

# Relazione Geologica & Geotecnica

REALIZZAZIONE IMPIANTO FOTOVOLTAICO E OPERE CONNESSE

Azienda	MAPO HONEYS.r.l.
Sede Legale	Via Borgo dei Leoni, 63, 44121 Ferrara (FE)
C.F.	02090130382
P. IVA	02090130382

\*\*\*\*\*

Dettaglio Revisioni

\*\*\*\*\*

Data	Rev.	Preparato	Controllato	Verificato	Visto dell'Azienda
13/12/2022	Rev.0	P.L./S.S.	M.B./S.S.	M.B.	

#### **Proprietà Intellettuale**

Il presente documento è di proprietà esclusiva di Start Engineering S.r.l. (P.I. 04166670986), che ne detiene tutti i diritti di riproduzione, diffusione, distribuzione e alienazione, nonché ogni ulteriore diritto individuato dalla vigente normativa in materia di diritto d'autore. Il presente documento ed il suo contenuto non possono, pertanto, essere ceduti, copiati, diffusi o riprodotti, né citati, sintetizzati, o modificati, anche parzialmente, senza l'esplicito consenso di Start Engineering S.r.l..

Ogni prodotto o Società menzionati in questa relazione sono marchi dei rispettivi proprietari o titolari e possono essere protetti da brevetti e/o copyright concessi o registrati dalle autorità preposte.

## INDICE

1. Premessa	4
2. Modello Geologico	4
2.1. <i>Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico</i>	4
3. Inquadramento urbanistico dell'area	13
3.1. <i>Pericolosità e rischio idraulico e idrogeologico</i>	15
3.2. <i>Vincoli</i>	19
4. Inquadramento sismico	23
4.1. <i>Caratteristiche sismiche del territorio</i>	23
4.2. <i>Studio di microzonazione sismica di Terzo livello del Comune di Ferrara</i>	25
5. Scelta del terremoto di progetto e stima degli effetti di sito	28
5.1. <i>Premessa</i>	28
5.2. <i>Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento</i>	28
5.2.1. Stati limite, probabilità di superamento e periodo di ritorno	29
5.2.2. Pericolosità sismica di base	29
5.2.3. Pericolosità sismica di sito	30
5.2.4. Coefficienti sismici	30
5.2.5. Coefficienti sismici fondazioni e stabilità dei pendii	30
5.2.6. Classificazione del sottosuolo	31
5.2.7. Determinazione del sisma di progetto	32
5.2.8. Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici	36
6. Modello geologico e geotecnico	37
6.1. <i>Indagine geognostica in sito</i>	37
6.1.1. breve descrizione dell'indagine effettuata	37
6.1.2. Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche	37
6.2. <i>Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno</i>	37
7. Verifiche agli stati limite ultimi (S.L.U.)	47
7.1. <i>Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche</i>	47
7.1.1. Esclusione della verifica a liquefazione	47
7.2. <i>Verifica alla liquefazione nel sito in esame</i>	47
8. Conclusioni	57

## 1. PREMESSA

Su incarico della società Mapo Honey S.r.l. è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo del sito d'indagine a Ferrara (FE), in Via Bentivoglio - Via Battara, distinto ai Mappali 268, 282 e 352 del Foglio 66 del C.C. di Ferrara (FE), il quale sarà interessato dalla realizzazione di un impianto fotovoltaico e opere connesse.



La presente relazione geologica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. paragrafi 6.2.1 e 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- II. Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°5 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU);
- n°3 indagini geofisiche con tecnica HVSR.

I dati reperiti sono serviti sia per la definizione lito-stratigrafica sia per la parametrizzazione geotecnica dei terreni che caratterizzano il volume significativo di sottosuolo che verrà influenzato dalle opere di fondazione.

Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni allegate al progetto.

## 2. MODELLO GEOLOGICO

### 2.1. *Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico*

L'area oggetto dello studio ha un'estensione di circa 190.000 mq, ricade nel settore centro settentrionale del territorio comunale di Ferrara (FE), immediatamente a sud della frazione di Pontelagoscuro, in un'area pianeggiante, attualmente destinata a coltivazioni agricole, ad una altitudine compresa tra circa +4.40 m e +3.70 m s.l.m. ed insiste sui Mappali 268, 282 e 352 del



Foglio 66 del N.C.T.R. del Comune di Ferrara (FE). L'area è geograficamente rappresentata nella sezione 185120 "Pontelagoscuro" della Carta Tecnica Regionale della Regione Emilia Romagna (C.T.R. R.E.R.) alla scala 1:10.000.



Figura 1 - STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



Figura 2 - STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE – Sez. 180120 (Fonte: Geoportale Regione Emilia-Romagna)

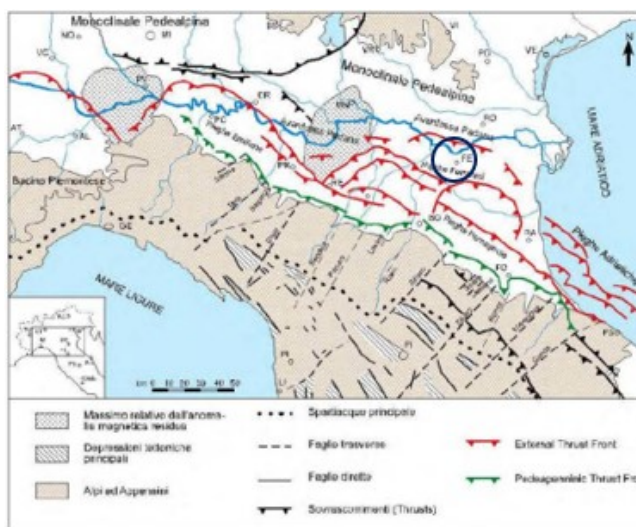


Figura 3 - STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE

Il territorio del Comune di Ferrara si trova nella Pianura Padana, una depressione tettonica formata fra le Alpi e gli Appennini, quando tali catene montuose si sollevarono ed emersero dal mare in seguito a fenomeni orogenetici, e colmata da depositi di materiali sciolti di origine marina e fluvio-deltizia; esso occupa una superficie di circa 405 km<sup>2</sup> e si colloca nella fascia centro-occidentale dell'omonima provincia.

Il territorio ferrarese, a scala regionale, si trova nella Pianura Padana, una depressione tettonica formata fra le Alpi e gli Appennini quando tali catene montuose si sollevarono ed emersero dal mare in seguito a fenomeni orogenetici, e successivamente colmata da depositi di materiali sciolti di origine marina e fluvio-deltizia. Dal punto di vista geologico-strutturale il bacino dell'attuale Pianura Padana tuttora subsidente, era compreso nel più ampio Bacino Padano-Adriatico, che corrisponde alla zona di subsidenza sin-orogena e post-orogena compresa tra le zone di sollevamento dell'Appennino e delle Alpi; strutturalmente è stato identificato a partire dal Trias come avanfossa delle catene montuose delle Alpi e degli Appennini originatisi dalla progressiva subduzione della placca Africana verso quella Europea con probabile subduzione della interposta microplacca padano-adriatica soggetta ad un doppio fenomeno di compressione, al di sotto delle coltri appenniniche e sud alpine.

Nei territori di interesse causa dell'alternarsi di periodi freddi e caldi, nel corso degli ultimi 10.000 anni si è assistito ad una continua variazione della linea di costa con continue regressioni e progressioni marine e correlati fenomeni di rotte, esondazioni, formazione di aree paludose, accrescimento degli apparati deltizi, rielaborazione dei depositi alluvionali e formazione di dune costiere. A tali movimenti orizzontali si assommava la continua subsidenza della superficie topografica la quale creava ulteriore spazio per la deposizione di altro materiale trasportato dai fiumi o rielaborato dal mare.



L'avvicendamento di questi diversi processi e la pluralità degli ambienti deposizionali che si sono succeduti nello spazio e nel tempo, hanno determinato un'estrema complessità e variabilità litologica dei sedimenti quaternari nel territorio ferrarese. Nel sottosuolo si rinvenivano alternanze di strati sabbiosi, talora ghiaiosi, permeabili con strati limoso – argillosi poco permeabili o impermeabili variamente ondulati. Tali depositi presentano spessori variabili con massimi e minimi distribuiti secondo l'andamento delle aree rilevate e depresse che ammantavano e colmavano durante la deposizione.

Dalla consultazione della cartografia a grande scala (Foglio 76 "Ferrara" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000) emerge che i depositi presenti nel sito oggetto di indagine sono ascrivibili a materiali di natura alluvionale; nello specifico, in parte sono caratterizzati da terreni sabbiosi (s) contenenti meno del 25% di materiali argillosi (settore NW) e in parte sono caratterizzati da terreni sabbioso-argillosi (sa) contenenti dal 25% al 40% di materiali argillosi (settore SE).





Figura 4 - STRALCIO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA 1:100000- F.76 FERRARA (Fonte: ISPRA)

Il tetto del substrato roccioso, identificante il margine settentrionale sepolto della catena Appenninica, si incontra a partire dal piano campagna, a profondità variabili fra poco meno di 200 m e più di 2000 m. Esso appartiene alle formazioni di età Pre-Pliocenica ed è caratterizzato, dal punto di vista tettonico, da una fitta serie di anticlinali, faglie inverse e ricoprimenti con assi allungati secondo la direzione WNW-ESE.

Lungo gli allineamenti tettonici, lo spessore dei depositi quaternari subisce una notevole riduzione, sino a poche decine di metri (80/90 m). In termini generali ed in modo schematico possiamo individuare tre zone principali:

- "Zona delle pieghe pedeappenniniche", dal margine collinare alla Via Emilia, costituita da una successione di sinclinali ed anticlinali, con asse a vergenza appenninica, spesso fagliate e sovrascorse sul fianco Nord;
- "Zona della Sinclinale di Bologna-Bomporto-Reggio Emilia", dove i depositi quaternari raggiungono il loro massimo spessore per tutta la pianura Padana;
- "Zona della Dorsale Ferrarese", alto strutturale costituito da una serie di pieghe associate a faglie dove, talora, lo spessore del Quaternario si riduce a poche decine di metri.

Questo andamento ad archi di pieghe del fronte sepolto dell'Appennino, di messa in posto sempre più recente, man mano si procede verso le aree più esterne e da correlarsi con il movimento di rotazione della catena in senso antiorario, che genera raccorciamenti crostali di crescente intensità spostandosi dai settori occidentali a quelli orientali.

Nel territorio di indagine i litotipi più recenti sono rappresentati da accumuli detritici disordinati e caotici, in quello che era un golfo marino in subsidenza. Le rocce più antiche costituiscono una parte sepolta dell'Appennino; in particolare, l'area oggetto di studio insiste su una serie di pieghe anticlinali associate a faglie. Infatti, è noto attraverso le prospezioni del sottosuolo per ricerche di idrocarburi che l'arco delle pieghe ferraresi – romagnole, ora sepolte dalla coltre alluvionale, sono l'elemento strutturale più esterno dell'Appennino settentrionale.

Il territorio di Ferrara, si trova sulla sommità di una dorsale sepolta costituita da pieghe fagliate note con la denominazione di "Pieghe Ferraresi". Questa dorsale, in pianta, costituisce un arco il cui fronte si estende verso ovest fino a oltre Reggio Emilia, dove si unisce alle "Pieghe Emiliane", verso nord fino al Polesine e verso est fino alla costa adriatica dove, a sud-est di Ravenna, si unisce alle "Pieghe Adriatiche" (Pieri & Groppi, 1981). L'insieme di queste pieghe sepolte (Pieghe Emiliane-Ferraresi-Adriatiche) costituisce il vero fronte della catena appenninica; infatti le unità che costituiscono la catena appenninica proseguono nel sottosuolo ben oltre il limite morfologico tra catena e pianura (margine appenninico-padano) e sono attualmente sepolte dai sedimenti quaternari padani.

Dalla consultazione della Carta Geologica in scala 1:36.000 del RUE del Comune di Ferrara si evince che i depositi presenti nell'areale di progetto sono caratterizzati da argille e argille limose di piana interalvea, caratteristici della bassa piana alluvionale e deltizia del Fiume Po. Si tratta di argille plastiche nerastre, subordinate argille limose, argille torbose e torbe, con stratificazione poco evidente, bassi o bassissimi valori di resistenza alla punta penetrometrica, bassissimi valori di permeabilità nelle argille organiche, leggermente superiori nei livelli torbosi. Frequenti e ben preservati i resti di foglie e piante superiori, talvolta associati a bioclasti di gasteropodi continentali e lamellibranchi di acqua dolce, che possono mostrare tracce di dissoluzione. I sedimenti sono in genere amalgamati dalla bioturbazione, ma sono anche presenti livelli sottilmente laminati, di aspetto varvato, che verosimilmente registrano ambienti d'acqua dolce fortemente disossici o anossici. Alcuni corpi di argille limose e limi sono associati a piccoli canali intrapalustri curvilinei, come quelli siluppati nell'area a sud di Via delle Bonifiche e a nord-ovest del Polo

Chimico e in via Antonio Battistella. Questi sedimenti coesivi non formano aree particolarmente vaste, ma sono frequenti nella fascia compresa fra il casello autostradale di Ferrara Nord e via Vallelunga a Pontelagoscuro.



Figura 5 - STRALCIO CARTA GEOLOGICA (Fonte: Comune di Ferrara)

Il territorio in esame dal punto di vista litostratigrafico è caratterizzato da depositi di origine alluvionale, ascrivibili al contesto deposizionale di "Argine, canale e rotta fluviale", tale definizione paleogeografica deriva dalle caratteristiche tessiturali dei sedimenti meno profondi di origine Olocenica. Tali sedimenti sono la conseguenza della fase di accumulo detritico di tipo prevalentemente fluviale, contraddistinti da granulometrie eterogenee e da spessori notevolmente variabili sia verticalmente che arealmente.

Dall'esame della Carta Litologica del PSC comunale vigente si evince che il terreno costituente l'areale di progetto, nella sua estensione, è caratterizzato da tre litologie diverse: principalmente sono presenti sabbie argillose, per una parte minoritaria sono presenti sabbie limose e per una parte ancora più ridotta sono presenti miscele ternarie.

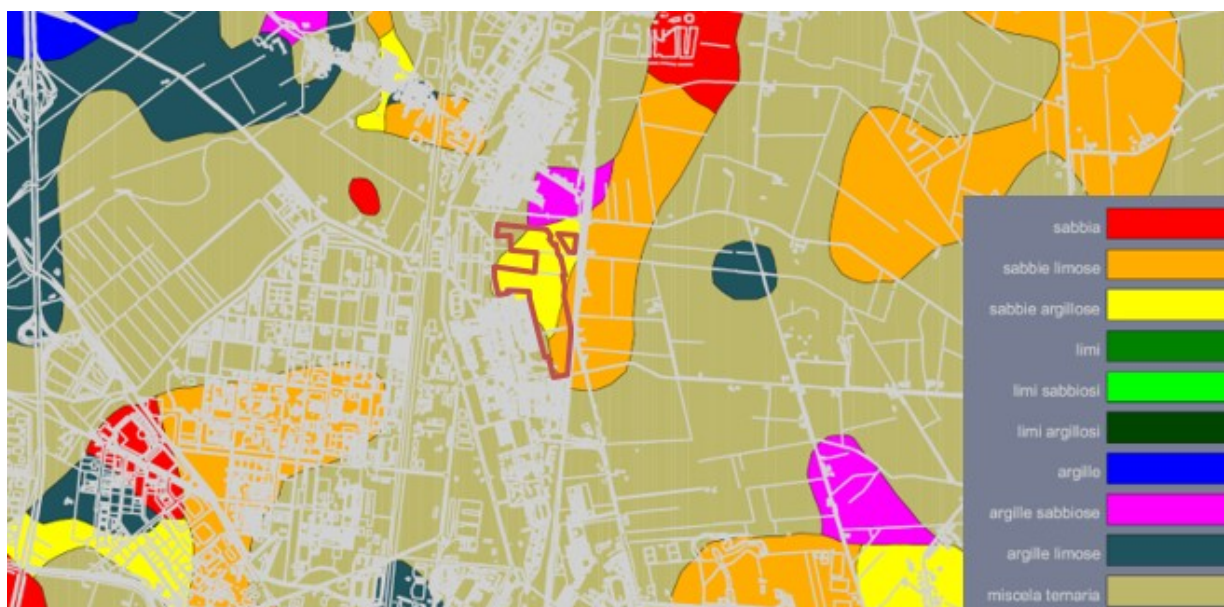


Figura 6 - STRALCIO CARTA LITOLOGICA PSC FERRARA

Dal punto di vista geomorfologico nell'area Ferrarese sono riscontrabili diverse morfologie relitte attribuibili ad antichi apparati fluviali presenti nella zona la cui espressione odierna è rappresentata da paleovalci, ovvero letti e argini fluviali non più attivi, conoidi di deiezione (ventagli di rotta) strutture legate alla rottura degli argini in occasione di eventi di piena e le "paleovalli",



ovvero le aree interfluviali depresse dove la sedimentazione era legata alla decantazione delle acque che invadavano tali aree durante le esondazioni dei corsi d'acqua.

Nella pianura del comune di Ferrara, in superficie affiorano sedimenti olocenici di piana alluvionale che si spingono in profondità per diversi metri. Seguono, all'aumentare della profondità, depositi più antichi di origine marina, lagunare e fluvioalustre e infine la roccia. La deposizione di tipo fluviale di epoca olocenica, avvenuta in modo non uniforme, ha avuto come conseguenza diretta un'estrema eterogeneità granulometrica, dei sedimenti presenti entro i primi 20-30 m di profondità, sia in senso verticale che laterale, per cui l'assetto stratigrafico della zona risulta piuttosto complesso. Nel Comune di Ferrara la litologia affiorante è il risultato di una dinamica fluvio-alluvionale recente, costituita in massima parte da miscele ternarie di sabbia-limo-argilla con distribuzione non omogenea ma legata principalmente al reticolo idrografico del fiume Po, in dettaglio il sito oggetto di studio insiste su depositi del Po di Volano di età medievale antica. I terreni sabbiosi, costituenti alti topografici, sono infatti localizzati in corrispondenza di antichi alvei fluviali o dei loro coni di esondazione, mentre quelli più fini (limi e argille) si ritrovano nelle piane alluvionali caratterizzate da zone topograficamente depresse. La stratigrafia superficiale del sito oggetto di indagine è costituita principalmente da depositi formati da argille, con subordinate intercalazioni limoso sabbiose e di argille torbose, depositi in età olocenica in ambienti di piana inondabile e depressione interalvea, alimentati dal Po.

Nel territorio del comune si possono quindi distinguere entro i primi 20 m di profondità tre ambienti morfologici - deposizionali principali:

- Ambiente dei paleoalvei, caratterizzato dalla presenza di corpi sabbiosi inclusi in macrostrati di terreni fini. Tali corpi sabbiosi, talvolta affioranti, spesso sepolti, si sviluppano linearmente seguendo i corsi degli alvei fluviali attivi o estinti; generalmente sono sormontati da decimetri di fanghi di chiusura dei canali;
- Ambiente dei bacini interfluviali, costituito dalle aree di sedimentazione delle frazioni più fini. Tale ambiente è caratterizzato dalla prevalenza di argille inorganiche, argille limose, limi argillosi laminati, argille organiche, con frequenti intercalazioni torbose;
- Ambiente di transizione dalle zone di paleoalveo a quelle dei bacini interfluviali, caratterizzato da alternanze di materiali fini e lenti sabbiose.

Un altro fenomeno che risulta infine modellare il territorio Ferrarese è rappresentato dalla subsidenza: tale processo di origine naturale (ma influenzato ed accelerato anche dalle azioni antropiche) interessa tutto il territorio comunale (anche se in maniera più marcata via via che ci si avvicina alla fascia costiera) ed è dovuto ad un lento assestamento e conseguente abbassamento dei sedimenti quaternari (stimato mediamente nell'ordine di 2-3 mm/anno, ma localmente con valori superiori a 5 mm/anno) a causa del loro progressivo costipamento. Nell'intervallo 1990-1999 si è stimato che, presso l'area di studio, l'abbassamento del suolo era pari a circa 6-7 mm/anno.

Dall'analisi della Carta Geomorfologica del PSC comunale vigente si evince che nel settore settentrionale dell'area di studio è presente una forma di esondazione a conoide connessa al termine di un paleoalveo non dossivo. Non si segnalano ulteriori elementi geomorfologici rilevanti e/o processi geomorfologici in atto entro il sito di progetto.

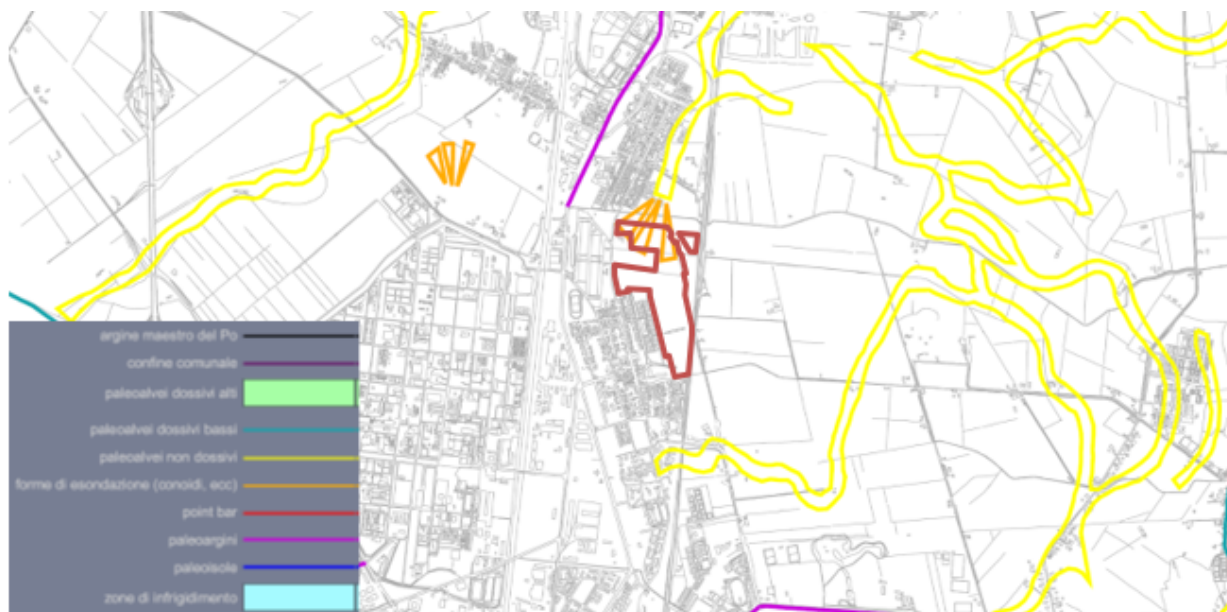


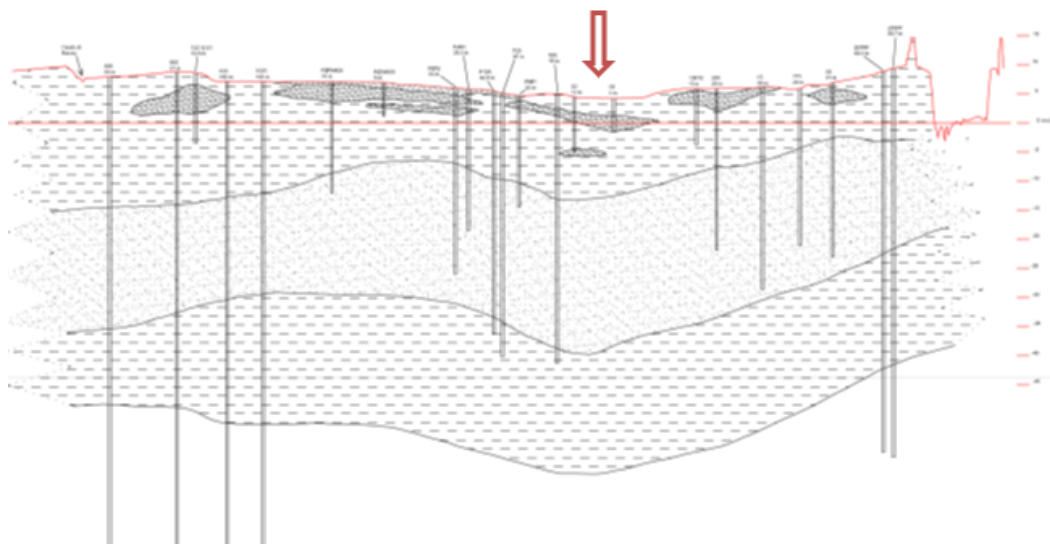
Figura 7 - STRALCIO CARTA GEOMORFOLOGICA PSC FERRARA

Dal punto di vista idrografico l'elemento principale che contraddistingue il territorio comunale ferrarese è il Fiume Po, che funge da confine a Nord e rispetto al quale il comune si trova in destra idrografica. Questo, vista la sua quota sopraelevata rispetto al piano campagna di riferimento, funge da spartiacque naturale e non svolge quindi nessuna funzione scolante.

L'intero territorio comunale è però caratterizzato anche dalla presenza di una fitta e sviluppata rete di canali e scoli sia consortili che non e da fossati interdipendenti che hanno il compito di raccogliere le acque meteoriche e superficiali per poi convogliarle (anche meccanicamente tramite impianti idrovori) nei collettori principali. Tra questi i più importanti sono il Po di Volano che taglia la città da Nord-Ovest a Sud-Est, il Po Morto di Primaro con direzione di scorrimento pressoché Nord-Sud, il Canale Boicelli che scorre da Sud a Nord ed il Canale di Burana con verso di scorrimento che va da Nord-Ovest a Sud-Est. In via generale si può comunque affermare che le linee di drenaggio preferenziali, influenzate dall'assetto morfologico del microrilievo e di conseguenza caratterizzate da scarse velocità di scorrimento, presentano prevalentemente direzione da Ovest ad Est.

Per quanto riguarda il sito di progetto si menzionano tre corsi d'acqua di importanza rilevante: il Canal Bianco, che scorre qualche decina di m a Nord del confine settentrionale, lo Scolo Conchina, che solca il settore settentrionale in senso W-E e lo Scolo Conca Nuova, il cui tratto è adiacente al confine meridionale.

Dal punto di vista idrogeologico l'area comunale si inserisce nel quadro generale della pianura ferrarese, la quale risulta essere caratterizzata dall'alternarsi di sedimenti più o meno permeabili, dove gli strati costituiti da sabbie e sabbie limose di origine fluviale rappresentano i livelli acquiferi e gli strati argillosi quelli impermeabili, dando origine così ad un sistema di falde confinate e localmente semi-confinate. Tale caratteristica fa sì quindi che ci si trovi di fronte ad un sistema acquifero differenziato, ovvero ad un sistema multifalde in cui quella più superficiale risulta libera (freatica), mentre quelle sottostanti sono in pressione (artesiane).



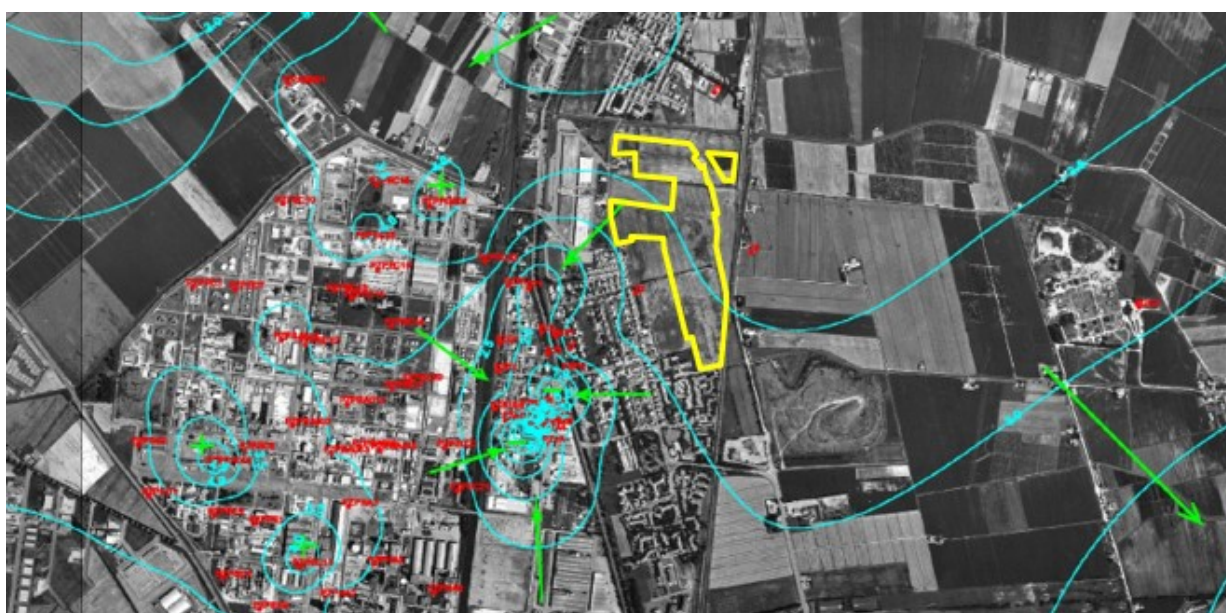
La falda superficiale (o freatica), generalmente libera e poco profonda, è caratterizzata da una continuità spaziale variabile ed in alcuni casi, dove gli strati sabbiosi vengono delimitati non solo inferiormente ma anche lateralmente da terreni argillosi impermeabili, vengono a formarsi talvolta delle falde sospese. La falda freatica risulta essere in diretta comunicazione con la superficie attraverso la porzione non satura del terreno e presenta un gradiente idraulico prevalentemente modesto, anche se in prossimità del Fiume Po questo tende ad aumentare. Questa è alimentata prevalentemente dalle precipitazioni meteoriche e quindi dall'infiltrazione diretta delle acque superficiali attraverso la soprastante superficie topografica, anche se lungo la lunga fascia interessata dal corso del Fiume Po tale falda risulta essere fortemente influenzata dal carico idraulico del Fiume stesso e dalla sua dispersione laterale di sub-alveo. Occorre infine specificare che in alcune aree comunali un altro fattore d'influenza è rappresentato dall'immissione artificiale d'acqua nel sottosuolo tramite irrigazione o al contrario dall'azione di prosciugamento derivato dalle azioni di bonifica.

La consultazione dei dati pervenuti dalle prove pubblicate dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna associata all'osservazione del microrilievo, mostra un livello statico della falda freatica (soggiacenza) che solitamente risulta compreso tra -1,00 e - 4,00 m dal p.c., anche se localmente possono verificarsi eccezioni. In via generale però si può comunque affermare che il livello freatico è principalmente regolato dal regime delle precipitazioni, per cui le sue oscillazioni seguono l'andamento annuale delle piogge, anche se occorre tenere conto del naturale sfasamento legato alla velocità di ricarica dell'acquifero. Infine per quanto riguarda la permeabilità primaria (ovvero quella per porosità) è da considerarsi molto variabile

sia orizzontalmente che verticalmente: infatti i livelli prevalentemente sabbiosi sono caratterizzati da medio-alta porosità ed hanno indicativamente valori di permeabilità buoni compresi fra  $10^{-3}$  e  $10^{-4}$  m/s, mentre per le litologie più profonde maggiormente coesive ci si aspetta invece valori molto più bassi compresi tra  $10^{-7}$  e  $10^{-8}$  m/s.

Dall'esame della Carta della Morfologia della superficie piezometrica del primo acquifero in pressione (Dicembre 2003) del PSC del Comune di Ferrara si evince che la quota del livello di falda è compresa tra circa +2.0 e +3.0 m s.l.m.; ciò significa che la soggiacenza del livello di falda oscilla tra un massimo di circa 2.5 m e un minimo di 0.70 m dal p.c., dipendente dalle variazioni stagionali e dalle attività antropiche che ne condizionano il comportamento. A questo proposito si segnala che nel sottosuolo dell'area di studio la morfologia della superficie freatica risulta influenzata dalle attività di emungimento esercitate presso lo stabilimento Solvey poco distante (qualche centinaio di metri a SW). La direzione di deflusso delle acque sotterranee locale è orientata circa NE-SW, con il gradiente idraulico che va via via aumentando man mano che ci si sposta verso il settore SW dell'areale di progetto.

All'atto delle prove in sito (02/12/2022), è stata riscontrata la presenza della falda freatica ad una profondità compresa tra circa 1.65 m ÷ 2.60 m dal piano campagna.



Da un punto di vista geotecnico, nel territorio del comune si possono distinguere, entro i primi 20 m di profondità, tre ambienti morfologico-deposizionali principali:

- Ambiente dei paleoalvei, caratterizzato dalla presenza di corpi sabbiosi inclusi in macrostrati di terreni fini. Tali corpi sabbiosi, talvolta affioranti, spesso sepolti, si sviluppano linearmente seguendo i corsi degli alvei fluviali attivi o estinti; generalmente sono sormontati da decimetri di fanghi di chiusura dei canali.
- Ambiente dei bacini interfluviali, costituito dalle aree di sedimentazione delle frazioni più fini. Tale ambiente è caratterizzato dalla prevalenza di argille inorganiche, argille limose, limi argillosi laminati, argille organiche, con frequenti intercalazioni torbose.
- Ambiente di transizione dalle zone di paleoalveo a quelle dei bacini interfluviali, caratterizzato da alternanze di materiali fini e lenti sabbiose.

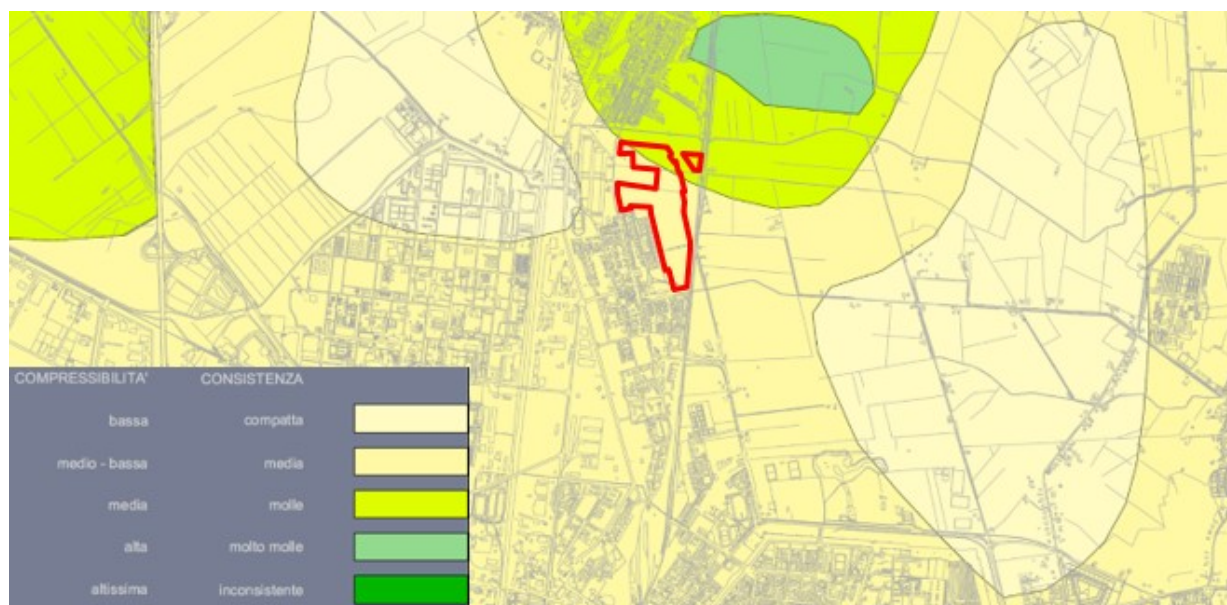
I depositi di epoca olocenica superficiali insistono su depositi sabbiosi di età fine-Pleistocene/primo-Olocene (ambienti di steppa-taiga glaciale di media pianura) diffusi con continuità in tutto il territorio comunale, più superficiali a nord, dove il tetto delle sabbie glaciali si trova tra i 18 m e i 25 m di profondità, più approfonditi a sud, dove il tetto si spinge fino ad oltre 30 m.

I terreni costituenti il sottosuolo dell'area di studio sono caratterizzati da ridotta eterogeneità e sono costituiti principalmente da una matrice di natura fine prevalentemente argillosa e debolmente limosa, all'interno della quale sono state rintracciate lenti discontinui spazialmente di materiale limoso-sabbioso, prevalentemente localizzabili tra 2 m e 7 m di profondità, e livelli torbosi decimetrici diffusi nei primi 15 m di profondità da p.c., come si può notare dalla tabella riassuntiva riportata nella di seguito.

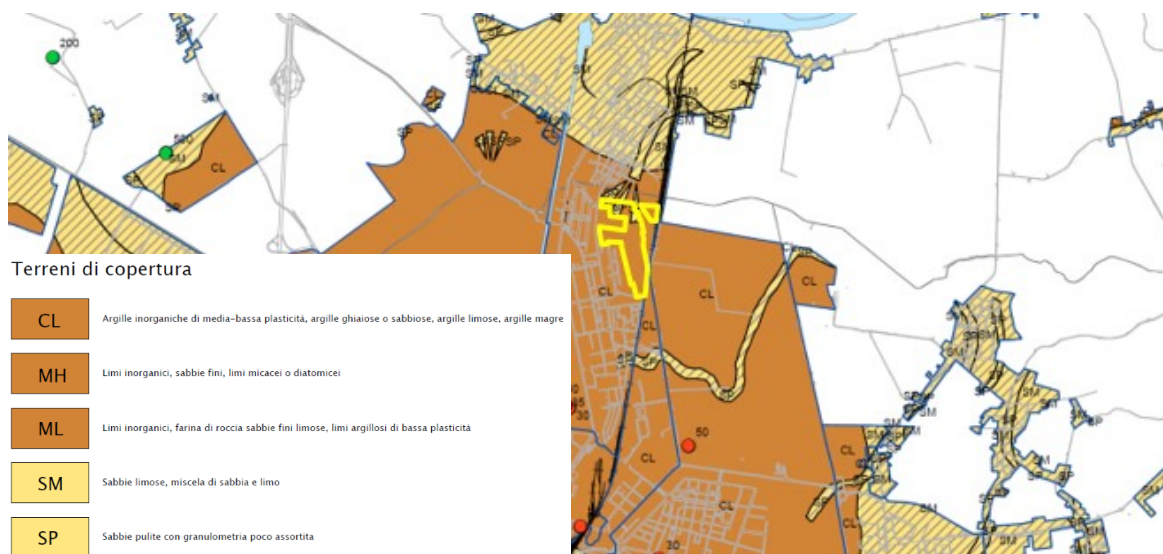


Profondità [m]	Resistenza qc [MPa]	Litotipo
0-1	1.3	A-AL
1-3	1.0	A-AL
3-7	0.7	A
7-9	1.5	A
9-12	0.9	A
12-15	1.5	A

Dall'esame della Carta Geotecnica Schematica del PSC del Comune di Ferrara emerge che una gran parte dell'area indagata è caratterizzata da una compressibilità medio-bassa e da una consistenza media, mentre un piccolo settore a NE è caratterizzato da una compressibilità media e da una consistenza molle.



Dalla consultazione della Carta Geologico-Tecnica dello studio di Microzonazione Sismica del Comune di Ferrara si evince che l'area di studio è caratterizzata principalmente da argille inorganiche di media-bassa plasticità, argille ghiaiose o sabbiose, argille limose, argille magre (CL). Sono presenti, tuttavia, nella fascia più a nord del sito, isolati depositi di sabbie pulite con granulometria poco assortita (SP), che sono potenzialmente soggette a fenomeni di liquefazione.

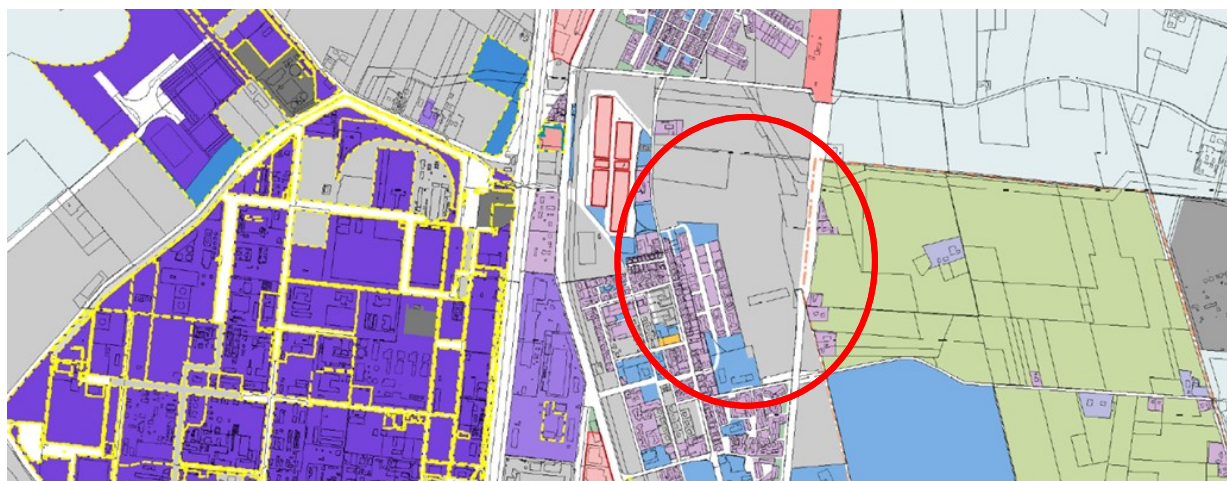




### 3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA

La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nel vigente Regolamento Urbanistico Edilizio (R.U.E.) e nel vigente Piano Operativo Comunale (P.S.C.), redatti secondo quanto previsto dalle recenti disposizioni normative (O.P.C.M. 3274/2003, D.M. 14/09/2005, Delibera Regionale 1677-2005, Delibera Regionale 102-2007, D.M. 14/01/2008).

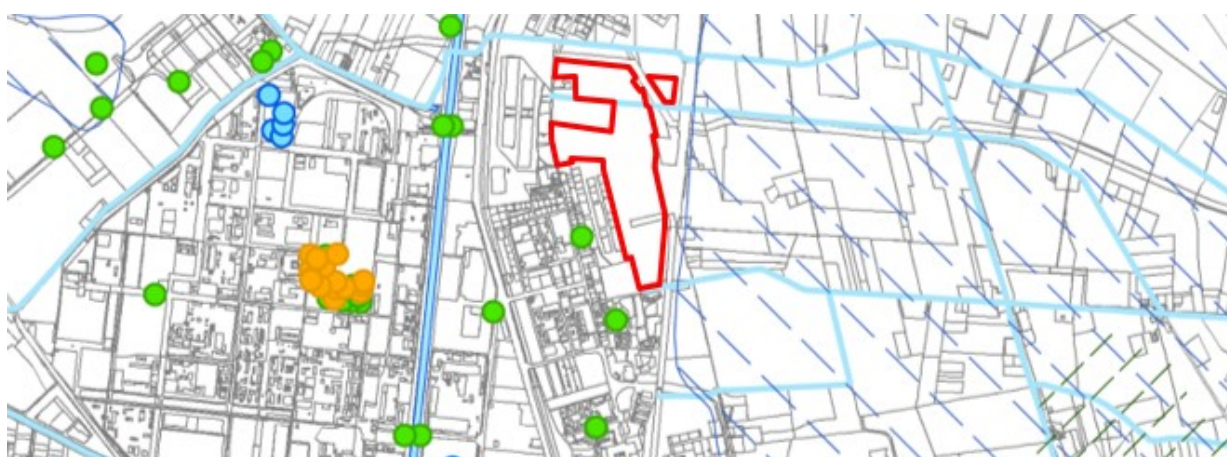
Dalla presa visione della Tavola delle destinazioni d'uso, dalla Tavola dei Vincoli dei beni culturali ed ambientali e dalla Tavola dei Vincoli per le trasformazioni del coordinamento RUE-POC del Comune di Ferrara si evince che il sito in esame ricade entro le aree demandate a POC ma escluse dal POC. Per evitare ridondanze, si riporta di seguito solamente la Carta delle destinazioni d'uso.



1. Aree demandate a POC ma escluse dal POC

POC

Dalla presa visione della Carta delle Penalizzazioni Idrogeologiche e Sismiche del RUE comunale vigente si evince che l'area di studio ricade parzialmente entro le aree aventi criticità idrauliche ed idrogeologiche (Corsi d'acqua e canali di bonifica – Scolo Conchina).



8. Corsi d'acqua e canali di bonifica

Potenziale di liquefazione basso - rischio di cedimenti presente

Dalla consultazione della Carta delle criticità rete fognatura e rete acquedotto del PSC comunale si evince che il sito in esame ricade parzialmente entro le aree caratterizzate da rete acquedottistica vetusta, entro le aree caratterizzate da nuovi tessuti residenziali e per attività compatibili ed entro le aree caratterizzate da attrezzature collettive.



Figura 8 - Estratto Carta delle criticità Rete fognatura e rete acquedotto - PSC Comune di Ferrara



### 3.1. Pericolosità e rischio idraulico e idrogeologico

Per quanto concerne la Direttiva Europea 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione del rischio alluvioni, sono state consultate la Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti (RP, RSCM, RSP) e la Mappa del rischio potenziale (RP, RSCM, RSP) del PGRA della Regione Emilia-Romagna (<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/suolo-bacino/sezioni/piano-di-gestione-del-rischio-alluvioni/mappe-pgra-primociclo/mappe-comuni-pdf>).

Dalla presa visione della Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti del RP e RSCM si evince che il sito in esame ricade nello scenario P1 – L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi) ed entro le zone produttive (areali).



#### Scenari di Pericolosità

- P3 – H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 – M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 – L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

#### Aree Protette

- Zone Parco
- SIC - ZPS

#### Elementi Potenzialmente Esposti



Figura 9 - MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ E DEGLI ELEMENTI POTENZIALMENTE ESPOSTI (fonte: Regione Emilia-Romagna)

Dalla presa visione della Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti del RSP si evince che il sito in esame ricade nello scenario P2 – M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni – Media probabilità) ed entro le zone produttive (areali).



**Scenari di Pericolosità**

- P3 – H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 – M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 – L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

**Aree Protette**

- Zone Parco
- SIC - ZPS

**Elementi Potenzialmente Esposti**

	areali	puntuali	lineari
Zone urbanizzate			
Attività produttive			
Strutture strategiche e sedi di attività collettive		<ul style="list-style-type: none"> <li> scuola</li> <li> ospedale</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>reti per la distribuzione di servizi</li> <li>reti stradali secondarie e spazi accessori</li> <li>reti ferroviarie e stradali primarie e spazi accessori</li> </ul>
Infrastrutture strategiche		diga	
Insedamenti produttivi o impianti tecnologici, potenzialmente pericolosi dal punto di vista ambientale		impianti	
Beni ambientali, storici e culturali di rilevante interesse			



Dall'analisi della Mappa del rischio potenziale del RP e RSCM si evince che il sito in esame ricade quasi totalmente nella Classe di rischio R1 (Rischio moderato o nullo), per la quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli.

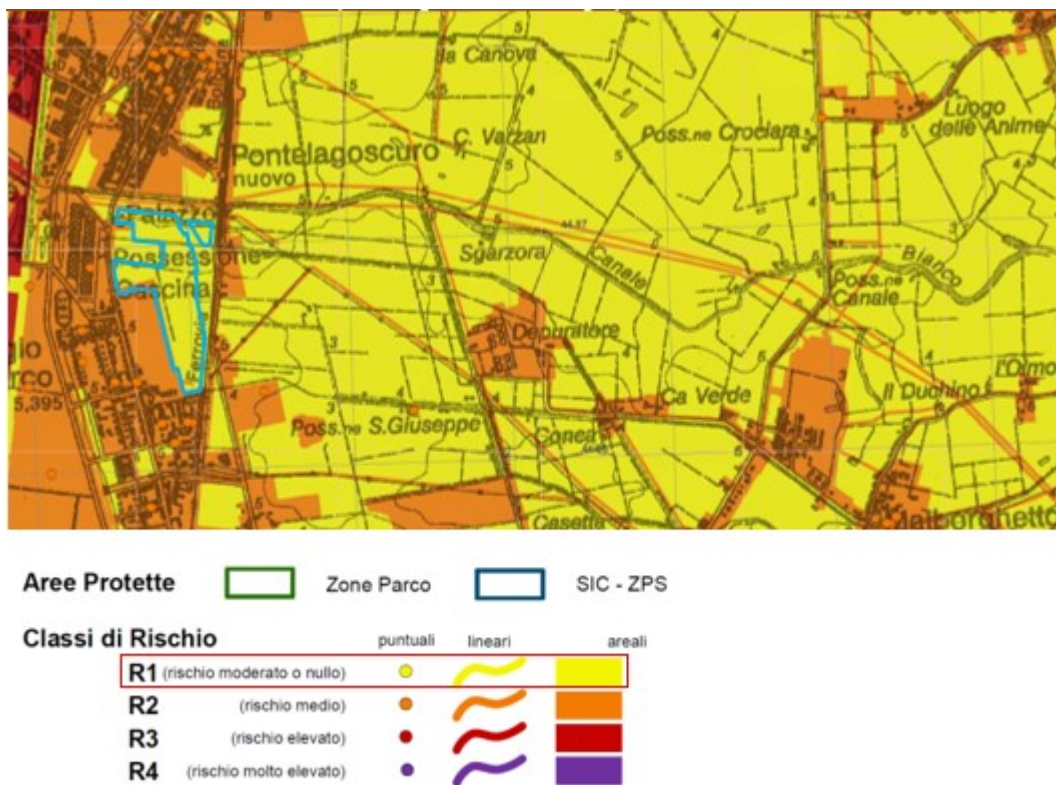


Figura 10 - MAPPA DEL RISCHIO POTENZIALE (fonte: Regione Emilia-Romagna)

Dalla consultazione della Carta del rischio idraulico del PSC comunale si evince che il sito in esame ricade parzialmente entro le aree caratterizzate da un rischio basso e parzialmente entro le aree caratterizzate da un rischio medio, in termini di grado di pericolosità da allagabilità da fiumi. Come già indicato in precedenza, si segnala che l'area di indagine ricade anche entro le aree caratterizzate da nuovi tessuti residenziali e per attività compatibili ed entro le aree caratterizzate da attrezzature collettive.



Figura 11 - CARTA DEL RISCHIO IDRAULICO (fonte: PSC Comune di Ferrara)

Dalla consultazione della Carta del rischio idrogeologico e geotecnico del PSC comunale si evince che il sito in esame ricade parzialmente entro le aree caratterizzate da un grado di vulnerabilità della falda medio e parzialmente entro le aree caratterizzate da un grado di vulnerabilità della falda alto. Inoltre, l'area di studio ricade entro le aree caratterizzate da un grado di consistenza del terreno molto molle. Infine, si segnala che sono presenti alcuni settori del sito di indagine in cui la soggiacenza della falda è minore di 1.00 m da p.c.

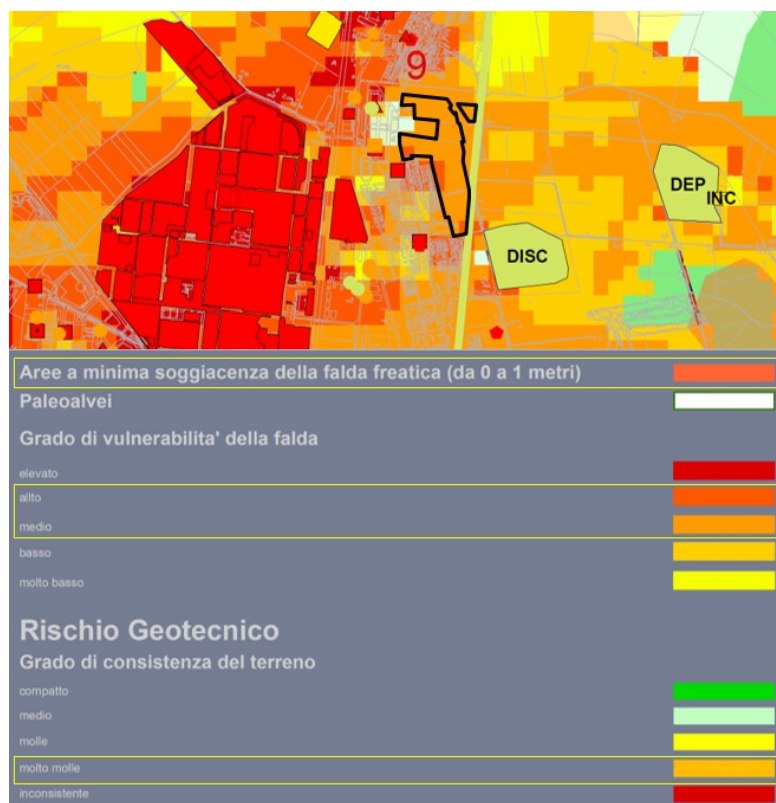


Figura 12 - CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO E GEOTECNICO (fonte: PSC Comune di Ferrara)

### 3.2. Vincoli

Dalla consultazione della Carta della rete dell'acqua del PSC comunale si evince che il sito in esame ricade parzialmente entro i comparti collegabili alla rete (Art. 21.2) e parzialmente entro le aree di compensazione idraulica (Art 21.1).

#### Art. 21.2.2 – Comparti collegabili alla rete

- “Sono i comparti in cui è possibile il collegamento diretto alla rete idraulica esistente.
- Per tali comparti le azioni da attivare contestualmente al nuovo insediamento riguardano la previsione interventi finalizzati alla riduzione dei picchi di smaltimento delle acque.”

#### Art. 21.1.3 – Aree di compensazione idraulica

- “Rappresentano le aree in cui sono previsti specifici interventi al fine di aumentare la capacità di invaso dell'intero sistema idraulico.
- La realizzazione e la gestione di tali aree possono avvenire, attraverso lo strumento dell'incentivazione, anche direttamente dai proprietari delle aree.”

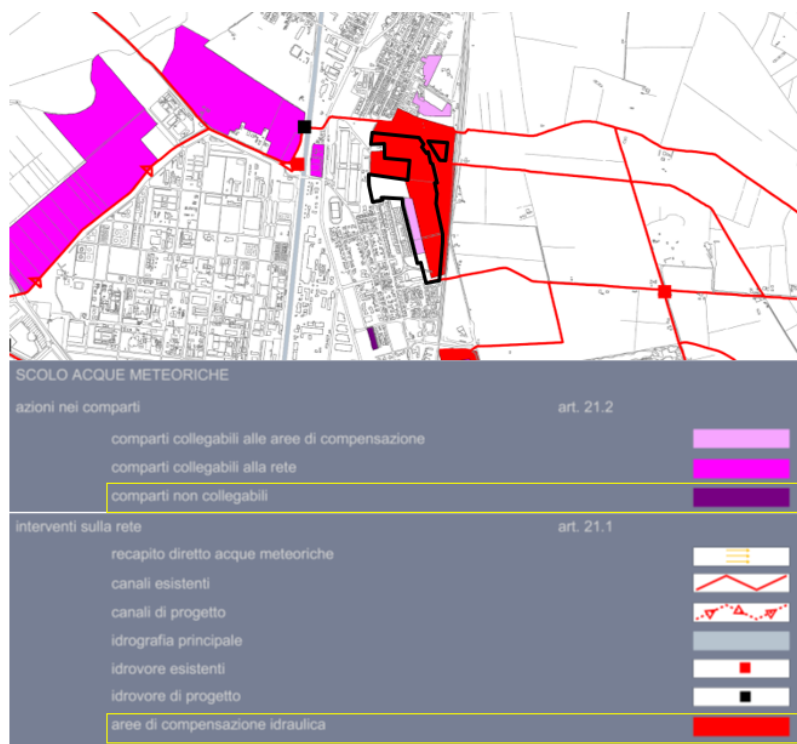


Figura 13 - CARTA DELLA RETE DELL'ACQUA (fonte: PSC Comune di Ferrara)

Dalla consultazione della Carta dei vincoli idraulici delle infrastrutture del PSC comunale si evince che il sito in esame ricade parzialmente entro i vincoli idraulici ed idrogeologici, in particolare nei corsi d'acqua e canali di bonifica (Art. 26.1.8) e parzialmente entro la fascia di rispetto dell'oleodotto (pipeline) (Art. 26.2.8).

- Art. 26.2.8 – Corsi d'acqua e canali di bonifica

“Rappresentano le superfici bagnate dei corsi d'acqua naturali e artificiali. Per tali aree si rinvia alla disciplina contenuta nell'art. 18 del PTCP e successive modifiche e integrazioni, nonché alle norme vigenti in materia di sicurezza idraulica (R.D. 368/1904, R.D. 523/1904 e s.m.i), di Demanio dello Stato per le opere idrauliche (D.Lgs. 112/1998, L.R. 7/2004 e s.m.i), di navigazione delle acque interne (R.D. 959/1913, D.P.R. 631/1949 e s.m.i.), di tutela ambientale (art. 115 D.Lgs. 152/2006 e s.m.i).”

- Art. 26.2.8 - Pipeline

“Rappresentano le aree di rispetto delle pipeline di connessione fra il polo industriale chimico ferrarese e gli analoghi impianti di Ravenna e Marghera.

Direttive Nelle aree con distanza inferiore a 300 ml dalla pipeline Ferrara-Ravenna non sono ammessi nuovi interventi che comportino:

- residenza e attività con essa compatibili con  $Ut > 0,15$  mq/mq;
- luoghi di concentrazione di persone con limitata capacità di mobilità;
- luoghi soggetti ad affollamento rilevante all'aperto, salvo che la capienza non superi le 100 presenze o che la frequentazione sia al massimo settimanale;
- luoghi soggetti ad affollamento rilevante al chiuso con capienza superiore a 500 presenze o, in caso di periodi di esposizione al rischio limitati, con capienza superiore a 1000 presenze;
- nodi di trasporto con movimento passeggeri oltre 1000 persone/giorno.

Sono fatti salvi gli interventi relativi alle attività sopraelencate qualora la frequentazione sia esclusivamente diurna. Nelle aree con distanza inferiore a 50 ml dalla pipeline Ferrara-Ravenna e 25 ml dalla pipeline Ferrara-Marghera, oltre a quelli sopra elencati non sono ammessi nuovi interventi che comportino:

- residenza e attività con essa compatibili con  $Ut > 0,10$  mq/mq;
- luoghi soggetti ad affollamento rilevante se non con frequentazione al massimo mensile.

Per le attività elencate al presente punto 8 esistenti non sono ammessi interventi che comportino aggravamento del rischio.”



Figura 14 - CARTA DEI VINCOLI IDRAULICI DELLE INFRASTRUTTURE (fonte: PSC Comune di Ferrara)



Dalla consultazione della Carta della tutela storico culturale e ambientale del PSC comunale si evince che il sito in esame ricade parzialmente entro le zone umide, specchi d'acqua e maceri (Art. 25.4.5), parzialmente entro le zone sottoposte a vincolo paesistico ex lege (Art. 25.5.1) e parzialmente entro le zone sottoposte a tutela paesaggistica con filari e siepi (Art. 25.5.4).

#### Art. 25.4.5 – Zone umide, specchi d'acqua e maceri

“Rappresentano le aree con presenza d'acqua caratterizzate dalla qualità del microhabitat naturale e pertanto considerate componenti del sistema ambientale di pianura. Esse comprendono i maceri superstiti, cui viene attribuito il valore di componente complessa del paesaggio, in quanto sono da considerare contemporaneamente elemento di testimonianza storica e sede di flora e fauna notevoli. Su tali aree sono consentiti gli interventi sullo stato esistente che hanno l'obiettivo della conservazione del microhabitat. Sono comunque esclusi i tombamenti degli specchi d'acqua e dei maceri.”

#### Art. 25.5.1 – Vincoli paesistici ex lege

“Rappresentano le aree di interesse paesaggistico costituite dai fiumi e dai corsi d'acqua e dalle relative sponde o piedi degli argini per una fascia di 150 metri ciascuna, dai boschi e dalle zone di interesse archeologico di cui all'art. 142 D.Lgs. 42/2004 e s.m.i.. Per tali aree si rinvia alla disciplina contenuta nella parte terza D.Lgs. 42/2004 “Codice dei beni culturali e del paesaggio” e s.m.i..”

#### Art. 25.5.4 – Filari e siepi

“Individua gli alberi monumentali, nonché i filari e le siepi di interesse paesaggistico, assoggettati a tutela ai fini del loro mantenimento e ripristino. La manutenzione delle siepi e delle alberature dovrà essere effettuata mediante attrezzature e metodiche idonee a preservarne la qualità visiva, la ricrescita, la funzione di preservazione della fauna che vi è ospitata, a tutela della biodiversità.”



Figura 15 - CARTA DELLA RETE DELL'ACQUA (fonte: PSC Comune di Ferrara)

Dalla consultazione della Tavola dei vincoli del POC comunale si evince che il sito in esame non è sottoposto a vincoli.

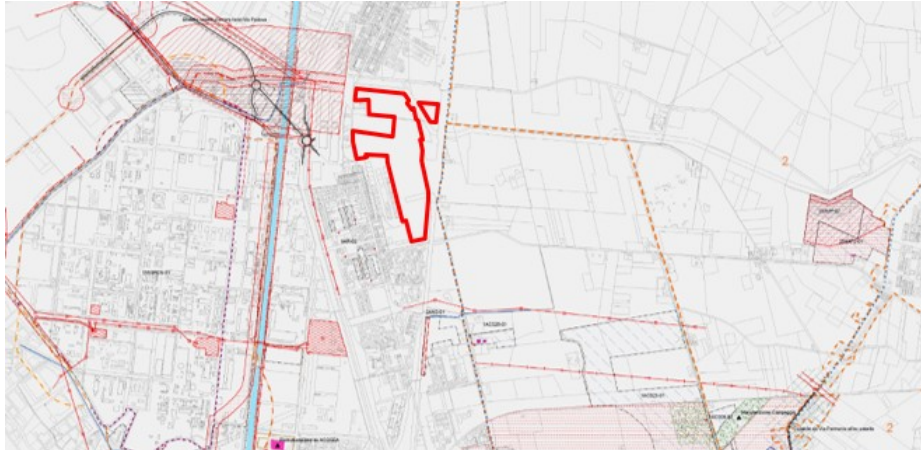


Figura 16 - TAVOLA DEI VINCOLI (fonte: POC Comune di Ferrara)

## 4. INQUADRAMENTO SISMICO

### 4.1. *Caratteristiche sismiche del territorio*

A seguito del Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e dell'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519, il Comune di Ferrara è inserito in zona sismica 3, ovvero appartiene a quelle zone caratterizzate da:

- Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni compresa tra 0,05 e 0,15;
- Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0,15g.

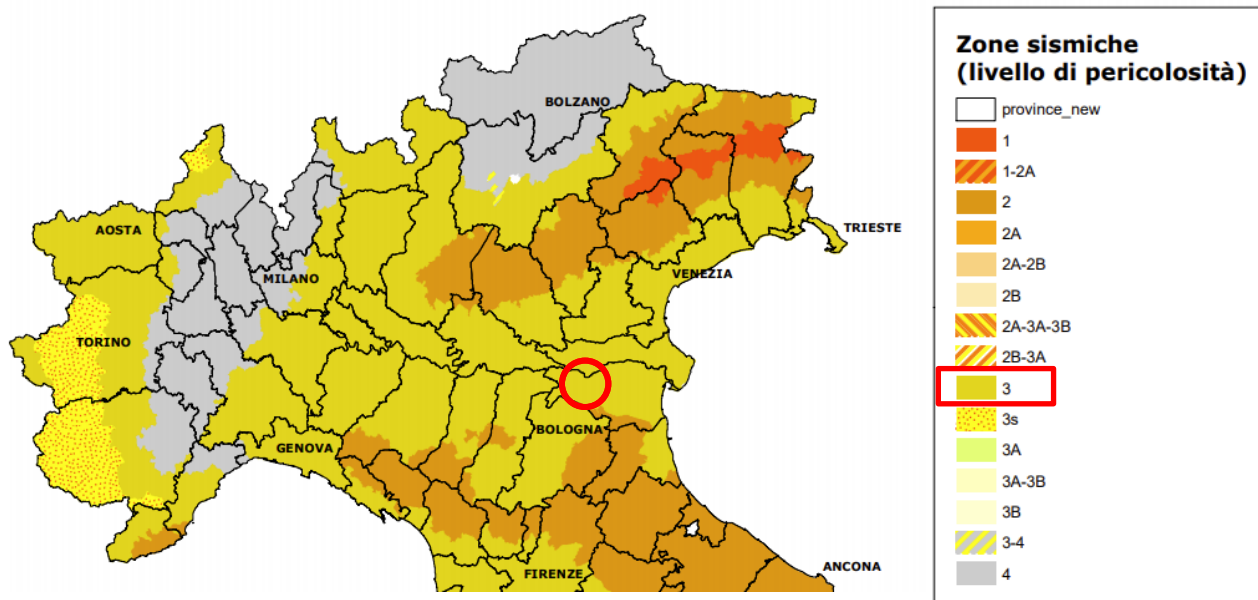


Figura 17 - ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA AL 30 APRILE 2021 (fonte: Protezione Civile)

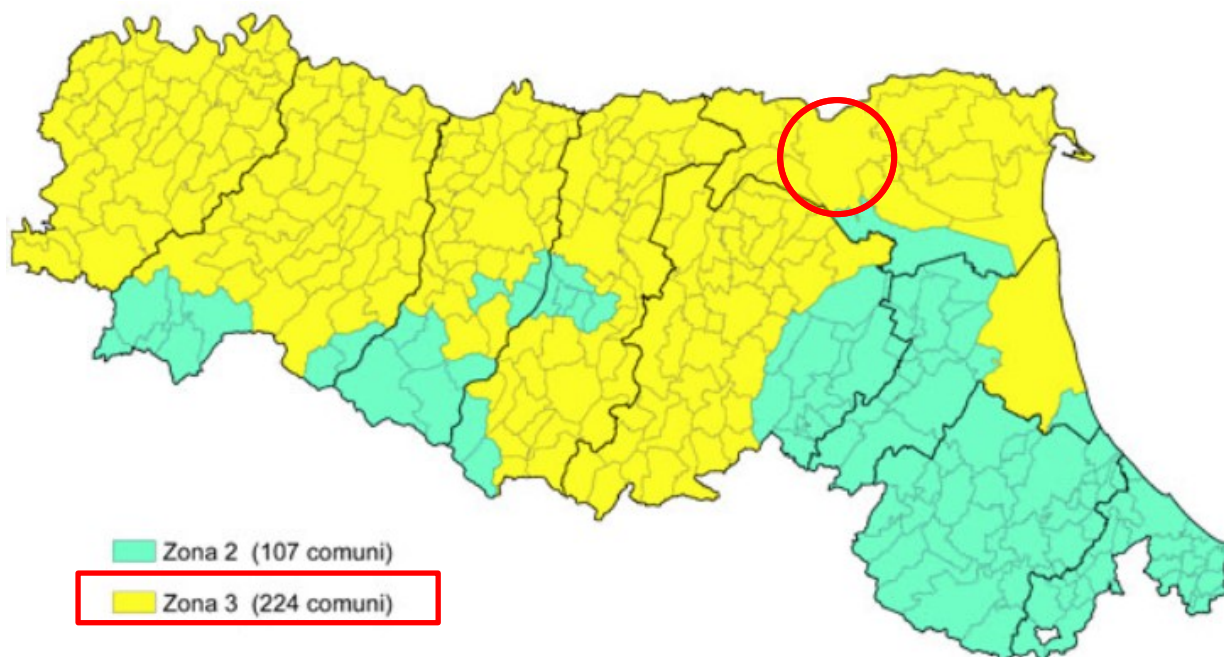


Figura 18 - ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA REGIONALE (fonte: Geoportale Emilia-Romagna)

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
1	$0,25 < a_g \leq 0,35g$	0,35g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25g$	0,25g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$	0,15g
4	$\leq 0,05g$	0,05g

L'Emilia-Romagna è stata interessata da terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6, della scala Richter e intensità massima del IX°-X° grado della scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg), come evidenziato nella figura sottostante.

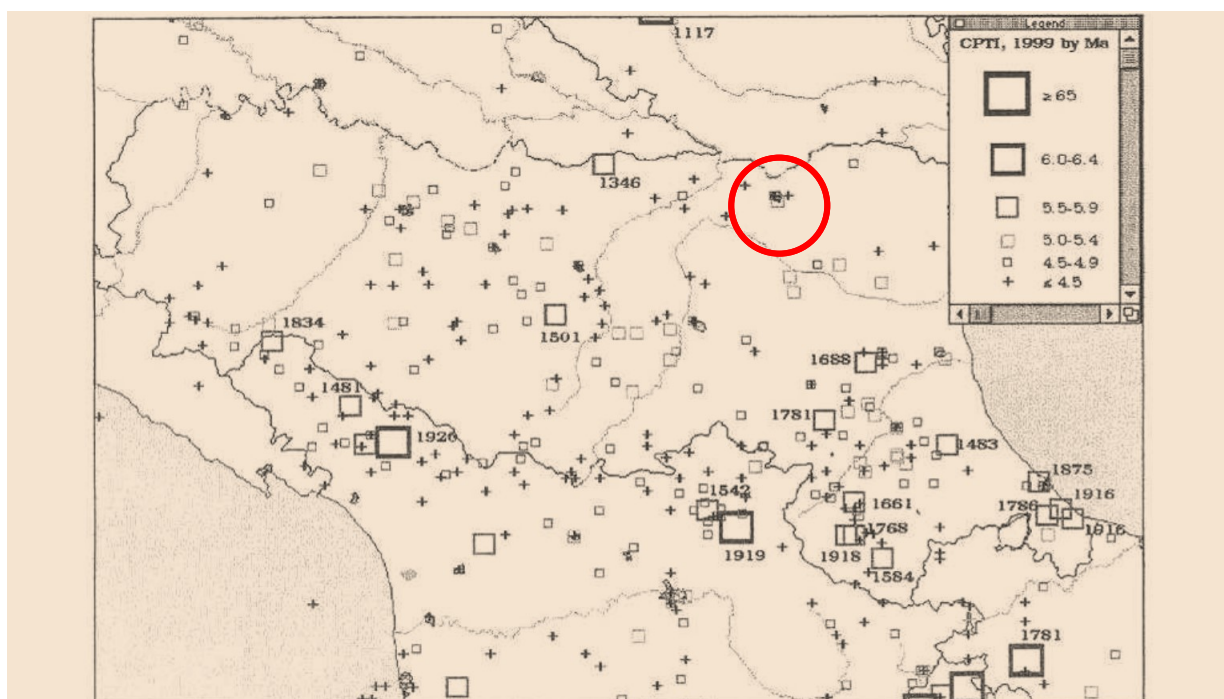


Figura 19 - ESTRATTO CARTA DEGLI EPICENTRI DEI TERREMOTI STORICI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA (fonte: CPTI)

I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese. Gli eventi del recente 2012 hanno fornito magnitudini massime di 5,9.



#### 4.2. Studio di microzonazione sismica di Terzo livello del Comune di Ferrara

Vengono di seguito riportati degli estratti riguardanti le attività svolte e i risultati ottenuti nel corso dello Studio di Microzonazione Sismica di Terzo Livello del Comune di Ferrara, in attuazione dell'Articolo 11 della Legge 2, giugno 2009, n.77, dell'O.P.C.M. 4007/2012 e della Delibera della Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna, 1302-2012 e condotto in accordo alle più recenti disposizioni normative (O.P.C.M. 3274/2003, D.M. 14/09/2005, Delibera Regionale 102-2007, D.M. 14/01/2008, I.C.M.S 2009).

Dall'esame della Carta delle frequenze naturali dei terreni si riscontra che, dall'indagine HVSR pregressa adiacente al sito di progetto, l'ampiezza del picco di bassa frequenza è pari a 1.0.



Figura 20 - ESTRATTO CARTA DELLE FREQUENZE NATURALI DEI TERRENI (fonte: Studio di MS del Comune di Ferrara)

Dall'esame della Carta delle frequenze naturali dei terreni si riscontra che, dall'indagine HVSR pregressa adiacente al sito di progetto, l'ampiezza del picco di bassissima frequenza è pari a 0.6.



Dall'esame della Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (MOPS) di III° Livello si evince che l'area di studio ricade per larga parte entro le aree stabili suscettibili di amplificazioni locali. Tuttavia, una quota parte del settore settentrionale caratterizzata da depositi di traccimazione ricade entro le aree instabili suscettibili di liquefazione (rischio di liquefazione moderato  $2 < IL < 5$ ).

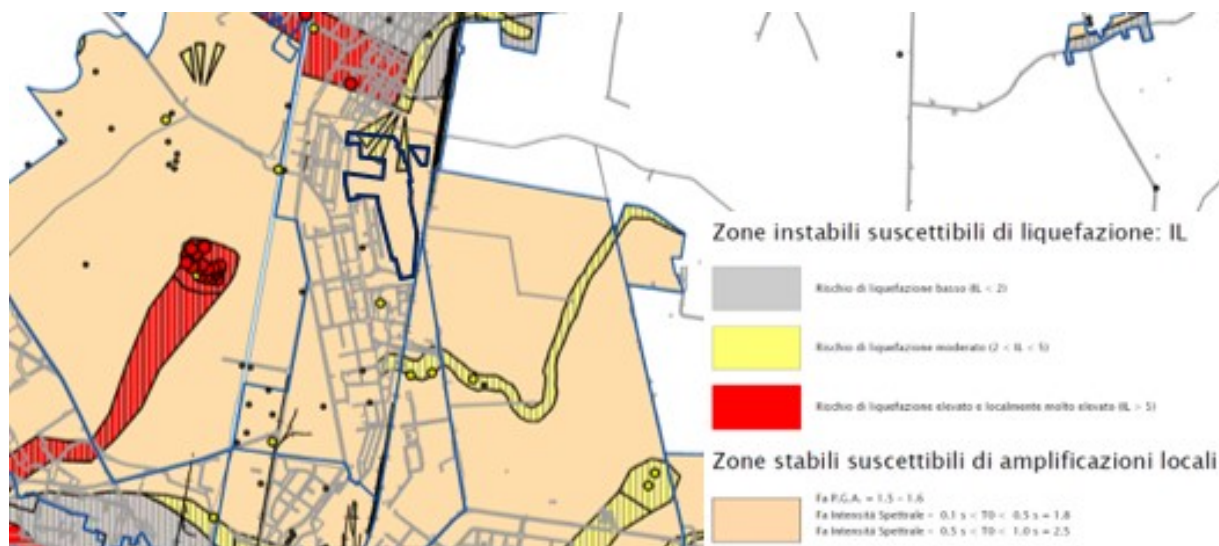


Figura 21 - ESTRATTO CARTA MOPS (fonte: Studio di MS del Comune di Ferrara)

Dall'esame della Carta delle Velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) si segnala la presenza di un'indagine geofisica con tecnica HVSR effettuata poco distante dal confine sud dell'areale oggetto di studio. Il valore delle  $V_{s30}$  stimato dall'indagine ha fornito un valore di  $V_{s30}$  pari a 180 m/s.



Figura 22 - ESTRATTO CARTA DELLE  $V_s$  (fonte: Studio di MS del Comune di Ferrara)

Dall'esame della Carta degli Elementi che possono influenzare il moto in superficie si segnala che, la profondità del tetto dei depositi limoso-sabbiosi superficiali nel settore centro-meridionale è pari a  $5 < z < 20$  m dal p.c., mentre nel settore settentrionale  $z > 20$  m dal p.c..

Inoltre, si segnala che la base dei depositi continentali (prima interfaccia risonante) è stata individuata essere ad una quota di circa -70 m s.l.m. e la base dei depositi del Pleistocene Superiore è stata individuata essere ad una quota di circa -100 m s.l.m..



Figura 23 - ESTRATTO CARTA DEGLI ELEMENTI INFLUENTI NEL SOTTOSUOLO - Fz (fonte: Studio di MS del Comune di Ferrara)

## 5. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

### 5.1. Premessa

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo, la vita nominale dell'opera, che congiuntamente alla classe d'uso permette di determinare il periodo di riferimento;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative probabilità di superamento è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la pericolosità sismica di base per il sito interessato alla realizzazione dell'opera.

### 5.2. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Nel DM 17 gennaio 2018-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

$V_R$  = periodo di riferimento

$V_N$  = vita nominale

$C_U$  = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$ , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella sottostante.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.  $C_U = 0.7$ ;

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  $C_U = 1.0$ ;

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.  $C_U = 1.5$ ;

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  $C_U = 2.0$ ;



### 5.2.1. Stati limite, probabilità di superamento e periodo di ritorno

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento  $P_{VR}$ , ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento  $V_R$ , si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/TR$  ( $TR$  = periodo di ritorno).

Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento  $V_R$

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Fissati  $V_R$  e  $P_{VR}$  associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

### 5.2.2. Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

La tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08 fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche: in cui è suddiviso il territorio nazionale è stato suddiviso in 10751 punti di un reticolo di riferimento.

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima;

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### 5.2.3. Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A).

### 5.2.4. Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (TR) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_{VR}$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  non può essere inferiore a 35 anni.

### 5.2.5. Coefficienti sismici fondazioni e stabilità dei pendii

Nel caso delle fondazioni e della stabilità dei pendii i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2) \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con:

$\beta_s$ : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$ : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$ : accelerazione di gravità.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica) ( $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ) è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E) e del rapporto  $a_g/g$ .

Categoria sottosuolo	$S_S$
A	1,00
B	$1.00 \parallel 1.40-0.40 F_0 a_{\text{bedrock}} \parallel 1.20$
C	$1.00 \parallel 1.70-0.60 F_0 a_{\text{bedrock}} \parallel 1.50$
D	$0.90 \parallel 2.40-1.50 F_0 a_{\text{bedrock}} \parallel 1.80$
E	$1.00 \parallel 2.00-1.10 F_0 a_{\text{bedrock}} \parallel 1.60$

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	$S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

## 5.2.6. Classificazione del sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Con:

$h_i$ : spessore dell' $i$ -esimo strato;

$V_{S,i}$ : velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$ : numero di strati;

$H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S \geq 800$  m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di  $V_{s30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria	Descrizione	spessore m	$V_{s,eq}$ (m/s)	
			da	a
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	Qualsiasi	≥ 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	360	800
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	180	360
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.	> 30 m	100	180
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	D	C

### 5.2.7. Determinazione del sisma di progetto

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018 (appendice B).

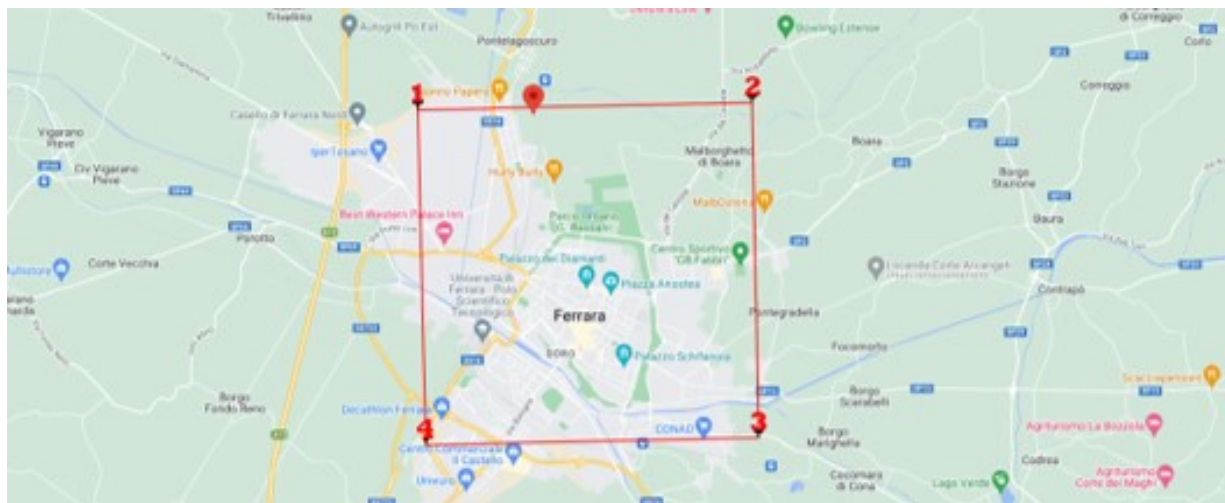


Figura 24 - VERTICI MAGLIA APPARTENENZA

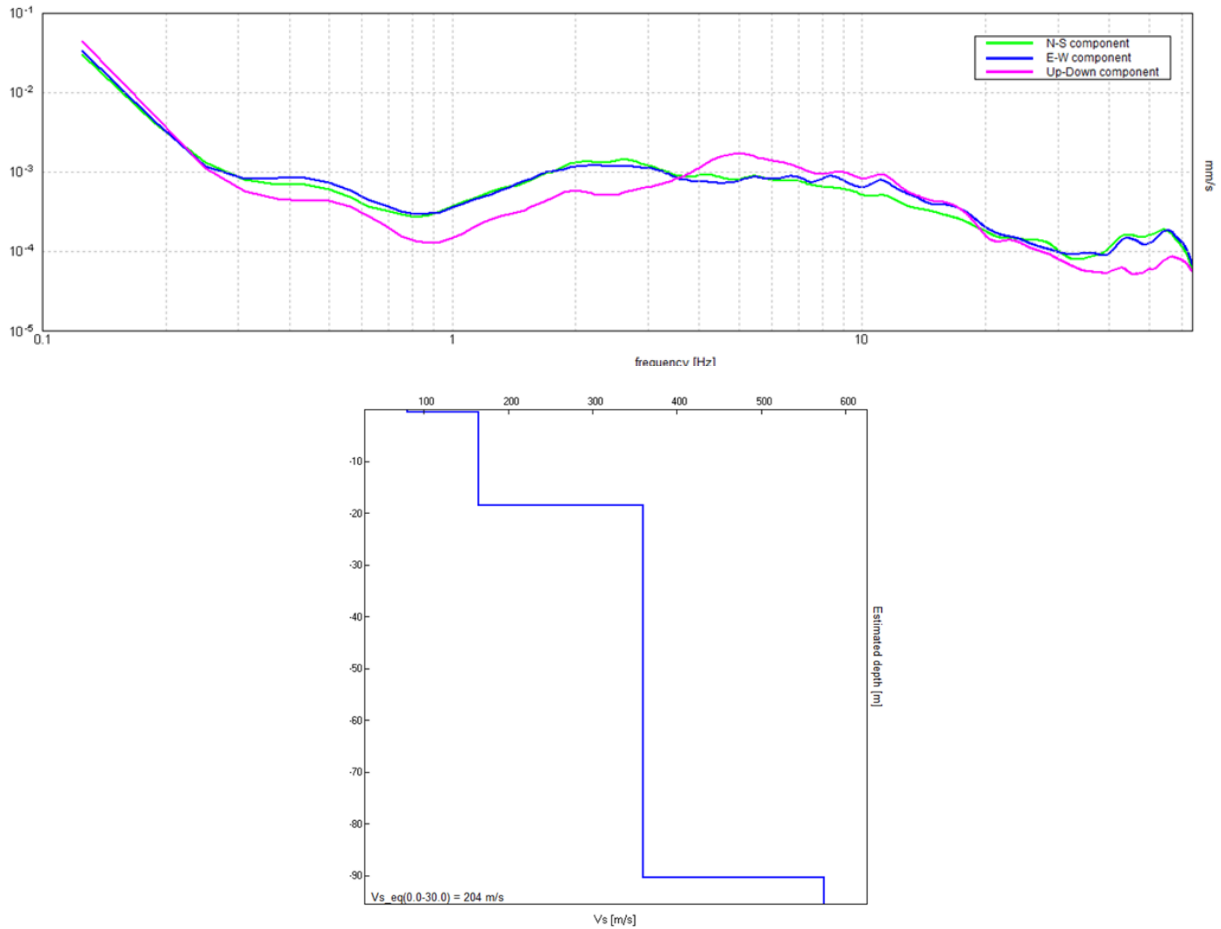
PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE PUNTO DI INDAGINE	
Latitudine (WGS84):	44,868000 [°]
Longitudine (WGS84):	11,610000 [°]
Classe d'uso:	I. Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Coefficiente cu:	0,7
Vita nominale:	50 [anni]
Periodo di riferimento:	35 [anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata
Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito	
Sito 1	15180
Sito 2	15181
Sito 3	15403
Sito 4	15402
Parametri sismici punto di indagine - Salvaguardia della vita (SLV)	
Probabilità di superamento:	10%
Tr:	332 [anni]
ag:	0,109 [g]
Fo:	2,595
Tc*:	0,274 [s]

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO	
Categoria sottosuolo:	<b>C</b>
Categoria topografica:	<b>T1</b> : Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°
Coefficienti sismici stabilità pendii e fondazioni - Salvaguardia della vita (SLV)	
Ss:	1,510
Cc:	1,610
St:	1,000
Kh:	0,039
Kv:	0,020
Amax:	<b>0,1604 [g]</b>
Beta:	0,240

I valori delle  $V_{seq}$  stimati dalle indagini geofisiche con metodologia HVSR eseguite presso il sito d'indagine hanno fornito un valore di  $V_{seq}$  rispettivamente di 204 m/s, 200 m/s e 182 m/s, valori che pongono il sito nella categoria di sottosuolo C secondo il D.M. 17.01.2018.

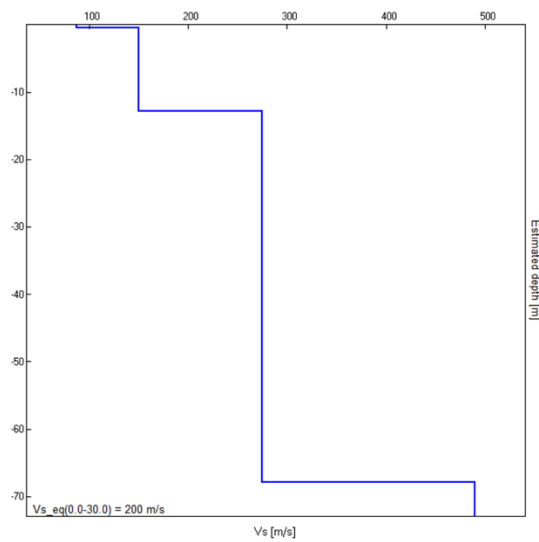
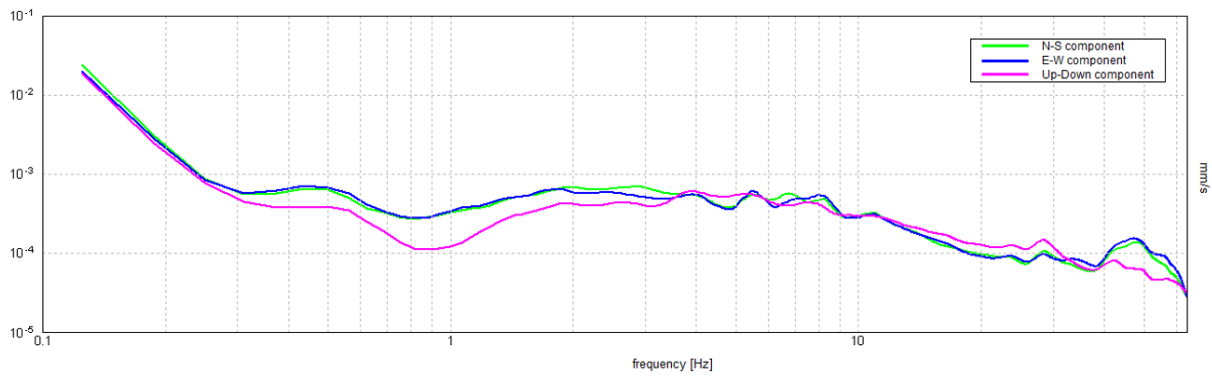
**HVSR1**

**SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI**



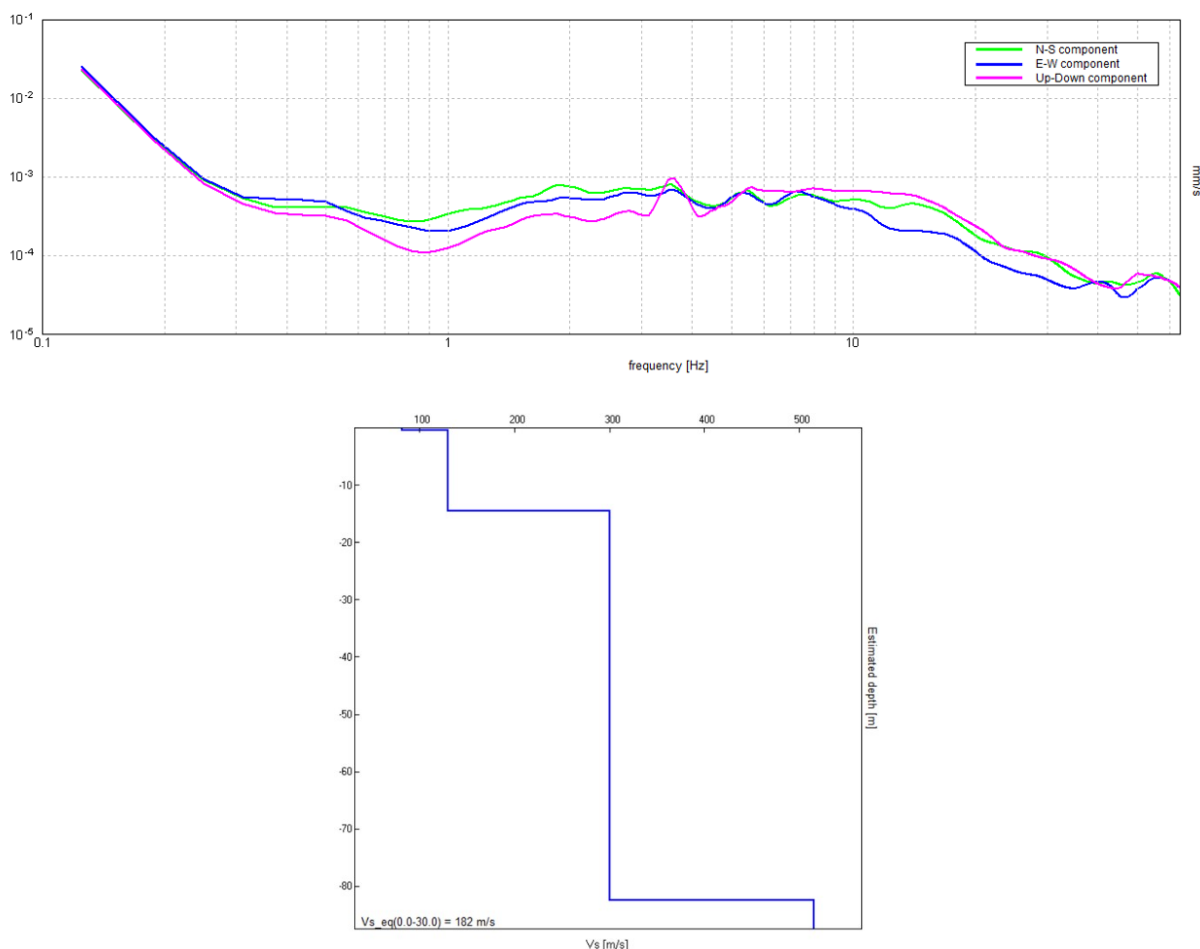
### HVSR2

### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



## HVSr3

## SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



### 5.2.8. Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = 9.10^\circ.$$



## 6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

### 6.1. Indagine geognostica in sito

#### 6.1.1. breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici pertinenti alle caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione sono state effettuate:

- n°5 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU);
- n°3 indagini geofisiche con tecnica HVSR.

INDAGINI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE EFFETTUATE IN SITO			
PROVA	PROF.RAGGIUNTA (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	LIV. PIEZOMETRICO da p.c. (m)
CPTU 1	11.00	5.80	2.55
CPTU 2	15.00	5.40	2.60
CPTU 3	16.00	1.40	1.50
CPTU 4	15.00	2.80	1.55
CPTU 5	12.00	1.75	1.85

#### 6.1.2. Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

### 6.2. Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009. Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati (qt si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7.

Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di qt ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpati in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di q<sub>i</sub> e con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left( \frac{s_p}{\sqrt{n}} \right)$$

dove:

**p<sub>k</sub>**: valore caratteristico del parametro geotecnico (q<sub>c</sub>);

**p<sub>m</sub>**: valore medio del parametro (q<sub>c</sub>);

**n**: numero di misure;

**s<sub>p</sub>**: deviazione standard delle misure;

**t<sub>n-1</sub><sup>0,05</sup>**: t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

*"Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso." e nella Circolare 02.02.2009 ("...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti."*



Figura 25 - UBICAZIONE PROVE IN SITO E SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA

## MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)

Profondità media m		Unit. Geotec.	Litologia	$\Phi'$ (°)	Dr (%)	$c_u$ kg/cm <sup>2</sup>	O.C.R.	$\gamma_{nat}$ t/m <sup>3</sup>	$E_s$ kg/cm <sup>2</sup>	M kg/cm <sup>2</sup>
da a	come da sezione	LSA	Limi sabbioso argillosi mediamente addensati	29	25	-	-	1.85	80	-
da a	come da sezione	LA	Limi argillosi soffici	-	-	0.20	1	1.60	-	30
da a	come da sezione	SL	Sabbie limose mediamente addensate	32	45	-	-	1.85	200	-

## METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
<b>INCOERENTI</b>			
Angolo di attrito	$\Phi'$	(°)	Schmertmann
Densità relativa	Dr	(%)	Kulhawy & Mayne
Peso di volume	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con Dr
Modulo di Young	$E_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	Schmertmann
<b>COESIVI</b>			
Coesione non drenata	$c_u$	(kg/cm <sup>2</sup> )	Lunne & Kelven - argilla N.C.
Peso di volume	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con $c_u$
Modulo edometrico	M	(kg/cm <sup>2</sup> )	Kulhawy & Mayne
Rapporto di sovraconsolidazione	OCR		Kulhawy & Mayne

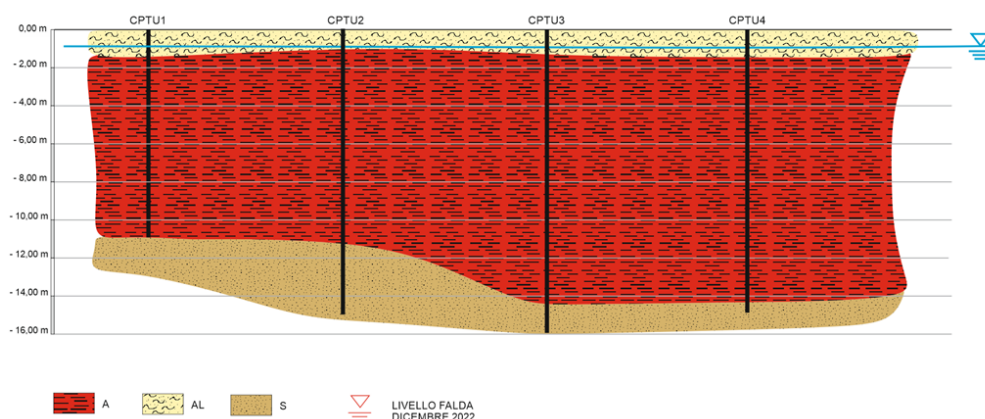


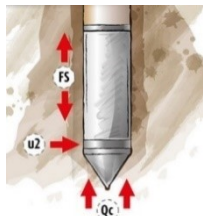
Figura 26 - SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA

### PROVA PENETROMETRICA STATICA ELETTRICA (CPTE)

Fa parte dei penetrometri statici anche il penetrometro elettrico. Con tale strumento, che rappresenta la naturale evoluzione del penetrometro meccanico, la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale, vengono misurate in modo indipendente, con trasduttori montati nella punta che inviano direttamente un segnale alla centralina posta in superficie. Un inclinometro alloggiato nelle aste permette di misurare la deviazione sulla verticale delle stesse e correggerne gli eventuali errori conseguenti. La frequenza delle misure, nel nostro caso sarà di 1 cm ed i dati, acquisiti direttamente in forma numerica (digitalizzati), possono essere rappresentati graficamente anche durante l'esecuzione della prova. I limiti del penetrometro a punta elettrica risiedono nel maggiore costo dello strumento.

### PROVA PENETROMETRICA STATICA ELETTRICA CON PIEZOCONO (CPTU) (Cone Penetration Test piezocone)

Denominata anche "piezocono", tale prova è caratterizzata dal fatto che il penetrometro statico a punta elettrica in questione è dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio detto filtro, posizionato sulla punta dello strumento od in prossimità di essa, che permette di misurare e registrare, oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione  $q_c$  ed  $f_s$ , anche la pressione interstiziale  $u_2$  nei terreni saturi al di sotto del livello di falda, sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo.



La misura della pressione neutrale  $u$  è condizionata dalla completa saturazione del filtro, che si ottiene saturando preventivamente il filtro stesso con fluidi viscosi quali olii siliconici. Questa prova permette di identificare stratificazioni, anche molto sottili con differenti caratteristiche

di permeabilità basandosi sulla misura contemporanea della resistenza alla punta  $q_c$  e della pressione neutrale  $u$ . Tale peculiarità è utilizzata nello studio dei problemi di filtrazione e consolidazione. Con il piezocono si possono eseguire anche prove di dissipazione della pressione neutra e quindi è possibile stimare le caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno; queste prove si Du in eccesso, dovuta alla penetrazione, si possa dissipare. Si misura, quindi, la velocità di riduzione della pressione fino ad un abbattimento del 60% - 80%. Dalla velocità del processo di dissipazione dipende il processo di consolidazione orizzontale e risulta quindi possibile determinare il coefficiente di consolidazione orizzontale  $ch$  e quello di permeabilità orizzontale  $kh$ .





CPTU 1



CPTU 2



CPTU 3



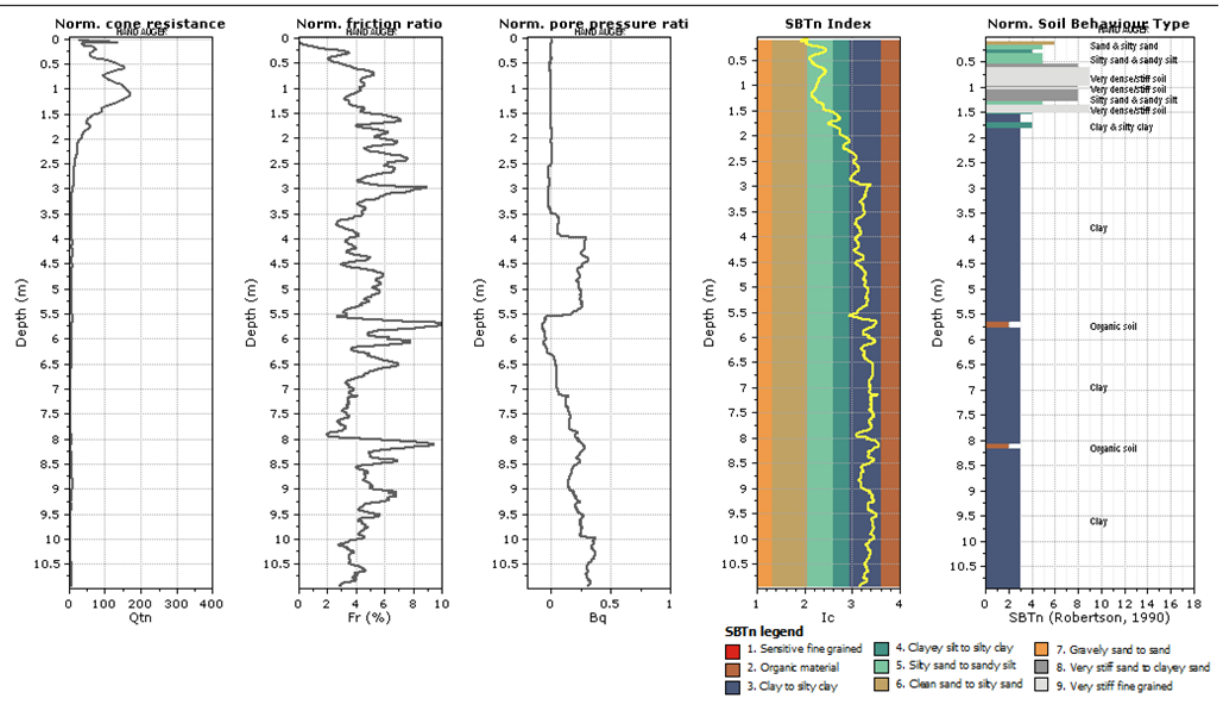
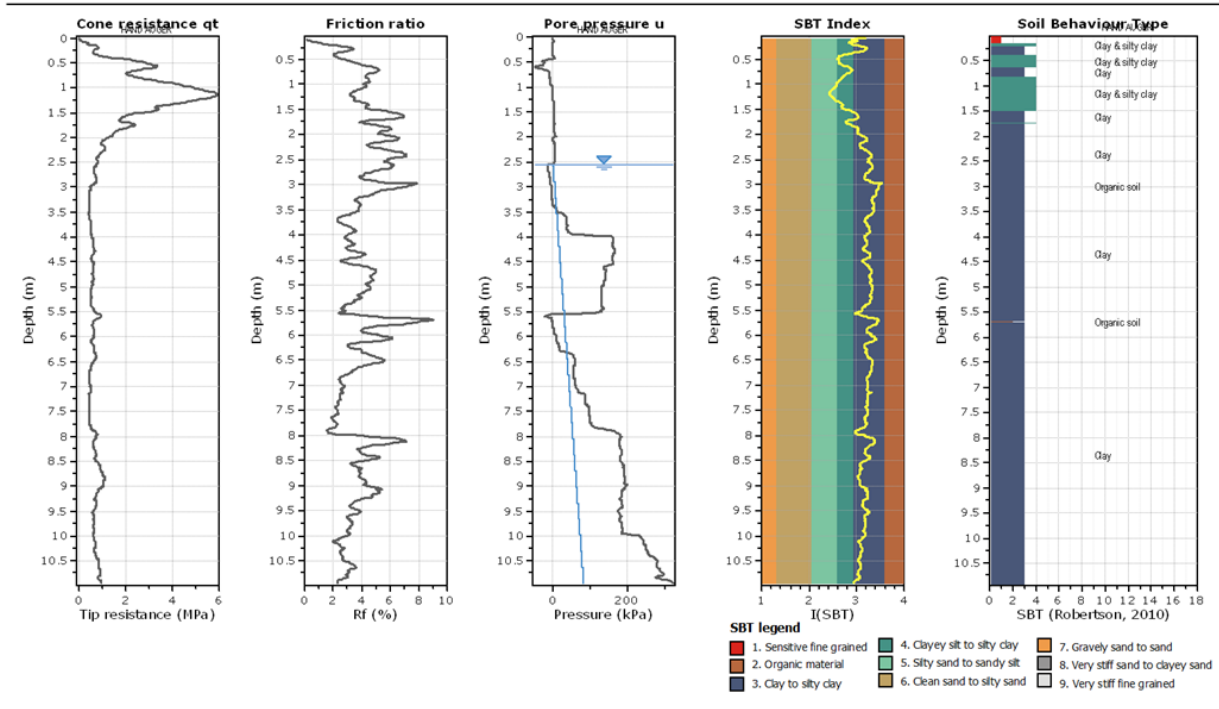
CPTU 4



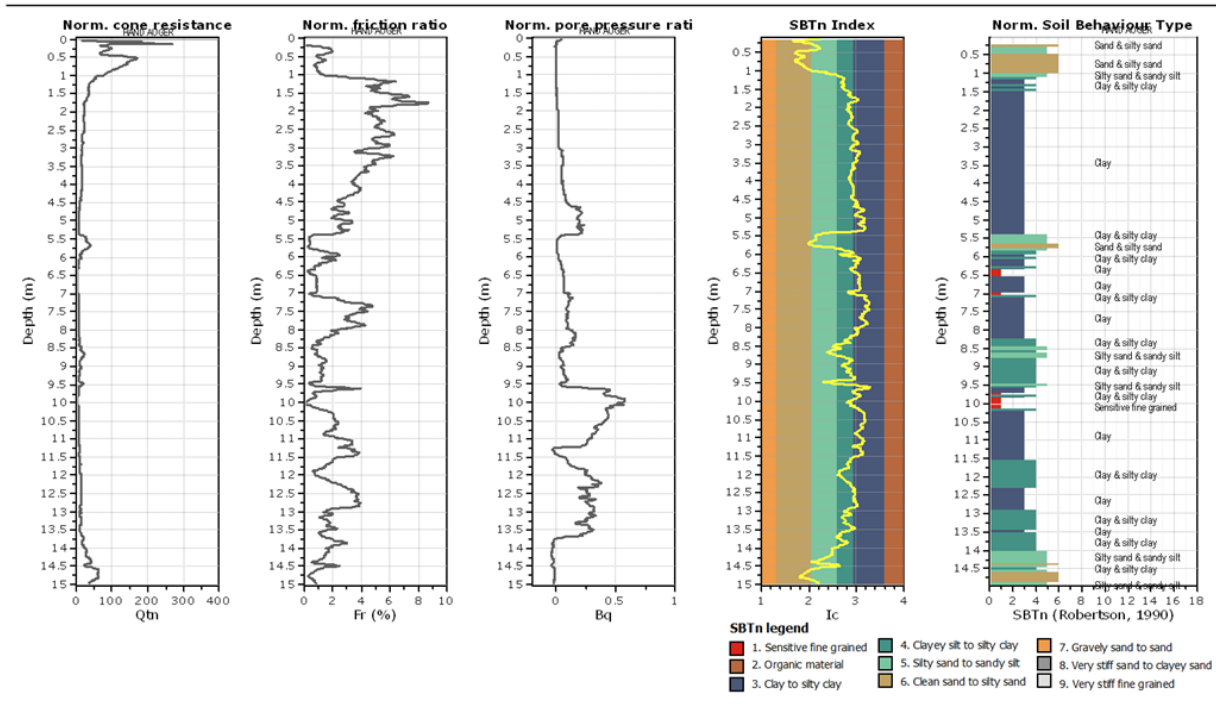
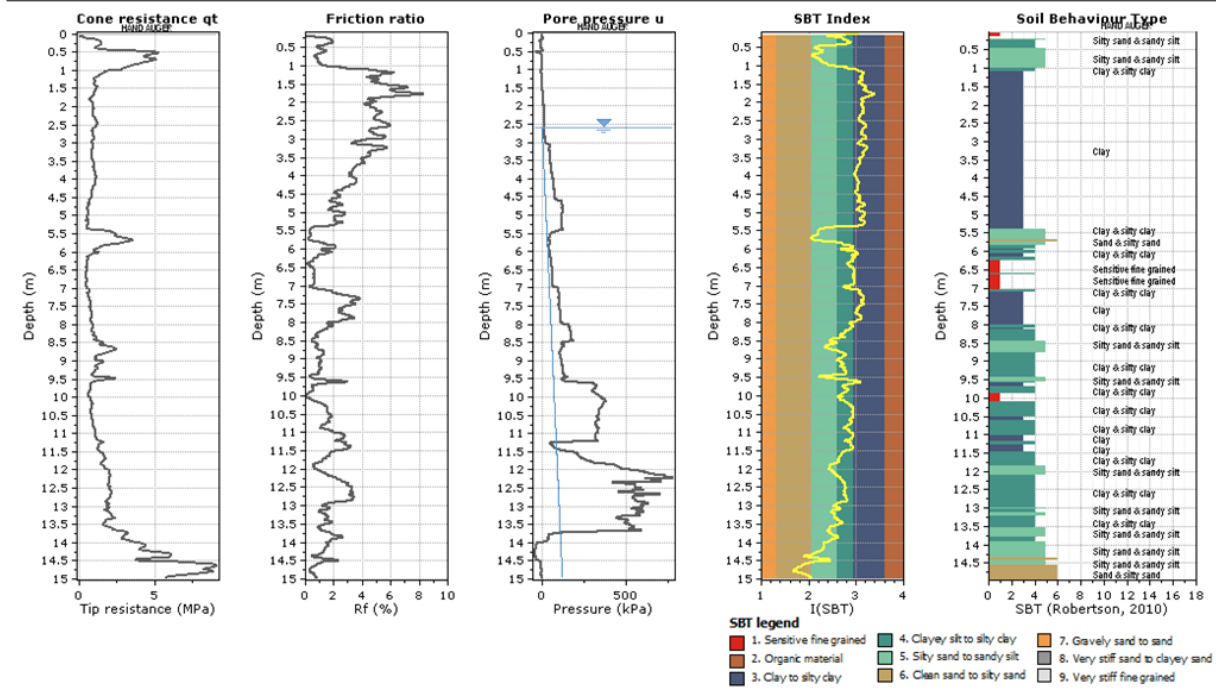
CPTU 5



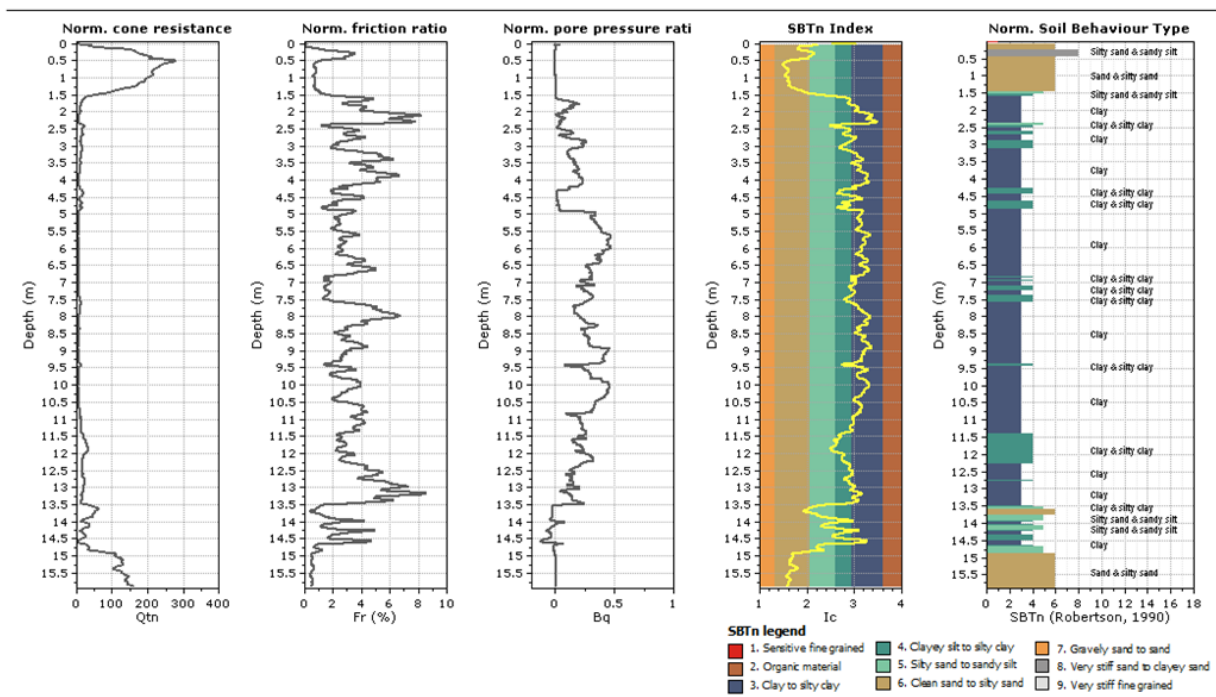
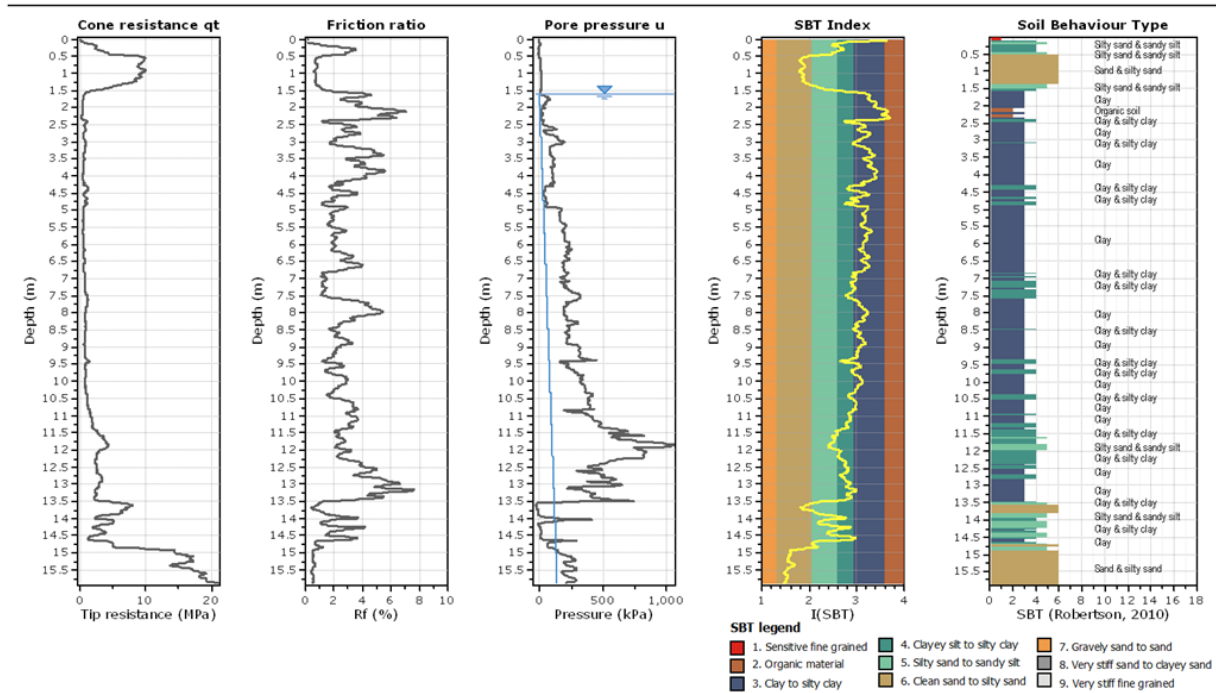
CPTU 1



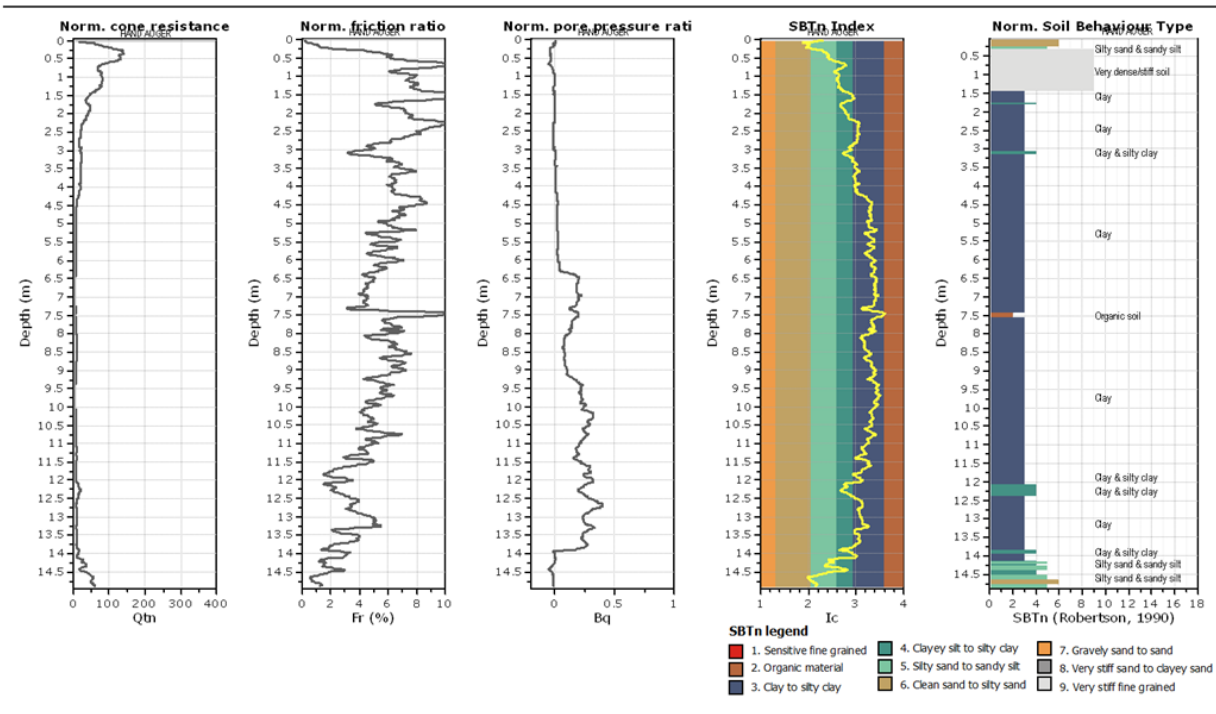
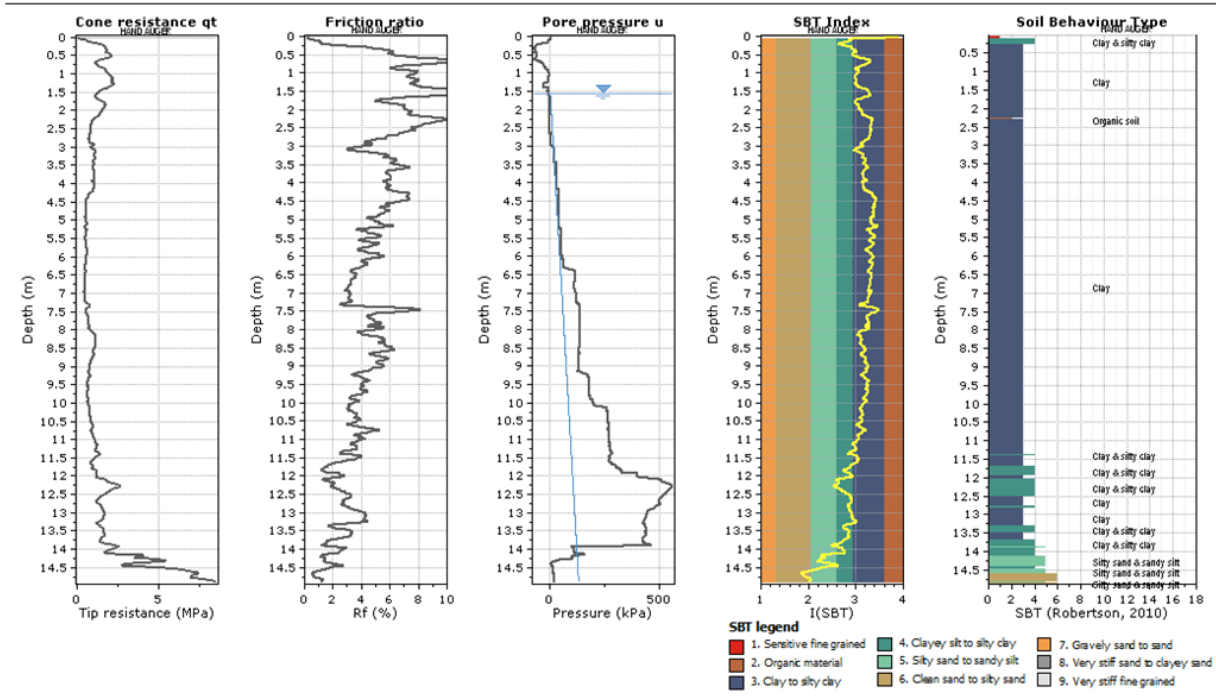
CPTU 2



CPTU 3

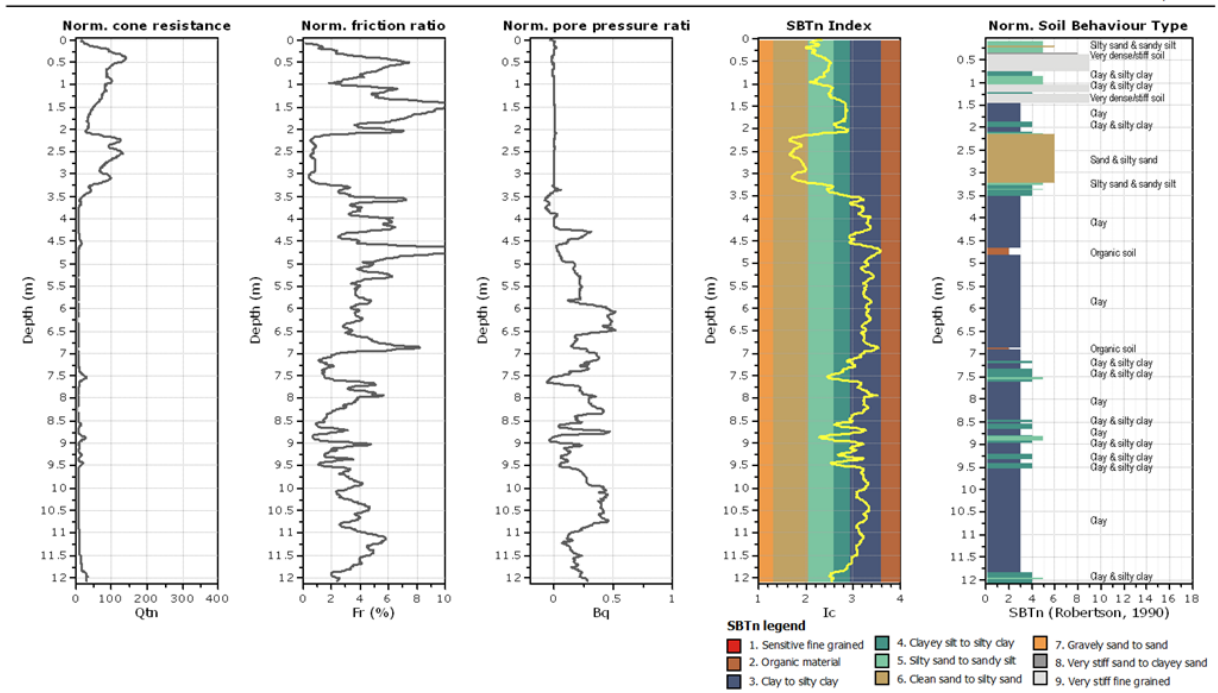
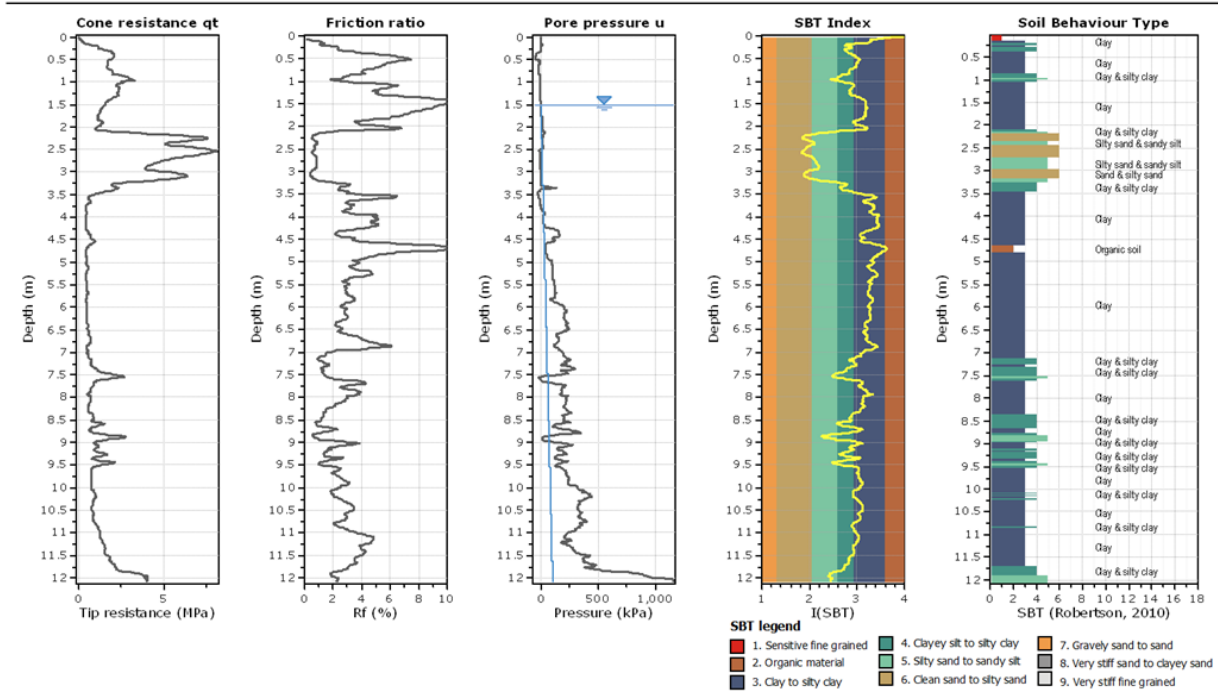


CPTU 4

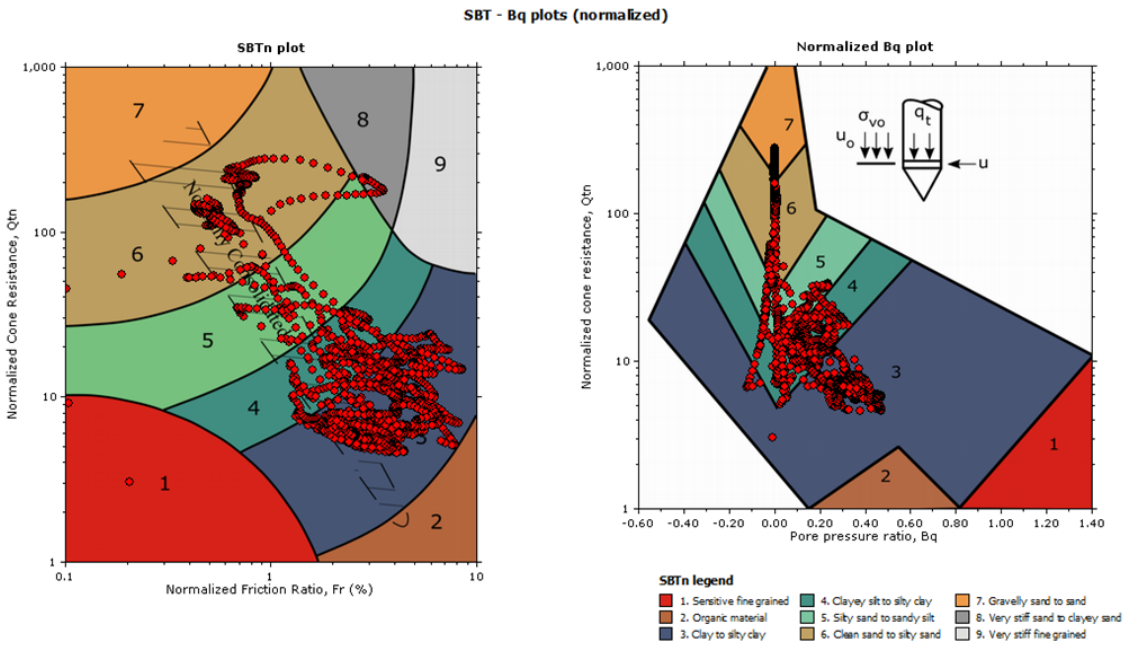
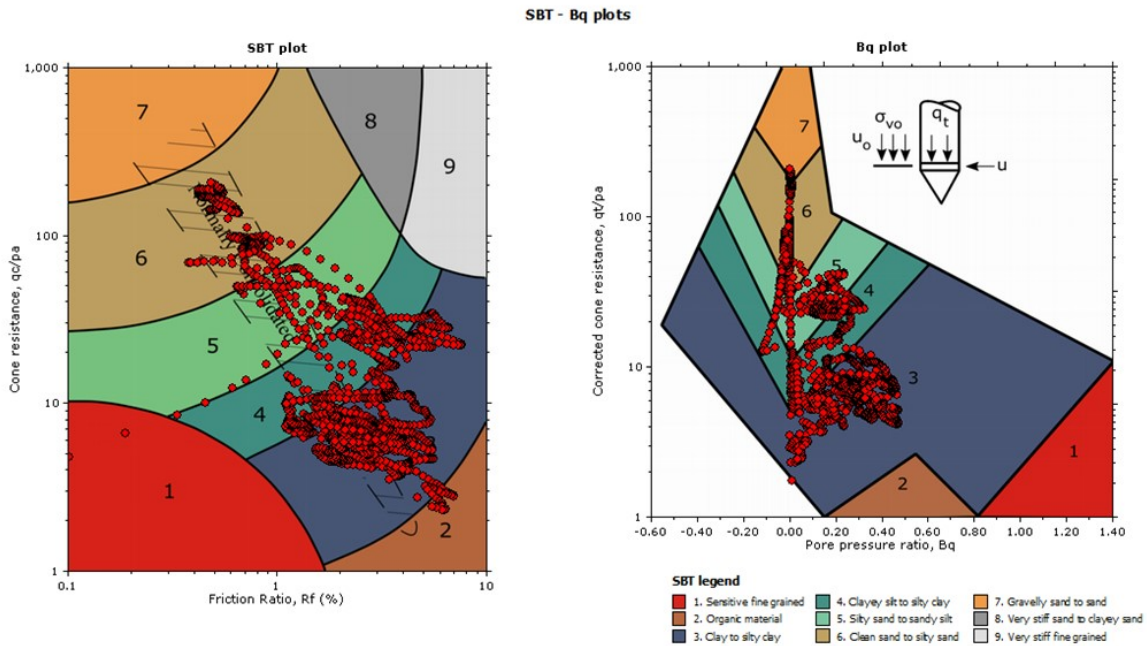




CPTU 5



**CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA**



## 7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (SLU, SLV);
3. verifica agli SLE.

### 7.1. Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

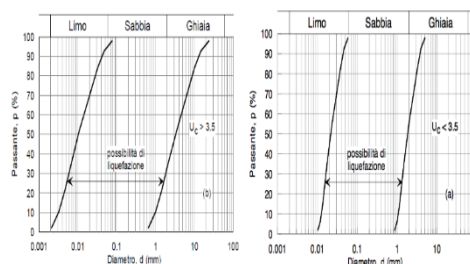
Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione (1.0) FS = CCR / CSR dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma. I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs.

#### 7.1.1. Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$



### 7.2. Verifica alla liquefazione nel sito in esame

L'applicazione dei criteri sopra citati D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2 non consente di escludere la possibilità di liquefazione nei terreni di fondazione del sito in esame.

La verifica alla liquefazione, eseguita utilizzando le prove CPTU applicando la teoria di Boulanger & Idriss 2014 tenendo conto che:

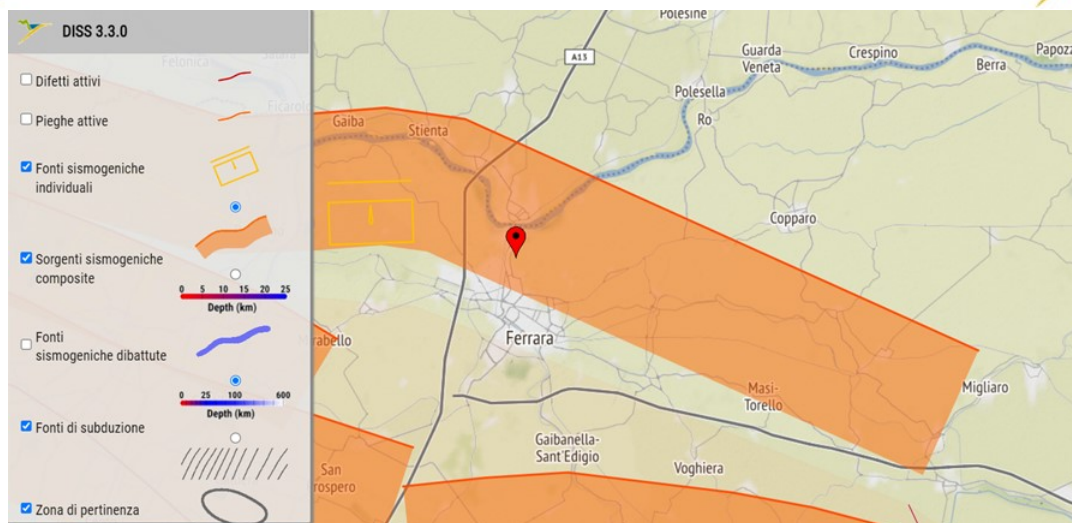
- È stato assegnato il valore di magnitudo attesa di 6.8 (Mw max) in quanto l'area di studio ricade nella Zona Sismogenetica ITCS050 – Poggio Rusco - Migliarino (da DISS);
- È stata attribuita un'accelerazione orizzontale massima in superficie  $a_{max}$  pari a 0,1604 g;
- È stata assegnata una soggiacenza media della falda pari a 1.50 m.

Il risultato ha fornito un valore di IL (indice liquefazione) pari a 0.00, quindi il sito si pone in una condizione di rischio molto basso.



ISTITUTO NAZIONALE  
DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

## Database of Individual Seismogenic Sources



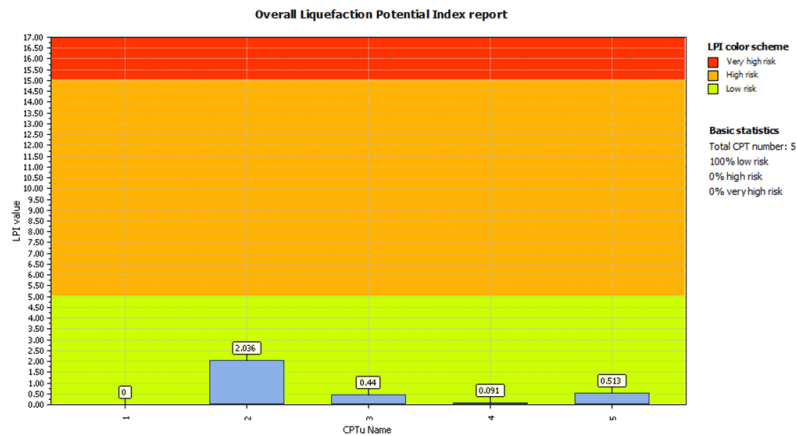
### INFORMAZIONE GENERALE

<b>ID DISS</b>	ITCS050
<b>Nome</b>	Poggio Rusco-Migliarino
<b>Compilatore/i</b>	Burrato P.(1)
<b>Contributori</b>	Burrato P.(1), D'Ambrogio C.(2), Maesano FE(1), Toscani G.(3)
<b>Affiliazione/i</b>	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sezione Roma 1; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italia 2) Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale; Servizio Geologico d'Italia; Via Vitaliano Brancati, 48, 00144 Roma, Italia 3) Università di Pavia; Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente; Via Ferrata, 1, 27100 Pavia, Italia
<b>Creato</b>	08/01/2005
<b>Aggiornato</b>	16/10/2013
<b>Visualizza mappa</b>	
<b>Fonti correlate</b>	<a href="#">ITIS090</a>

### INFORMAZIONI PARAMETRICHE

Parametro	Qualità	Evidenza
<b>Profondità minima [km]</b>	1.0	OD Basato su dati geologici di vari autori.
<b>Profondità massima [km]</b>	8.0	OD Basato su dati geologici di vari autori.
<b>Colpo [gradi] min... max</b>	85...115	OD Basato su dati geologici di vari autori.
<b>Dip [gradi] min... max</b>	25...55	OD Basato su dati geologici di vari autori.
<b>Spoglia [gradi] min... max</b>	80...100	OD Basato su dati geologici di vari autori.
<b>Velocità di scorrimento [mm/a] min... max</b>	0,3900... 0,4500	OD Calcolato utilizzando dati geologici del sottosuolo.
<b>Magnitudine massima [Mw]</b>	6.8	E.R Stimato dalle relazioni di scala di Leonard (2014).

## REPORT LIQUEFAZIONE CPTU – BOULANGER &amp; IDRIS 2014

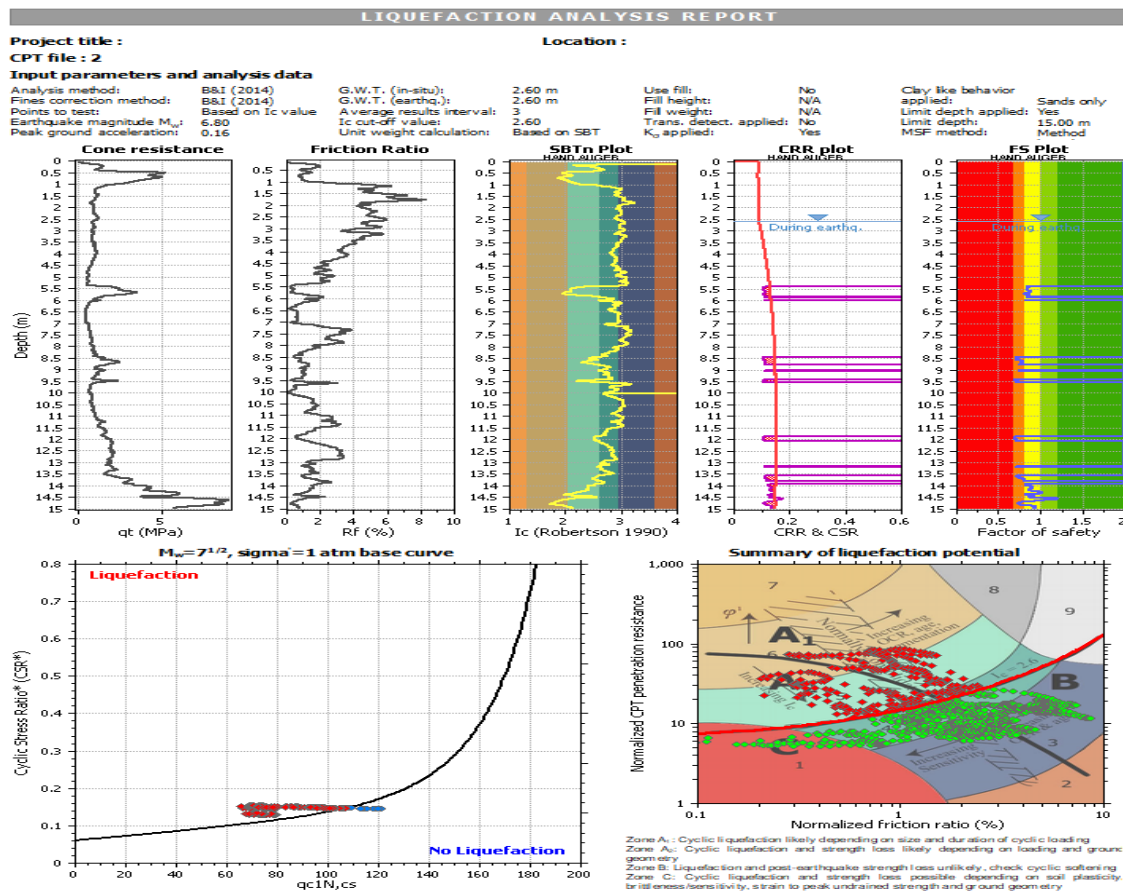


CLASSI DI PERICOLOSITA' DI LIQUEFAZIONE (Sonmez 2003)	
0	NON LIQUEFACIBILE
0 ÷ 2	POTENZIALE BASSO
2 ÷ 5	POTENZIALE MODERATO
5 ÷ 15	POTENZIALE ALTO
> 15	POTENZIALE MOLTO ALTO

RISULTATI			
N. PROVA	LPI (indice liquefazione)	Prof. Analisi (m)	Potenziale Rischio
CPTU1	0.00	11	Non liquefacibile
CPTU2	2.036	15	Moderato
CPTU3	0.44	16	Basso
CPTU4	0.091	15	Basso
CPTU5	0.513	13	Basso



## VERIFICA LIQUEFAZIONE PROVA 2 (rischio moderato)



## 7.3. Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

## 7.3.1. Azione sulla fondazione

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M. 17.01.2018):

- 1.combinazione fondamentale (condizioni statiche);
- 2.combinazione sismica (condizioni dinamiche).

## 7.3.2. Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di Meyerhof. Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la capacità portante non coincide con il carico di esercizio dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno. Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione.

Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio).

La capacità portante è stata stimata facendo riferimento all'unità geotecnica definita come LA (le caratteristiche dimensionali della platea sono stimate. Per i valori reali, specifici per l'impianto in progetto, si rimanda alla relazione strutturale).

**STIMA CAPACITA' PORTANTE**

## Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica:	<b>Meyerhof 63</b>	Sismica: inclinazione del carico	<b>9.10°</b>
Dati al contorno	Profondità falda:	<b>2 m</b>	Condizione di verifica:	<b>NON DRENATA</b>
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	<b>4 m</b>	[L] Lunghezza (dir x):	<b>25 m</b>
<b>PLATEA</b>	[Df] (dir z): Profondità	<b>1 m</b>	Profondità cuneo efficace	<b>3.40 m</b>

## Stratigrafia del terreno

N.	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	$\varphi$	$c_u$	$H_{str}$	E	$D_r$
LSA	1.85	2.05	29.00	0.00	1.50	80.00	25.00
LA	1.60	1.60	00.00	0.25	8.50	30.00	00.00
SL	1.85	2.05	32.00	0.00	6.00	200.00	45.00

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
$\gamma_{nat}$	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m <sup>3</sup> )
$\varphi$	: angolo d'attrito interno (deg)
$c'$	: Coesione drenata (kg/cm <sup>2</sup> )
$c_u$	: Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )
$H_{str}$	: Spessore dello strato (m)
E	: Modulo elastico/edometrico (kg/cm <sup>2</sup> )
$D_r$	: Densità relativa

## Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

$\gamma$	$\varphi$	$c_u$
<b>1.60</b>	<b>0.00</b>	<b>0.25</b>

## Descrizione sintetica della teoria utilizzata - Meyerhof 63

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q_{sta}$$

**Fattori di capacità portante**

$$N_c = \pi + 2$$

**Fattori di profondità**

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot D/B$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

**Fattori di forma**

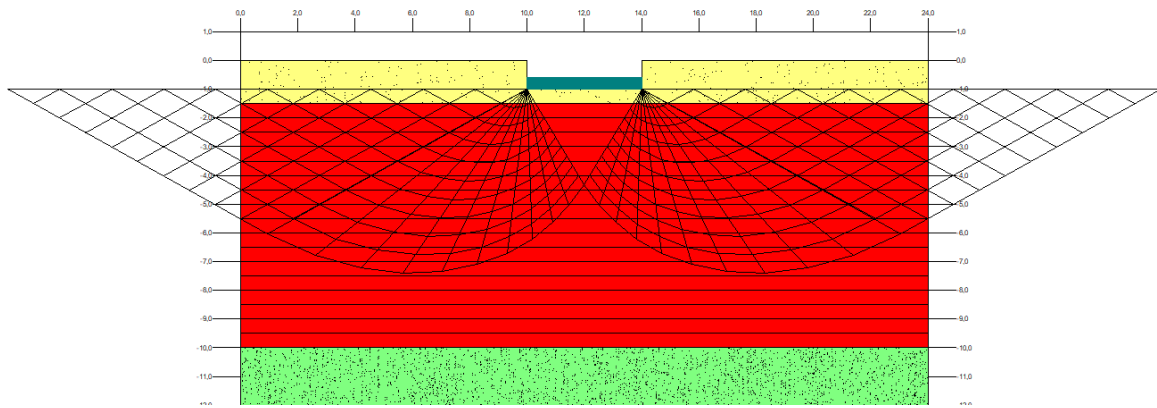
$$s_c = 1 + 0.2 \cdot B'/L'$$

**Fattori di inclinazione dei carichi**

$$i_c = (1 - 2 \cdot \theta/\pi)$$

## Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_q$	$N_c$	$N_y$
1.00	5.14	0.00



## Combinazioni di carico

## condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

## condizione sismica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.00	1.10	0.80	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

## STIMA SLU – CONDIZIONE STATICA

$$q_{SLU} = 0.70 \text{ kg/cm}^2$$

## STIMA SLV – CONDIZIONE DINAMICA

$$q_{SLU} = 0.55 \text{ kg/cm}^2$$

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE  
 FS PARZIALE PER  $\phi$ : 1,00 FS PARZIALE PER C: 1,00 FATTORE SICUREZZA GLOBALE: 2,30

## 8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

### 8.1. Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio. Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). È importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

I cedimenti di seguito stimati fanno riferimento sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di Boussinesq.

È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

#### 8.1.1. Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale. Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- $S_{imm}$  = cedimento immediato, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- $S_{con}$  = cedimento di consolidazione, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- $S_{sec}$  = cedimento secondario, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei terreni coesivi ed incoerenti, i due casi vanno trattati separatamente.

**Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)**

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Qz / Ed; \text{ in cui:}$$

DH=spessore dello strato;

Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

Ed=modulo di deformazione dello strato.

**Cedimenti nei terreni coesivi. (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)**

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$Ed = 1/mv; \text{ in cui}$$

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

**Cedimenti assoluti e differenziali**

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di 2,5 cm in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e 4 cm in terreni coesivi (limi e argille). La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno. Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S2 - S1)/L12; \text{ in cui}$$

$D_{ang}$ =distorsione angolare;

S2=cedimento assoluto nel punto 2;

S1=cedimento assoluto nel punto 1;

L12=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

**Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa**

Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (Holtz, 1992)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi	15 + 30
	Accessibilità	30 + 60
Cedimento (cm)	Probabilità di cedimenti differenziali	2,5 + 5
	Murature portanti	5 + 10
	Strutture intelaiate Ciminiere, silos	7,5 + 30
Inclinazione $\delta/L$	Stabilità al ribaltamento	Da verificare
	Rotazione di ciminiere e torri	$\delta/H \leq 0,04$
	Drenaggio di superfici pavimentate	$0,01 + 0,02$
Rotazione relativa $\beta$	Operatività macchine	0,003
	Macchine tessili	0,002
	Turbogeneratori Gru a ponte	0,003
Rotazione relativa $\beta$	Murature portanti multipiano	0,0005 + 0,001
	Murature portanti ad un piano	0,001 + 0,02
	Lesione intonaci	0,001
	Telaie in c.a.	0,0025 + 0,004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telaie in acciaio	0,002
Strutture semplici di acciaio	0,005	

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminiere e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi  
Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli irregolari

**Limiti di distorsioni angolari ammissibili per vari tipi strutturali**

Fonte: Bjerrum, 1963, modificato.



### 8.1.2. Risultati del calcolo

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente.

Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione. Per la stima del modulo di reazione o coefficiente di sottofondazione (k di Winkler) del terreno di fondazione è stato applicato il metodo di Bowles.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione.

Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti.

Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (carico/cedimento):

$$k = Q/s.$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione.

Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione.

Il metodo più appropriato per ricavare K è quello di calcolare il cedimento s della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare K come rapporto fra la pressione media applicata p ed il cedimento s.

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard.

Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida.

L'utilizzo di k anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

La relazione di Vesic semplificata (1961) correla k con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione secondo la relazione:

$$k = (1/B) \times Et / (1 - p^2)$$

dove

Et (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;

p=rapporto di Poisson

B (cm)=lato corto della fondazione

La relazione di Bowles (1974) propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c$$

dove

f<sub>c</sub>= 2.54/cedimento della fondazione (cm);

Q=carico di esercizio (kPa).

### 8.1.3. Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

Il calcolo è stato condotto sulla sezione di calcolo del bulbo delle tensioni considerando un valore di SLE tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore ai 4.00 cm.

Infatti, poiché all'interno di questa profondità si trovano prevalentemente terreni coesivi caratterizzati da cedimenti di consolidazione si è deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di 4.00 cm.

### 8.1.4. Cedimenti Assoluti

Per la verifica dei cedimenti è stata ipotizzata una fondazione con platea con dimensioni come di seguito riportate stimando, mediante back-analysis, un carico agli SLE tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore a 30 mm.

### 8.1.5. Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare  $\gamma$  prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento  $\Delta S$  tra due punti e la loro distanza reciproca  $L$ , ossia  $\gamma = \Delta S/L$ . Considerando i carichi di esercizio di cui sopra, i cedimenti differenziali saranno contenuti nei cedimenti ammissibili.

### 8.1.6. Risultati del calcolo

CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE			
[B] Larghezza (dir y):	4.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	25.00 m
		[Df] (dir z): Profondità	1.00 m
CEDIMENTI ASSOLUTI			
Carico applicato:	0.20	kg/cm <sup>2</sup>	
Cedimento:	40	mm	
Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)			
Modulo di reazione	0.15	kg/cm <sup>3</sup>	

Secondo le indicazioni fornite dal tecnico progettista, il carico applicato sulla platea da 100 m<sup>2</sup> (25 x 4 m) sarà di circa 200 t equivalente a 0.20 kg/cm<sup>2</sup> da cui deriva, considerando i terreni presenti in sito, un cedimento di circa 4 cm.

### 8.1.7. Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

## 9. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- Ricordiamo che la zona sismica per il territorio di Ferrara (FE) è la zona Sismica 3, come indicato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018;
- Dalle indagini geofisiche eseguite in sito con metodologia HVSR, è stata assegnata al terreno la categoria di sottosuolo C, come prescritto dal D.M. 17.01.2018;
- Le verifiche alla liquefazione hanno fornito un valore di IL (indice liquefazione) pari a 2.10, quindi il sito si pone in una condizione di rischio moderato;
- Durante le prove in sito è stata rilevata una soggiacenza della falda freatica a circa 1.50 ÷ 2.50 m di profondità dal piano campagna nella zona topograficamente più ribassata; per le sue caratteristiche idrogeologiche potrebbe subire fluttuazioni anche superiori al metro;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative.

Erbusco, 17/01/2023

Il Tecnico

DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



L'Azienda

ING. MATTEO BONO

