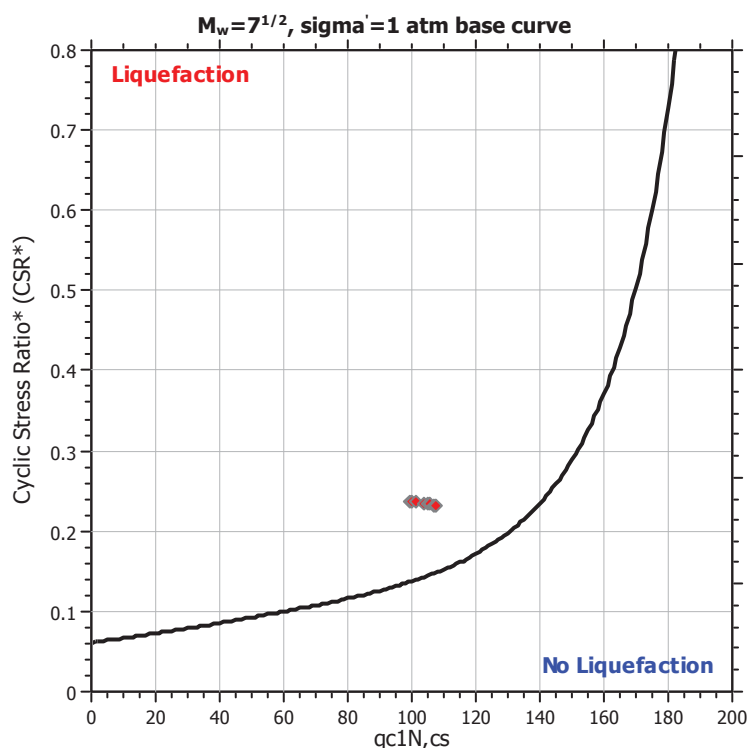
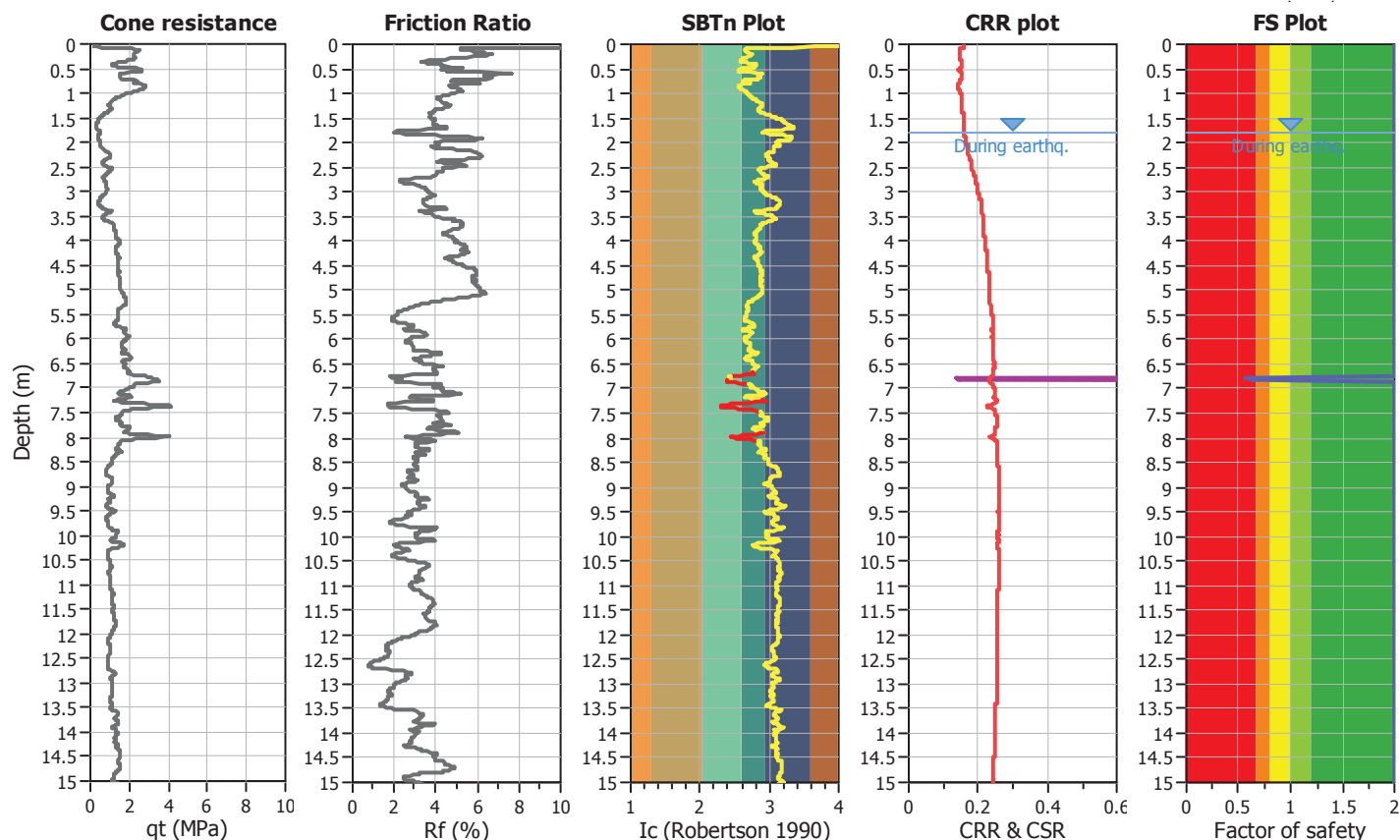
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : Progetto PINQUA - sede Unione Reno-Galliera **Location :** Via Fariselli - San Giorgio di Piano (BO)

CPT file : CPTU2

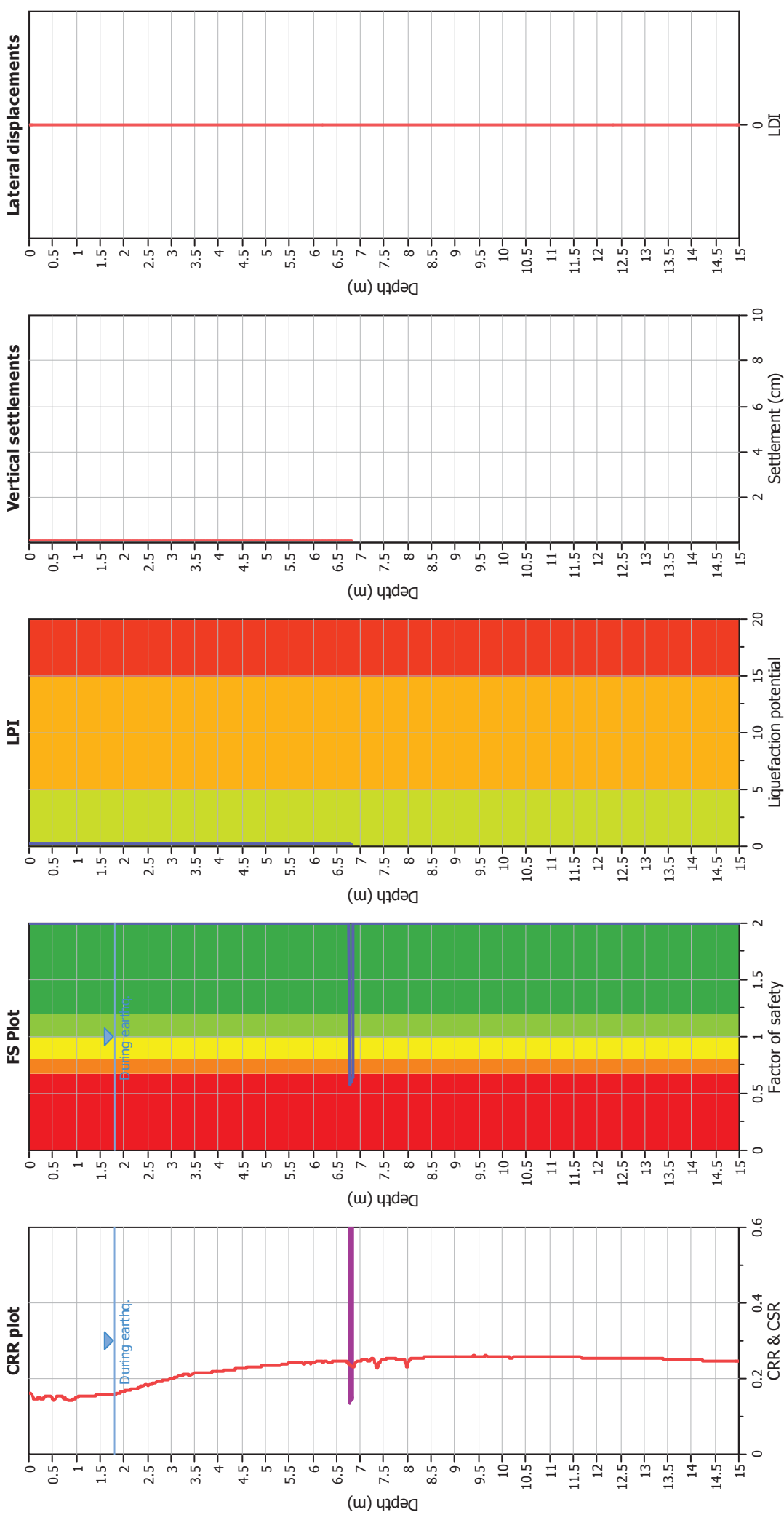
Input parameters and analysis data

| | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-------------------------|-----|----------------------|------------|
| Analysis method: | B&I (2014) | G.W.T. (in-situ): | 1.80 m | Use fill: | No | Clay like behavior | |
| Fines correction method: | B&I (2014) | G.W.T. (earthq.): | 1.80 m | Fill height: | N/A | applied: | Sands only |
| Points to test: | Based on Ic value | Average results interval: | 3 | Fill weight: | N/A | Limit depth applied: | Yes |
| Earthquake magnitude M_w : | 6.14 | Ic cut-off value: | 2.60 | Trans. detect. applied: | Yes | Limit depth: | 20.00 m |
| Peak ground acceleration: | 0.24 | Unit weight calculation: | Based on SBT | K_g applied: | Yes | MSF method: | Method |



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

| | |
|--------------------------------|-------------------|
| Analysis method: | B&I (2014) |
| Fines correction method: | B&I (2014) |
| Points to test: | Based on Ic value |
| Earthquake magnitude M_w : | 6.14 |
| Peak ground acceleration: | 0.24 |
| Depth to water table (insitu): | 1.80 m |

F.S. color scheme

| | |
|---|----------------|
| Almost certain it will liquefy | Very high risk |
| Very likely to liquefy | High risk |
| Liquefaction and no liq. are equally likely | Low risk |
| Unlike to liquefy | |
| Almost certain it will not liquefy | |

LPI color scheme

| |
|----------------|
| Very high risk |
| High risk |
| Low risk |

| | |
|-----------------------------|------------|
| Fill weight: | N/A |
| Transition detect. applied: | Yes |
| K_{α} applied: | Yes |
| Clay like behavior applied: | Sands only |
| Limit depth applied: | Yes |
| Limit depth: | 20.00 m |

| | |
|---------------------------|--------------|
| Depth to GWT (earthq.): | 1.80 m |
| Average results interval: | 3 |
| Ic cut-off value: | 2.60 |
| Unit weight calculation: | Based on SBT |
| Use fill: | No |
| Fill height: | N/A |