

Committente: Kastamonu Italia S.r.l.

20 Aprile 2018



e-mail: info@silgeo.it – www.silgeo.it

- **GEOLOGIA APPLICATA**
 - **GEOTECNICA**
 - **IDROGEOLOGIA**
- **GEOLOGIA AMBIENTALE**
 - **PROVE PENETROMETRICHE**
 - **SONDAGGI GEOGNOSTICI**
 - **PROSPEZIONI GEOFISICHE**
- **ANALISI LABORATORIO TERRE**
 - **INTERPRETAZIONI IMMAGINI Telerilevate**

PREMESSA

Su incarico della società Kastamonu Italia S.r.l. è stato redatto uno studio finalizzato a caratterizzare dal punto di vista geologico, geotecnico e sismico i terreni di fondazione dei parcheggi a servizio dell'impianto produttivo di Pomposa di Codigoro.

Nel gennaio 2018 la scrivente eseguì una serie di indagini in situ nella porzione meridionale degli stabilimenti. Nell'Aprile 2014 fu eseguita un'ulteriore indagine (Committente Comune di Codigoro) nella porzione immediatamente a nord della'rea su cui verranno eseguiti i parcheggi. Si ritiene che i dati a disposizione siano ampiamente sufficienti al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico e sismico l'area di sedime. nella figura 1 si riportano le indagini prese in considerazione (anni 2018 ed anno 2014), con indicazione, in riquadro, della planimetria di progetto dei parchetti (in rosa)

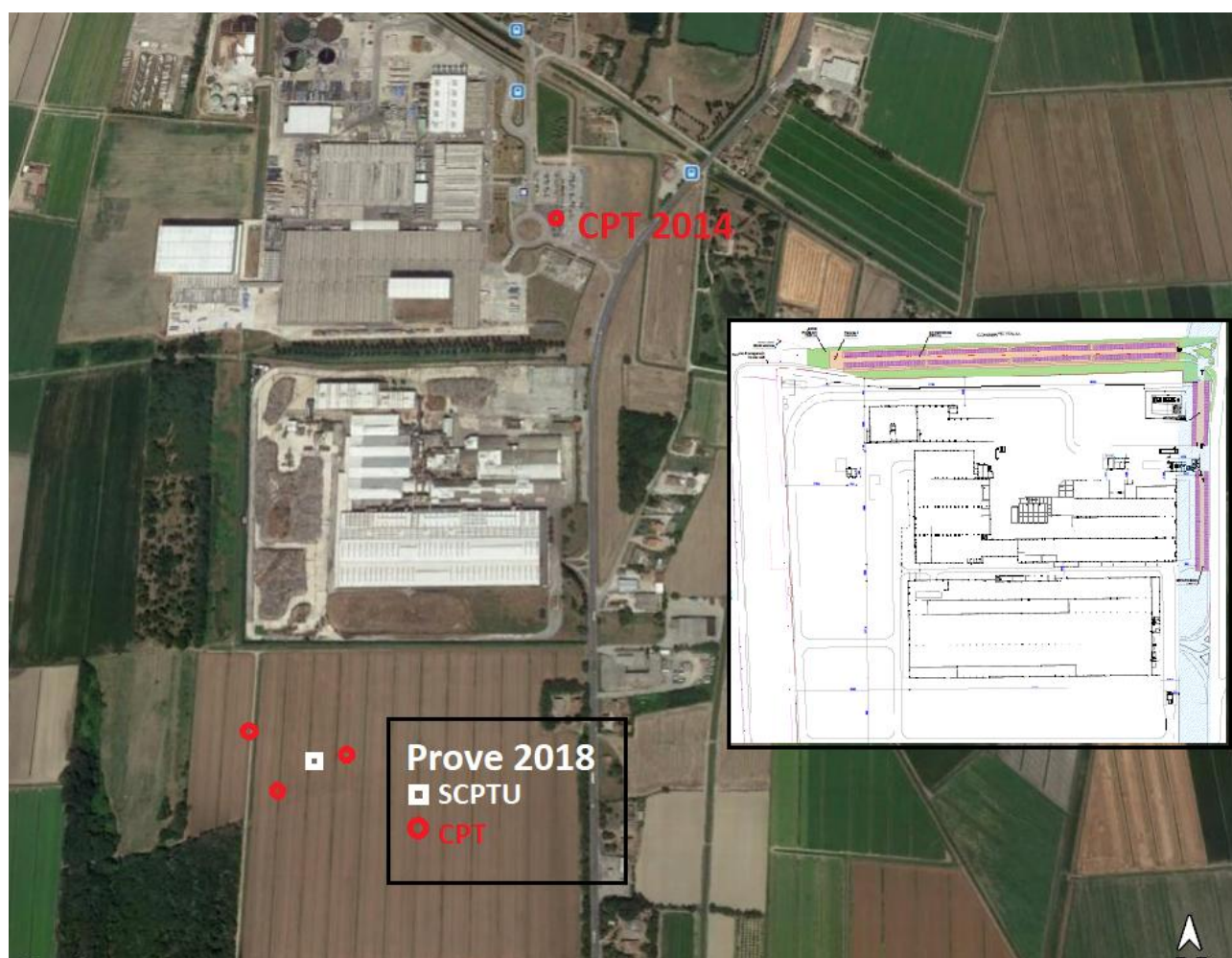


Fig. 1

La presente relazione ha la funzione di individuare che nulla osti dal punto geologico, al progetto.

Le normative di riferimento sono le seguenti:

- D.M. LL. PP. 11/3/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce"
- D.M. 16/01/96 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"

Silgeo Studio geologico di M. Sileo
Via Torun 3/c – 44123 Ferrara
Tel 0532/472702 – mobili 335/314457 – 335/6559327
Email info@silgeo.it – www.silgeo.it fb geologia silgeo sas

- Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, n. 3274 del 20/3/03
- Delibera della giunta della Regione Emilia Romagna del 21 luglio 2003 con oggetto: Prime disposizioni di attuazione dell'ordinanza del PCM n. 3274/2003 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, con particolare riferimento all'allegato A, “Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia Romagna”
- Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3316 “Modifiche ed integrazioni all'ordinanza n. 3274 del 20/3/03”
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale. Nota esplicativa dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03. Data: 4 giugno 2003
- Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/05
- *D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto di studio rientra nel settore meridionale del grande bacino subsidente padano. Esso è costituito superficialmente da sedimenti Olocenici di piana alluvionale, a cui segue, in profondità, una coltre di sedimenti incoerenti di età Pliocenica e Quaternaria con depositi riferibili a vari ambienti deposizionali, in particolare: marini, deltizi, lagunari e fluvioπλαustri. La parte superiore di tali sedimenti è rappresentata da depositi Quaternari continentali in continuità con i sedimenti superficiali, con spessori variabili che raggiungono i valori massimi a SE di Ferrara (circa 200 m.).

L'assetto attuale del territorio ferrarese, è conseguenza dell'evoluzione della rete idrografica superficiale ed a fenomeni di subsidenza naturale ed antropica. A proposito del primo dei suddetti fattori, va tenuto presente che la condizione dei fiumi di bassa pianura è generalmente quella di sedimentazione: il corso d'acqua durante i fenomeni di esondazione tende a distribuire il proprio carico solido nelle aree circostanti in modo che le granulometrie maggiori (sabbie) vanno a costituire barre e le sponde naturali degli alvei, mentre i materiali più fini (limi ed argille) vengono depositati in zone più distali, in ragione della diminuzione dell'energia idrodinamica e quindi coerentemente al diminuire della competenza fluviale. Questi ultimi sedimenti, si costipano maggiormente di quelli costituenti l'alveo, determinando così, già per cause naturali, dislivelli tra gli alvei dei fiumi ed i territori circostanti. Su questi meccanismi di esondazione, preponderante è stato l'intervento antropico, che per preservarsi da tali fenomeni ha, per così dire, irrigidito la rete idrografica alzando via via gli argini e costringendo le aste fluviali a scorrere sempre dentro gli stessi alvei. La conseguenza diretta di tale operato è stata quella di bloccare i nuovi apporti detritici nella campagna circostante ed esaltare i dislivelli tra letti fluviali e territori limitrofi.

Per quanto concerne i fenomeni di abbassamento, essi sono imputabili a:

- subsidenza geologica (naturale)
- abbassamento della falda freatica per scopi di bonifica, determinando fenomeni di subsidenza dovuti a semplici cause meccaniche per effetto del costipamento

- estrazioni eccessive di acqua e talora acqua mista a gas dalle formazioni quaternarie profonde.

Per quanto riguarda in particolare il basso ferrarese, il mare agisce come ulteriore agente morfogenetico. La caratteristica peculiare di un ambiente vallivo è quella di avere una bassa energia idrodinamica, per cui all'interno di essi si rinvergono sedimenti a granulometria fine (limi ed argille, ampiamente torbosi. Verso la costa le lagune, specchi d'acqua in origine collegati al mare, sono state inteccluse dalla formazione di corpi allungati sabbiosi (le dune), trasformandoli in aree chiuse a sedimentazione di materiale fine. Facendo riferimento alla Carta Geomorfologica alla scala 1:75.000 redatta dal servizio urbanistica e pianificazione dell'Amministrazione Provinciale di Ferrara si evidenzia che gli elementi morfologici presenti (da est verso ovest) sono i seguenti:

- a) cordoni litoranei sepolti: si tratta di paleolinee di costa un tempo affioranti, ribassate poi per fenomeni legati a subsidenza, e ricoperte da coltri di sedimenti successivi legati ad ambienti deposizionali diversi.
- b) Cordoni spianati: l'ambiente deposizionale è ancora quello costiero.
- c) Paleoalvei di ubicazione certa: si tratta di ambienti deposizionali legati all'agente morfogenetico fiume. Nell'area oggetto di studio sono presenti paleoalvei secondari.
- d) Aree depresse, corrispondenti alle zone vallive, recuperate poi con le bonifiche
- e) Orli di scarpata: rappresentano i margini di contatto tra le zone topograficamente più rilevate (cordoni litoranei) e quelle più depresse (ex aree vallive)

Entrando nello specifico dell'area oggetto di studio, essa è inserita in un'ampia plaga con depositi continentali pleistocenici, ricoperti in successione da sedimenti di bassa pianura alluvionale, che passano a depositi lagunari e a sabbie di spiaggia sommersa o di bocca deltizia. La regressione è evidenziata da cordoni litoranei, sepolti, nel settore occidentale, da sedimenti fini di ambiente prima salmastro poi dulcicolo e affioranti in quello orientale.

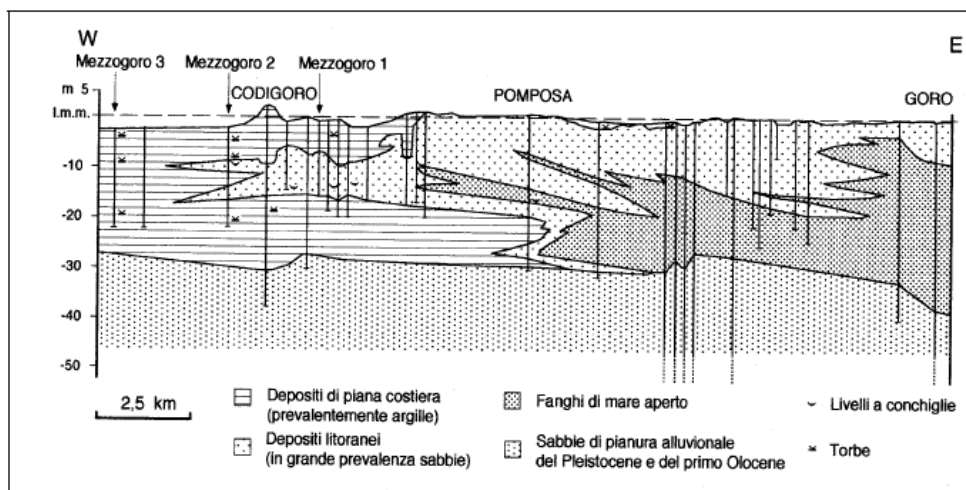


Fig. 2 – Profilo del tratto compreso tra Mezzogoro e Goro – Tratto da “Nuovi dati stratigrafici paleo ambientali e di cronologia radiometrica sul ciclo trasgressivo-regressivo olocenico nella’rea deltizia padana” – Annali dell’università degli Studi di Ferrara, Bondesan et alii, 1999

Al fine di produrre un chiaro inquadramento geologico del sito, si è fatto riferimento alla cartografia redatta a corredo del PSC comunale. Dal punto di vista geologico, l'area è inserita nell'Unità stratigrafica AES 8b età da 3500 a 1500 anni fa, sabbie costiere.

Relazione geologica e geotecnica e sismica a corredo del progetto di parcheggi a servizio dello stabilimento di Pomposa di Codigoro. Committente: Kastamonu Italia S.r.l.

Sono chiaramente presenti antiche linee di costa chiamate "Eridano".

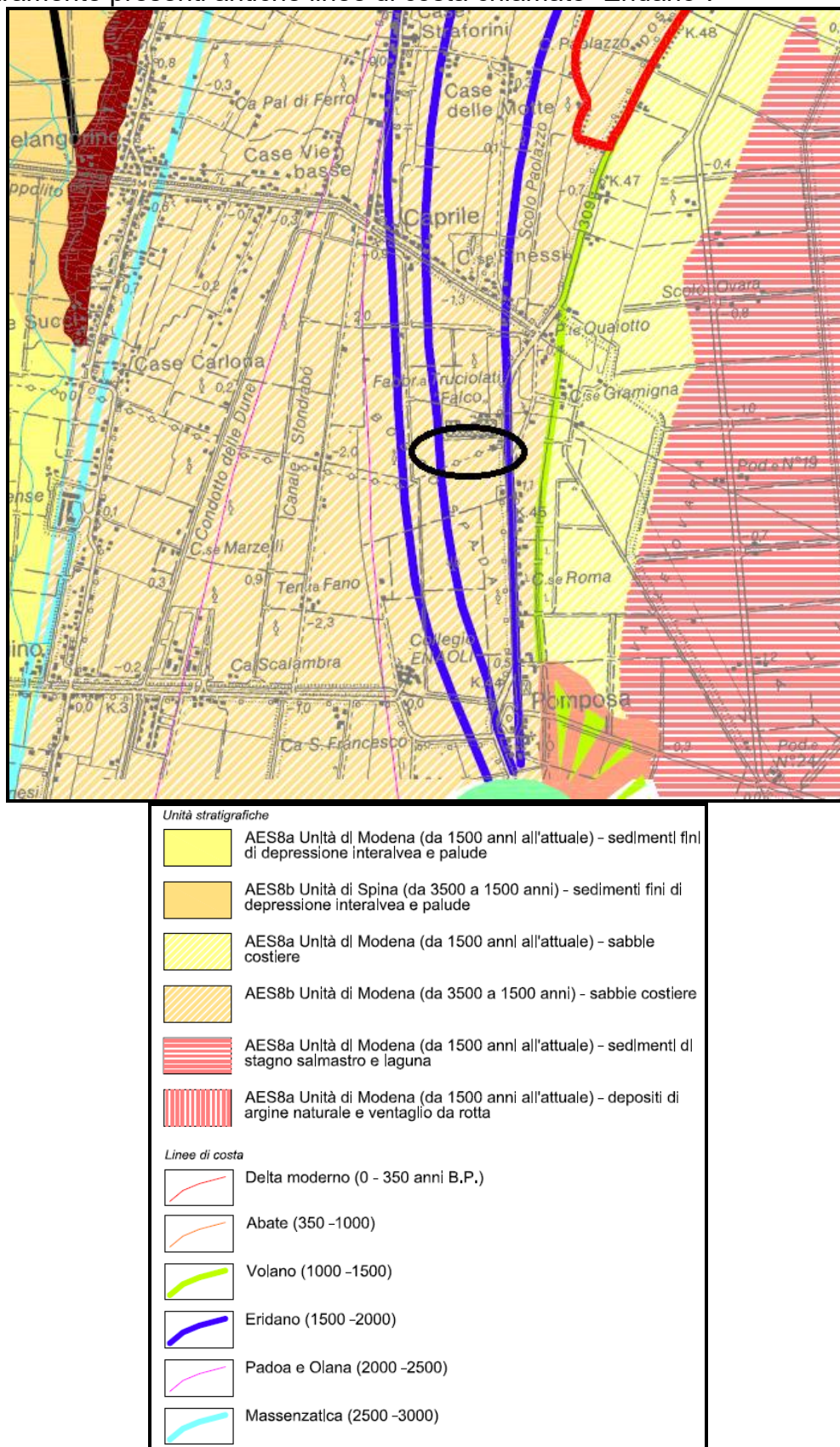
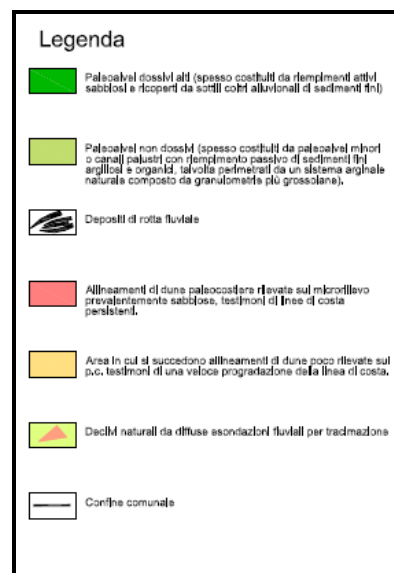
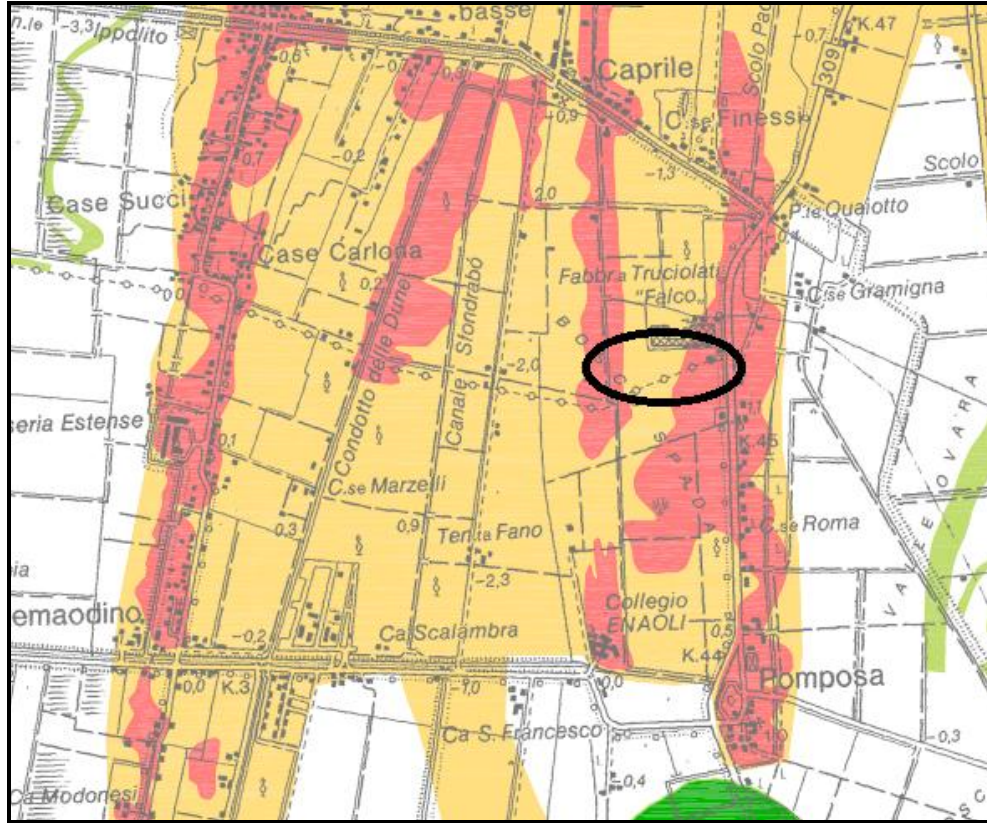


Fig.3: stralcio della carta geologica PSC Comunale con legenda

Silgeo Studio geologico di M. Sileo
 Via Torun 3/c – 44123 Ferrara
 Tel 0532/472702 – mobili 335/314457 – 335/6559327
 Email info@silgeo.it – www.silgeo.it fb geologia silgeo sas



Silgeo Studio geologico di M. Sileo
Via Torun 3/c – 44123 Ferrara
Tel 0532/472702 – mobili 335/314457 – 335/6559327
Email info@silgeo.it – www.silgeo.it fb geologia silgeo sas



Fig. 5: Stralcio della carta del micro rilievo tratta dal PSC comunale con legenda

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Il territorio del basso ferrarese presenta condizioni di drenaggio fortemente connesse con l'assetto altimetrico; esso mostra in generale una pendenza da Ovest verso Est, condizionando la situazione della rete scolante.

A livello macroscopico il modello idrogeologico del territorio risulta complesso e costituito da diverse unità idrogeologiche separate da materiali impermeabili.

Gli acquiferi più profondi sono ospitati nelle formazioni pre-Pleistoceniche che, unitamente a quelli rinvenibili nei depositi sabbiosi Pliocenici e Pleistocenici sovrastanti, sono rappresentate da acque salmastre o salate.

Nelle successioni Oloceniche, l'ambiente deposizionale è di tipo continentale e si osservano successioni di livelli a sabbia da fine a grossolana, intercalati a livelli di argilla con tracce di torba.

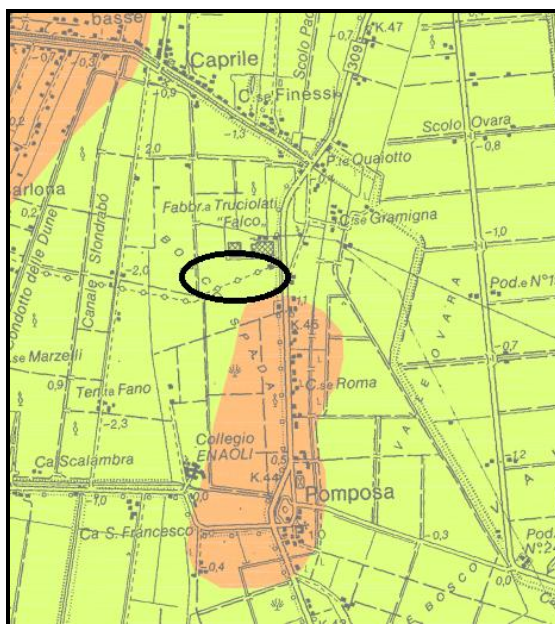
La falda freatica, considerata per convenzione come un unico elemento, in realtà risulta costituita da un complesso sistema multifalda, a livelli anche non interconnessi.

Nell'area di studio è stato misurato il livello freatico in ogni punto di prova. Il dato freaticometrico, riferito ai giorni dal 3 al giorno 8 gennaio 2018, indica una soggiacenza di – 1.10/1.20 metri dal p.c. La tabella seguente riassume quanto rilevato:

Tipo indagine	CPT 1	CPT 2	CPT3	SCPTU
Soggiacenza falda dal p.c. (in metri)	-1.20	-1.20	-1.20	- 1.10

Per quanto riguarda l'indagine eseguita nell'aprile 2014, la falda si attestava a – 2.50 metri dal p.c.

Facendo riferimento alla carta delle isobate redatta a corredo del PSC comunale, si rileva una continuità in termini di soggiacenza della falda, che nell'area viene registrata tra – 1.00 e – 2.00 metri dal p.c.



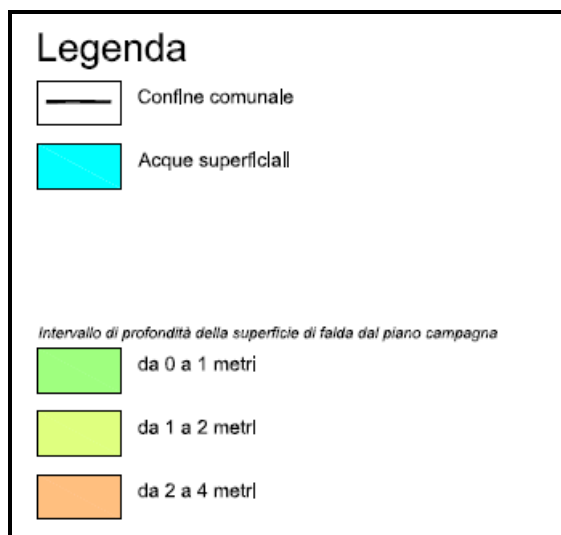


Fig. 6: Stralcio della carta delle isobate tratta dal PSC comunale con legenda

Dal punto di vista dei bacini di scolo, l'area è inserita nel cosiddetto "Bacino Salghea".

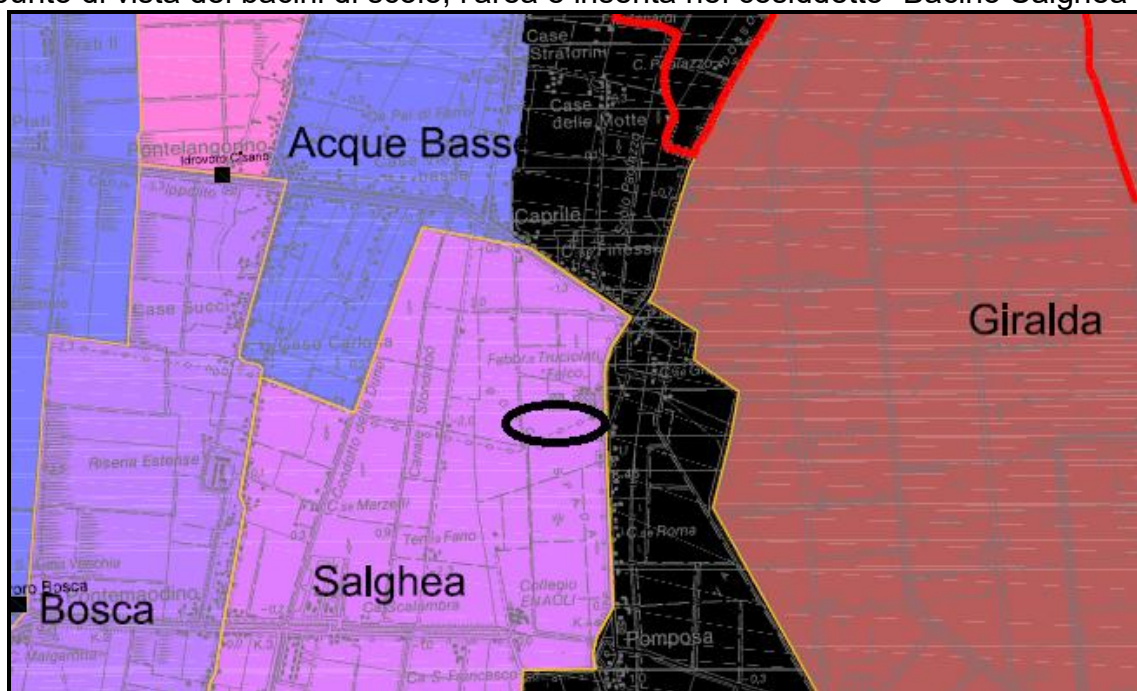


Fig. 7: stralcio della carta dei bacini di scolo, tratta dal PSC comunale

Per le caratteristiche morfologiche del territorio, esso è sempre stato sottoposto ad un complesso sistema di canali e scoli funzionali ad un corretto drenaggio del terreno.

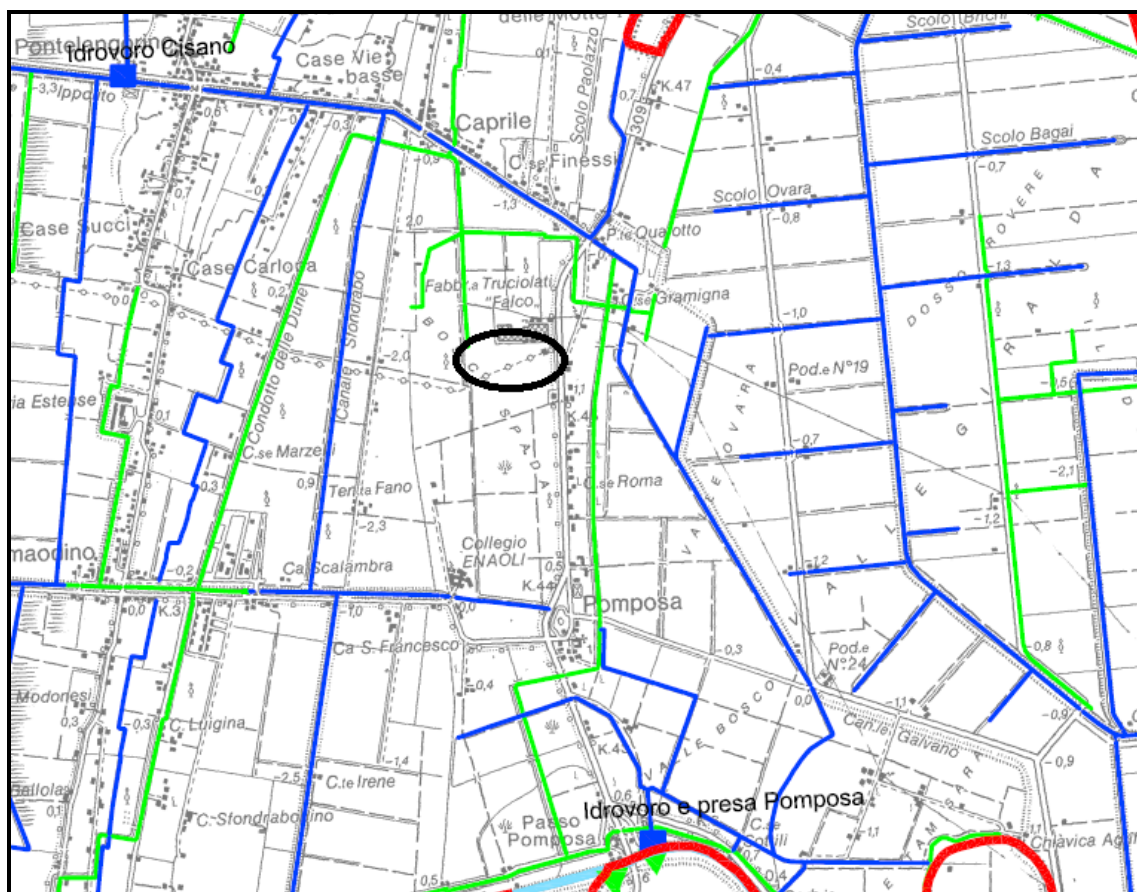


Fig. 8: stralcio della carta dei sistemi di bonifica, tratta dal PSC comunale

METODOLOGIA D'INDAGINE DELLE PROVE IN SITU

La prova penetrometrica statica (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/sec}$).

La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) opportunamente ancorato al suolo, che agisce su una batteria doppia di aste (esterne cave e aste interne piene coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato a mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale (punta/manicotto tipo "Begemann").

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\phi = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'approfondimento.

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture ai manometri, durante l'infissione dello strumento):

- $R_p \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza alla punta (conica)}$
- $R_l \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza laterale (manicotto)}$
- $R_t \text{ (kg)} = \text{resistenza totale (aste esterne)}$

La resistenza alla punta R_p e la resistenza laterale R_l sono rilevate ad intervalli regolari di 20 centimetri.

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto R_p/R_l fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero in base ai valori di R_p e del rapporto $FR = (R_l/R_p) \%$ (esperienze di Schmertmann - 1978).

CPTU ed SCPTU

La prova è simile come esecuzione alla sopradescritta CPT: la fondamentale differenza è l'utilizzo di una punta con piezocono. Questo implica due vantaggi: la lettura "continua" di tutti i parametri ogni 2 cm (a differenza dei 20 della CPT) e la misurazione della pressione interstiziale (u). Per far sì che quest'ultimo dato sia misurato, si satura la punta con grasso di Lito, in modo tale che l'acqua eserciti su quest'ultimo una pressione, che per transività si propaga sulla cella di carico.

Vicino la traversina è posto un geofono che funge da trigger (da il T_0), il treno d'onde che si genera viene registrato tramite un geofono a tre componenti posizionato nella punta.

La prova penetrometrica statica elettrica con piezocono sismico consiste nell'infissione nel terreno di un piezocono standard all'interno del quale sono inseriti tre geofoni o accelerometri per la misura della velocità di propagazione nel terreno delle onde sismiche di taglio S e di compressione P . Le modalità esecutive della prova seguono le normative tecniche standard della classica prova con piezocono la cui infissione viene arrestata ad intervalli regolari di 1,00 metro per effettuare l'acquisizione dei dati sismici tramite sensori e sismografo: la prima acquisizione dati viene effettuata ad una profondità non inferiore a 2/3,00 metri dal piano campagna (inizio prova) a causa della breve distanza e quindi del

brevissimo tempo d'arrivo da misurare. La prerogativa importante di questa metodica è di valutare, metro per metro, la risposta del terreno alla sollecitazione sismica, potendo così fare una valutazione molto precisa della Vs30, come richiesto dalle NTC 08. Una appropriata sorgente di segnale sismico, per il calcolo della Vs, deve preferenzialmente generare onde di taglio di larga ampiezza con poca o nessuna componente compressionale. Il sistema di energizzazione del terreno (sorgente delle onde di taglio) è per cui costituito da una pesante traversina in legno con imbullonate due piastre di ferro alle terminazioni della trave. Le piastre di ferro imbullonate alle terminazioni verranno colpite con una mazza da 7 kg di peso.

Al fine di ottenere la Vs30 richiesta da normativa, è dunque necessario approfondire l'indagine sino ad almeno 30 metri dal p.c. Si precisa che la prova SCPTU rileva in modo DIRETTO la velocità sismica.

CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E FISICO MECCANICHE DEI TERRENI DESUMIBILI DALLE PROVE CPT, CPTU e SONDAGGI

Si evidenzia una buona omogeneità laterali dei terreni investigati. Si riscontrano terreni sabbiosi e sabbioso limosi da piano campagna fino a 13/15 metri, passanti poi ad argille limose, a tratti sabbiose, fino a 26.8 metri circa. Al netto di circa un metro di sabbie limose (fino a circa 27.80 metri), si ripete la sequenza di argille limose sino a fondo foro (30 metri).

In particolare, di seguito vengono riportate per le indagini la descrizione delle caratteristiche litologiche ed il valore medio di alcuni parametri geotecnici, di validità orientativa, individuati attraverso correlazioni e bibliografia.

PROVA PENETROMETRICA N. 1

Da p.c. a – 8.00 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa
Natura del terreno	Granulare
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	62.1
Rp/RI	41.3
Peso di Volume Y' (t/m³)	1.1
Angolo d'attrito interno φ (°)	30.0
Densità relativa %	73
Da –8.00 a –8.40 metri dal p.c.	
Litologia	Argilla e argilla limoso sabbiosa
Natura del terreno	coesiva
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	14.4
Rp/RI	14.0
Peso di Volume Y' (t/m³)	0.9
Coesione non drenata Cu (Kg/cmq)	0.64
Modulo di deformazione edometrico Mo (Kg/cmq)	49.0

Da -8.40 a - 14.80 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa e sabbia
Natura del terreno	Granulare
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	83.4
Rp/RI	39.1
Peso di Volume Y' (t/m³)	1.0
Angolo d'attrito interno ϕ (°)	30.0
Densità relativa %	60.0
Da -14.80 a -20.00 metri dal p.c.	
Litologia	argilla limoso sabbiosa
Natura del terreno	coesiva
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	15.2
Rp/RI	23.5
Peso di Volume Y' (t/m³)	0.9
Coesione non drenata Cu (Kg/cmq)	0.62
Modulo di deformazione edometrico Mo (Kg/cmq)	49.0

PROVA PENETROMETRICA N. 2

Da p.c. a - 11.00 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa
Natura del terreno	Granulare
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	60.7
Rp/RI	43.3
Peso di Volume Y' (t/m³)	1.0
Angolo d'attrito interno ϕ (°)	30.0
Densità relativa %	68
Da -11.00 a -11.60 metri dal p.c.	
Litologia	Argilla e argilla limosa
Natura del terreno	coesiva
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	6.0
Rp/RI	16.8
Peso di Volume Y' (t/m³)	0.7
Coesione non drenata Cu (Kg/cmq)	0.30
Modulo di deformazione edometrico Mo (Kg/cmq)	22.0
Da -11.60 a - 15.60 metri dal p.c.	

Litologia	Sabbia limosa e sabbia
Natura del terreno	Granulare
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	75.3
Rp/RI	42.8
Peso di Volume Y' (t/m³)	1.0
Angolo d'attrito interno ϕ (°)	30.0
Densità relativa %	53.0
Da -15.60 a -20.00 metri dal p.c.	
Litologia	argilla limoso sabbiosa
Natura del terreno	coesiva
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	11.3
Rp/RI	20.7
Peso di Volume Y' (t/m³)	0.8
Coesione non drenata Cu (Kg/cmq)	0.53
Modulo di deformazione edometrico Mo (Kg/cmq)	40.0

PROVA PENETROMETRICA N. 3

Da p.c. a - 8.00 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa
Natura del terreno	Granulare
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	63.5
Rp/RI	48.0
Peso di Volume Y' (t/m³)	1.1
Angolo d'attrito interno ϕ (°)	30.0
Densità relativa %	78
Da -8.00 a -8.40 metri dal p.c.	
Litologia	Argilla e argilla limosa
Natura del terreno	coesiva
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	8.0
Rp/RI	11.9
Peso di Volume Y' (t/m³)	0.7
Coesione non drenata Cu (Kg/cmq)	0.40
Modulo di deformazione edometrico Mo (Kg/cmq)	25.0
Da -8.40 a - 13.20 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa e sabbia
Natura del terreno	Granulare
Resistenza alla punta Rp (kg/cm²)	90.2

Rp/RI	46.2
Peso di Volume Y' (t/m ³)	1.0
Angolo d'attrito interno ϕ (°)	30.0
Densità relativa %	65.0
Da -13.20 a -20.00 metri dal p.c.	
Litologia	argilla limoso sabbiosa
Natura del terreno	Essenzialmente coesiva
Resistenza alla punta Rp (kg/cm ²)	22.2
Rp/RI	27.2
Peso di Volume Y' (t/m ³)	0.9
Coesione non drenata Cu (Kg/cmq)	0.68
Modulo di deformazione edometrico Mo (Kg/cmq)	57.0

PROVA CPTU

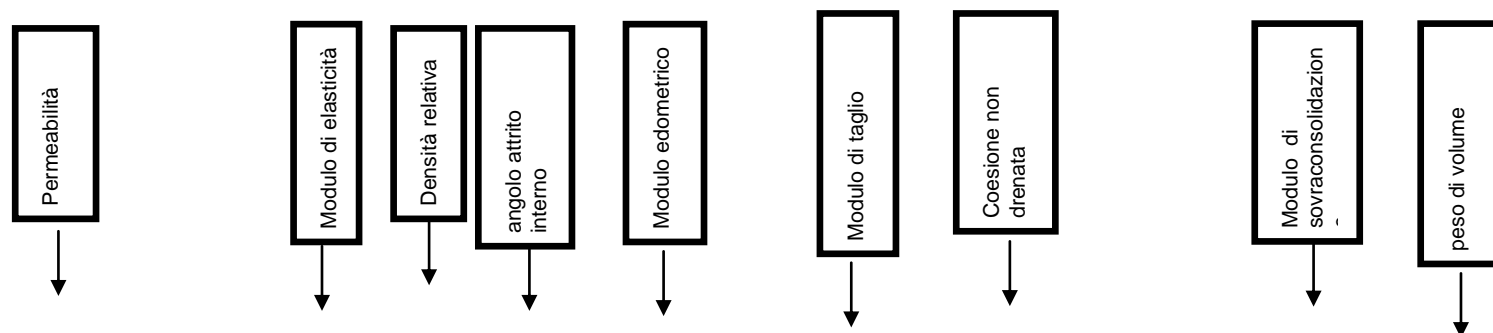
Tabular results

::: Layer No: 1 :::		
Code: 1	Start depth: 0.00 (m), End depth: 10.00 (m)	
Description: Sand & silty sand		
Basic results		Estimation results
Total cone resistance: 8.44 ±3.30 MPa	Permeability: 1.92E-04 ±2.04E-04 m/s	Constrained Mod.: 55.90 ±18.29 MPa
Sleeve friction: 38.10 ±17.59 kPa	N60: 17.42 ±5.92 blows	Go: 56.61 ±17.19 MPa
SBT _n : 6	Es: 45.72 ±13.47 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBTn description: Sand & silty sand	Dr (%): 61.81 ±11.64	Su ratio: 0.00 ±0.00
	φ (degrees): 40.79 ±2.02 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 17.80 ±0.80 kN/m³	

.: Layer No: 2 .:			
Code: 2	Start depth: 10.00 (m), End depth: 10.50 (m)		
Description: Clay & silty clay			
Basic results		Estimation results	
Total cone resistance: 1.16 ±0.16 MPa	Permeability: 1.57E-07 ±1.32E-07 m/s	Constrained Mod.: 11.73 ±3.21 MPa	
Sleeve friction: 17.15 ±22.32 kPa	N60: 4.92 ±1.16 blows	Go: 27.43 ±10.66 MPa	
SBT _z : 4	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 74.19 ±17.00 kPa	
SBTn description: Clay & silty clay	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.94 ±0.22	
	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 4.34 ±1.01	
	Unit weight: 15.24 ±1.62 kN/m³		
.: Layer No: 3 .:			
Code: 3	Start depth: 10.50 (m), End depth: 14.70 (m)		
Description: Sand & silty sand			
Basic results		Estimation results	
Total cone resistance: 8.15 ±3.66 MPa	Permeability: 3.30E-05 ±3.43E-05 m/s	Constrained Mod.: 70.46 ±25.37 MPa	
Sleeve friction: 52.29 ±21.97 kPa	N60: 19.77 ±6.89 blows	Go: 74.45 ±18.89 MPa	
SBT _z : 6	Es: 61.86 ±14.00 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa	
SBTn description: Sand & silty sand	Dr (%): 49.31 ±10.74	Su ratio: 0.00 ±0.00	
	φ (degrees): 38.55 ±2.48 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00	
	Unit weight: 18.11 ±0.91 kN/m³		
.: Layer No: 4 .:			
Code: 4	Start depth: 14.70 (m), End depth: 26.80 (m)		
Description: Clay & silty clay			
Basic results		Estimation results	
Total cone resistance: 1.91 ±0.58 MPa	Permeability: 1.41E-07 ±9.64E-07 m/s	Constrained Mod.: 15.43 ±9.34 MPa	
Sleeve friction: 25.38 ±12.48 kPa	N60: 8.90 ±1.63 blows	Go: 51.04 ±9.44 MPa	
SBT _z : 4	Es: 47.43 ±2.97 MPa	Su: 103.43 ±20.68 kPa	
SBTn description: Clay & silty clay	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.67 ±0.16	
	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 3.08 ±0.75	
	Unit weight: 16.83 ±0.55 kN/m³		
.: Layer No: 5 .:			
Code: 5	Start depth: 26.80 (m), End depth: 27.80 (m)		
Description: Silty sand & sandy silt			
Basic results		Estimation results	
Total cone resistance: 4.59 ±1.23 MPa	Permeability: 8.79E-07 ±9.64E-07 m/s	Constrained Mod.: 56.84 ±18.30 MPa	
Sleeve friction: 32.87 ±7.93 kPa	N60: 15.82 ±2.19 blows	Go: 76.86 ±5.38 MPa	
SBT _z : 5	Es: 61.23 ±4.05 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa	
SBTn description: Silty sand & sandy silt	Dr (%): 26.47 ±3.60	Su ratio: 0.00 ±0.00	
	φ (degrees): 32.80 ±1.30 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00	
	Unit weight: 17.55 ±0.23 kN/m³		

.: Layer No: 6 :.		
Code: 6 Start depth: 27.80 (m), End depth: 30.00 (m)		
Description: Clay		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 2.16 ±0.19 MPa	Permeability: 6.87E-09 ±4.58E-09 m/s	Constrained Mod.: 12.97 ±3.05 MPa
Sleeve friction: 38.56 ±13.43 kPa	N60: 11.35 ±0.92 blows	Go: 69.02 ±8.03 MPa
SBT _c : 3	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 118.76 ±13.93 kPa
SBTn description: Clay	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.55 ±0.07
	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 2.54 ±0.31
	Unit weight: 17.42 ±0.38 kN/m³	

Relazione geologica e geotecnica e sismica a corredo del progetto di parcheggi a servizio dello stabilimento di Pomposa di Codigoro.
Committente: Kastamonu Italia S.r.l.



From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT ₁₀₀ (blows/30cm)	E_s (MPa)	D_r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G_0 (MPa)	Undrained strength, S_u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.00 10.00	10.00	1.92E-04 (±2.04E-04)	17.4 (±5.9)	45.7 (±13.5)	61.8 (±11.6)	40.8 (±2.0)	55.9 (±18.3)	56.6 (±17.2)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	17.8 (±0.8)
10.00 10.50	0.50	1.57E-07 (±1.32E-07)	4.9 (±1.2)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	11.7 (±3.2)	27.4 (±10.7)	74.2 (±17.0)	0.9 (±0.2)	4.3 (±1.0)	15.2 (±1.6)
10.50 14.70	4.20	3.30E-05 (±3.43E-05)	19.8 (±6.9)	61.9 (±14.0)	49.3 (±10.7)	38.5 (±2.5)	70.5 (±25.4)	74.4 (±18.9)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.1 (±0.9)
14.70 26.80	12.10	1.41E-07 (±9.64E-07)	8.9 (±1.6)	47.4 (±3.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	15.4 (±9.3)	51.0 (±9.4)	103.4 (±20.7)	0.7 (±0.2)	3.1 (±0.7)	16.8 (±0.6)
26.80 27.80	1.00	8.79E-07 (±9.64E-07)	15.8 (±2.2)	61.2 (±4.0)	26.5 (±3.6)	32.8 (±1.3)	56.8 (±18.3)	76.9 (±5.4)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	17.5 (±0.2)
27.80 30.00	2.20	6.87E-09 (±4.58E-09)	11.4 (±0.9)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	13.0 (±3.1)	69.0 (±8.0)	118.8 (±13.9)	0.5 (±0.1)	2.5 (±0.3)	17.4 (±0.4)

PROVA PENETROMETRICA N. 1 – ANNO 2014

Da -0.00 a -16.00 metri dal p.c.	
Litologia	Sabbia limosa e sabbia
Natura del terreno	Granulare
Resistenza alla punta R_p (kg/cm²)	77.0
R_p/RI	61.0
Peso di Volume γ' (t/m³)	1.1
Angolo d'attrito interno ϕ (°)	27.0
Densità relativa %	67.0
Da -16.00 a -30.00 metri dal p.c.	
Litologia	Argilla limosa e limo argilloso, a tratti organico
Natura del terreno	Coesiva
Resistenza alla punta R_p (kg/cm²)	16.0
R_p/RI	22.0
Peso di Volume γ' (t/m³)	0.9
Coesione non drenata C_u (Kg/cmq)	0.61
Modulo di deformazione edometrico M_o (Kg/cmq)	47.0

Sintesi: dai dati desumibili dalle prove eseguite nell'intorno dell'are su cui andranno ad insistere i parcheggi in progetto, si evidenzia che i terreni di fondazione sono costituiti da sabbie limose e sabbie in continuità, per spessori variabili da 12 a 16 metri rispetto al p.c.

Nel gennaio 2018, oltre alle indagini CPT ed alla SCPTU, sono stati eseguiti due sondaggi geognostici che confermano appieno le stratigrafie descritte, e sono stati anche eseguite prove di laboratorio su un campione prelevato tra 3.00 e - 3.50 metri dal p.c.

Il campione è stato sottoposto alle seguenti prove di laboratorio:

- A. determinazione del contenuto naturale d'acqua
- B. Determinazione del peso di volume
- C. prova di Taglio

Il peso di volume γ è risultato pari a 1.871 gr/cm³

Il contenuto naturale d'acqua è pari al 21%

La coesione drenata C_d è di 12,11 kPa

L'angolo d'attrito interno è pari a 34°

Calcolo Vs30.

Per la valutazione della Vs30 con metodo diretto, si è utilizzato il piezocono sismico.

La prova SCPTU permette la lettura “continua” di tutti i parametri ogni 2 cm e la misurazione della pressione interstiziale (u). Per far sì che quest’ultimo dato sia misurato, si satura la punta con grasso di Litio, in modo tale che l’acqua eserciti su quest’ultimo una pressione, che per transività si propaga sulla cella di carico.

Vicino la traversina è posto un geofono che funge da trigger (da il T0), il treno d’onde che si genera viene registrato tramite un geofono a tre componenti posizionato nella punta.

La prova penetrometrica statica elettrica con piezocono sismico consiste nell’infissione nel terreno di un piezocono standard all’interno del quale sono inseriti tre geofoni o accelerometri per la misura della velocità di propagazione nel terreno delle onde sismiche di taglio S e di compressione P. Le modalità esecutive della prova seguono le normative tecniche standard della classica prova con piezocono la cui infissione viene arrestata ad intervalli regolari di 1,00 metro per effettuare l’acquisizione dei dati sismici tramite sensori e sismografo: la prima acquisizione dati viene effettuata ad una profondità non inferiore a 2/3,00 metri dal piano campagna (inizio prova) a causa della breve distanza e quindi del brevissimo tempo d’arrivo da misurare. La prerogativa importante di questa metodica è di valutare, metro per metro, la risposta del terreno alla sollecitazione sismica, potendo così fare una valutazione molto precisa della Vs30, come richiesto dalle NTC 08. Una appropriata sorgente di segnale sismico, per il calcolo della Vs, deve preferenzialmente generare onde di taglio di larga ampiezza con poca o nessuna componente compressionale. Il sistema di energizzazione del terreno (sorgente delle onde di taglio) è per cui costituito da una pesante traversina in legno con imbullonate due piastre di ferro alle terminazioni della trave. Le piastre di ferro imbullonate alle terminazioni verranno colpite con una mazza da 7 kg di peso.

Il valore di Vs30 viene calcolato con la seguente formulazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}}$$

La Vs 30 è risultata pari a 194,67 m/sec.

Profondità [m]	Velocità m/sec
-2,00	178,44
-3,00	180,65
-4,00	190,25
-5,00	204,88
-6,00	210,43
-7,00	213,55
-8,00	220,59
-9,00	219,88

-10,00	220,11
-11,00	234,89
-12,00	198,19
-13,00	196,83
-14,00	217,44
-15,00	183,16
-16,00	176,44
-17,00	179,33
-18,00	173,12
-19,00	171,58
-20,00	158,22
-21,00	160,12
-22,00	159,44
-23,00	177,23
-24,00	179,54
-25,00	180,22
-26,00	183,54
-27,00	171,11
-28,00	170,44
-29,00	189,33
-30,00	190,27

VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale sarà ubicato un 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 (cfr. par 7.11.3.4.1 D.M. 14/1/08). La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni campo libero) minori di 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$, oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

Secondo la definizione data nell'Eurocodice 8, *“la liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno”*.

Nel contesto considerato, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove devono essere realizzate le costruzioni. Le ricerche che hanno portato all'evoluzione delle conoscenze dei parametri più significativi ed alla formulazione di metodi empirici e di analisi dinamica, hanno preso avvio a partire dai terremoti di Niigata dell'Alaska (1964). Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento; a tali criteri hanno fatto seguito metodi più raffinati e complessi capaci di tenere conto di un numero di parametri sempre più elevato. Il quadro dei metodi oggi disponibili è quanto mai vario e va da criteri geologici qualitativi, che comprendono età del deposito, origine, stratigrafia, profondità della falda, a metodi di analisi dinamica molto sofisticati, basati sulla valutazione della pressione effettiva della risposta sismica locale (RSL) e su prove di laboratorio molto sofisticate e complesse. Questi metodi si basano sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto, ovvero fra gli strati tensionali che producono liquefazione o livelli di deformazione critici e quelli indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione. A tal fine richiedono la precisazione di parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, valutati questi ultimi o con prove dinamiche di laboratorio o con prove in situ.

La loro applicazione richiede quindi:

- *la valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici in condizioni non drenate, mediante correlazioni basate su prove in situ ed in laboratorio;*
- *calcolo delle sollecitazioni di taglio indotte.*

Essi sono basati su concetti di rapporto tensionale ciclico (CSR), che esprime il carico sismico, e di rapporto di resistenza ciclica (CRR), che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione. Nel caso in cui, si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato suscettibile alla liquefazione allorchè lo sforzo di taglio generato dal terremoto ad una data profondità, supera l' 80% dello sforzo critico che ha provocato la liquefazione alla medesima profondità durante terremoti passati; il livello di sforzo di taglio pari all' 80% implica un fattore di sicurezza pari a 1,25. *I terreni sono pertanto da considerarsi liquefacibili nel caso il rapporto tra CSR e CRR sia < 1,25.*

Va comunque rimarcato che, facendo riferimento all' Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1 della Legge regionale 20/2000 *“Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio”* in merito a *“Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica”* – Assemblea legislativa della Regione

Emilia Romagna (2 maggio 2007 – prog. 112), il fattore di sicurezza F_L viene portato ad 1. Ossia se il fattore $F_L > 1$, la liquefazione è da escludere, mentre se è minore di 1, è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Metodo di Seed-Idriss

Tra i metodi semplificati il più noto è quello di Seed e Idriss (1982), basato su una procedura semi-empirica: esso è di facile applicazione e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici:

- **granulometria;**
- **numero dei colpi della prova standard SPT (N_{spt});**
- **densità relativa;**
- **peso di volume.**

Esso prevede un confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutata prevalentemente sui risultati di prove in sito, quali la prova penetrometrica dinamica SPT, la prova penetrometrica statica CPT, la misura della velocità delle onde di taglio V_s) con l'eventuale occorrenza nel medesimo sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di una sollecitazione sismica (stimata attraverso la massima accelerazione attesa in superficie). Per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR il metodo prevede l'utilizzo di un abaco nel quale in ordinata è riportato il rapporto tensionale ciclico CSR (carico sismico) ed in ascissa la resistenza del terreno, stimata mediante una delle prove in sito, tipicamente la prova SPT.

Il rapporto tensionale ciclico (CSR) è definito dalla relazione (eq.1):

$$CSR = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot rd \quad (eq.1)$$

nella quale:

a_{max} = accelerazione di picco al piano di campagna

g = accelerazione di gravità

σ_v = tensione totale verticale nel sottosuolo

σ'_v = tensione efficace verticale nel sottosuolo

rd = coefficiente riduttivo dell'azione sismica alla profondità di interesse per tenere in conto la deformabilità del sottosuolo.

Nell'ipotesi di propagazione verticale di onde sismiche di taglio la colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale. Poiché in realtà la colonna di terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido. Seed ed Idriss hanno fornito a tal proposito i valori del coefficiente "rd" in funzione della profondità, in forma grafica.

Le curve limite, per diversi valori della magnitudo M , separano i punti rappresentativi di eventi studiati per i quali si è osservato il fenomeno della liquefazione (sopra le curve limite) da quelli dove la liquefazione non è avvenuta (sotto le curve limite). Queste rappresentano allora il luogo dei minimi rapporti tensionali ciclici CSR necessari affinché uno strato di terreno vada soggetto a liquefazione: esse rappresentano quindi il luogo dei valori corrispondenti alla resistenza ciclica CRR. Benchè utili per valutazioni di massima, i metodi semplificati offrono indicazioni molto approssimate sulla resistenza dei terreni alla liquefazione. La scoperta dell'incidenza sulla resistenza alla liquefazione dei metodi di ricostituzione dei provini, della loro dimensione e di altri effetti

secondari, sta portando però sempre più a privilegiare metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. Tali metodi fanno riferimento agli stati limite ultimi prescindendo dalle deformazioni e sono impiegati generalmente per la progettazione di opere di media importanza.

Il loro impiego si giustifica quindi per la loro facilità di applicazione, ovvero negli ambiti nei quali non sia richiesta una previsione particolarmente accurata.

Metodo NCEER, Robertson & Wride (1998)

Il metodo NCEER, si basa sull'utilizzo dell'indice di comportamento per il tipo di suolo **Ic**, calcolato mediante la formula:

$$Ic = [(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2]^{0,5} \quad (\text{eq.1})$$

con:

qc: resistenza alla punta misurata in situ;

Pa: tensione di riferimento (100Kpa) nelle stesse unità di misura di σ'_{v0} ;

fs: attrito laterale del manicotto;

n: fattore dipendente dal tipo di suolo;

Q: resistenza di punta normalizzata;

R_f: rapporto d'attrito o di frizione o delle resistenze.

$$Q = \left(\frac{qc - \sigma'_{v0}}{Pa} \right) \cdot \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (\text{eq.2})$$

$$R_f = \left(\frac{fs}{qc - \sigma'_{v0}} \right) \cdot 100 \quad (\text{eq.3})$$

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo nell'eq. 1. Se $Ic > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile. Se $Ic \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e Ic deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$Q = \frac{qc}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$. Se è ancora $Ic \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare. Se invece $Ic > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. Ic deve essere nuovamente ricalcolato nell'eq.1 ponendo $n = 0,75$. Calcolato Ic , si procede con la **correzione della resistenza alla punta misurata** qc mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{qc}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di Ic .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura: se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1-K_c} q_{c1N}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$K_c = 0$ per $FC \leq 5$

$K_c = 0,0267(FC - 5)$ per $5 < FC \leq 35$

$K_c = 0,8$ per $FC > 35$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1.75 (I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 ($CRR_{7,5}$) si calcola con le espressioni seguenti:

- se $(q_{c1N})_{cs} < 50$
 $CRR = 0.833[(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0.05$
- se $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$
 $CRR = 93 - [(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0.08$

Il rapporto di sforzo ciclico CSR si calcola con l'eq.1 e MSF come raccomandato dal NCEER (tab. 3): mentre il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

Magnitudo	NCEER (Seed et al. 1997)
5.5	2.21
6.0	1.77
6.5	1.44
7.0	1.19
7.5	1.00
8.0	0.84
8.5	0.73

Tab. 3: Magnitudo Scaling Factor secondo metodo NCEER 1997

Il coefficiente r_d è calcolato mediante la seguente procedura:

- se $z < 9,15$ m $r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z$
- se $9,15 \leq z < 23$ m $r_d = 1.174 - 0.00267 \cdot z$

dove z è la profondità in metri.

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et. al. .

Il metodo di Iwasaki et al. (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è

legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito. Il metodo si basa su due quantità: il fattore di resistenza (F_S) e l'indice di liquefazione (I_L). Quando $F_S \leq 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre I_L , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione:

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$$

dove:

$$F = 1 - F_S \quad \text{per } F_S \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{per } F_S > 1$$

$$W(z) = 10 - 0,5 \cdot z$$

Per poter valutare la potenza degli effetti viene proposta la scala dalla tabella seguente (tab.4):

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Tab.4: valutazione del rischio di liquefazione

Il **fattore correttivo** r_d viene calcolato mediante la seguente formula proposta dagli stessi autori:

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z$$

e MSF mediante la tab.5:

Magnitudo	Seed & Idriss (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

Tab.5: Magnitudo Scaling Factor secondo metodo Seed & Idriss

Invece per la valutazione di CRR vengono suggerite le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

- per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$:
$$\text{CRR} = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma'_{v0} + 0.7}} + 0.225$$

$$\log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right)$$
- per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$:
$$\text{CRR} = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma'_{v0} + 0.7}} - 0.05$$

dove D_{50} è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Poiché si evidenzia un fattore predisponente la liquefazione (sabbia in falda entro i primi 20 metri dal p.c.), si è proceduto dunque al calcolo dell'indice di liquefazione secondo il metodo di Robertson & Wride e secondo il metodo di Boulanger ed Idriss (2014). I risultati risultano i seguenti:

Metodo Robertson & Wride **IL = 0.25**

Metodo Boulanger & Idriss 2014 con $F_s = 1.00$ **IL = 0.28**

Metodo Boulanger & Idriss 2014 con $F_s = 1.20$ **IL = 1.89**

Tali evidenze, via via crescenti in termini di fattori di sicurezza e di codici di calcolo garantisti, mettono nella condizione di poter affermare che non sussistono rischi di liquefazione evidenti.

Attraverso l'indagine diretta di valutazione delle velocità delle onde sismiche S_v , si evidenzia che la successione sismo stratigrafica sia caratterizzata da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Ciò detto, valutata la velocità di propagazione delle onde S pari a 194,67 m/sec, si ritiene sufficiente ed esaustiva un'analisi con approccio semplificato.

VALUTAZIONI DELLA RISPOSTA SISMICA DEI TERRENI

PRINCIPI FONDAMENTALI

Nel 2003, l'Ordinanza 3274 del 20/3/03 emanata dal Presidente del Consiglio di Ministri, ripresa e modificata dall'OPCM 3431 del 3/5/05, nell'Allegato 4 indica le Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni iniziando a delineare specifiche caratteristiche di approccio e di analisi alla sismicità del territorio nazionale.

*Ai fini dell'applicazione delle norme contenute nell' Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e successive modificazioni, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria **A**. I valori di a_g , espressi come valore dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:*

Zona	Valore di a_g
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g

4	0,05 g
---	--------

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del **suolo di fondazione** (tab. 3.2.II NTC 2018) :

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Il D.M. 17/01/18, individua l'obbligo dell'utilizzo di metodo di calcolo degli "stati limite". Per "stato limite" si intende *la condizione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata*. In base a quanto riportato dalle norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/1/18, la definizione dei parametri sismici deve essere effettuata in funzione delle coordinate geografiche del sito e della classe d'uso della costruzione. Inoltre la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera.

VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

CAPOVERSI E TABELLE DI CUI A "PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI" (da D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni")

Capoverso 2.4.1- Vita nominale: La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

Capoverso 2.4.2 - Classi d'uso: 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 così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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.

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.

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 D.M. 5 novembre 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.

Capoverso 2.4.3- Periodo di riferimento per l'azione sismica: Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per quanto riguarda l'opera in oggetto, in accordo coi Progettisti, si possono definire i seguenti parametri:

VITA NOMINALE	V_N	50 anni
CLASSE D'USO		II
COEFFICIENTE D'USO	C_U	1.0
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	50 anni

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Paragrafo 3.2.2 - Categorie di sottosuolo: Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

Attraverso l'indagine diretta di valutazione delle velocità delle onde sismiche S , si evidenzia che la successione sismo stratigrafica sia caratterizzata da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Ciò detto, valutata la velocità di propagazione delle onde S pari a 202,70 m/sec, si ritiene sufficiente ed esaustiva un'analisi con approccio semplificato.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tabella 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Per quanto riguarda l'opera in oggetto, dunque si possono definire i seguenti parametri:

Categoria C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec.

Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15°

CATEGORIA T1

ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Come riportato al Capoverso 7.11.3 del DM 17/01/2018 :

“il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito...”

Per la determinazione delle azioni sismiche, risulta necessario definire la pericolosità sismica specifica per il caso in esame; tale elemento viene determinato utilizzando i seguenti parametri caratteristici:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = valore massimo del valore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

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

I parametri sono stati tutti calcolati, in funzione del periodo di ritorno T_R , mediante l'utilizzo del foglio di calcolo “Spettri di risposta” vers. 1.0.3 fornito dal C.S. LL.PP.

Coordinate sito: LAT: 44.843790 LONG: 12.170046

In particolare, i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* (s) per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite sono riassunti nella seguente tabella:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,034	2,544	0,258
SLD	75	0,040	2,566	0,289
SLV	712	0,084	2,663	0,345
SLC	1462	0,106	2,643	0,349

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} può essere ricavato dalla relazione :

$$a_{max} = S \cdot a_g \quad \text{dove}$$

a_g = accelerazione massima su sito di riferimento rigido (categ. di sottosuolo A)

S = il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_T di cui al Capoverso 3.2.3.2 (nello specifico: 1,5)

Tale parametro risulta utile al fine di caratterizzare i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v , definiti dalle espressioni :

$$K_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$K_v = \pm 0,5 K_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (ved. tab. 7.11.I)

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_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

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

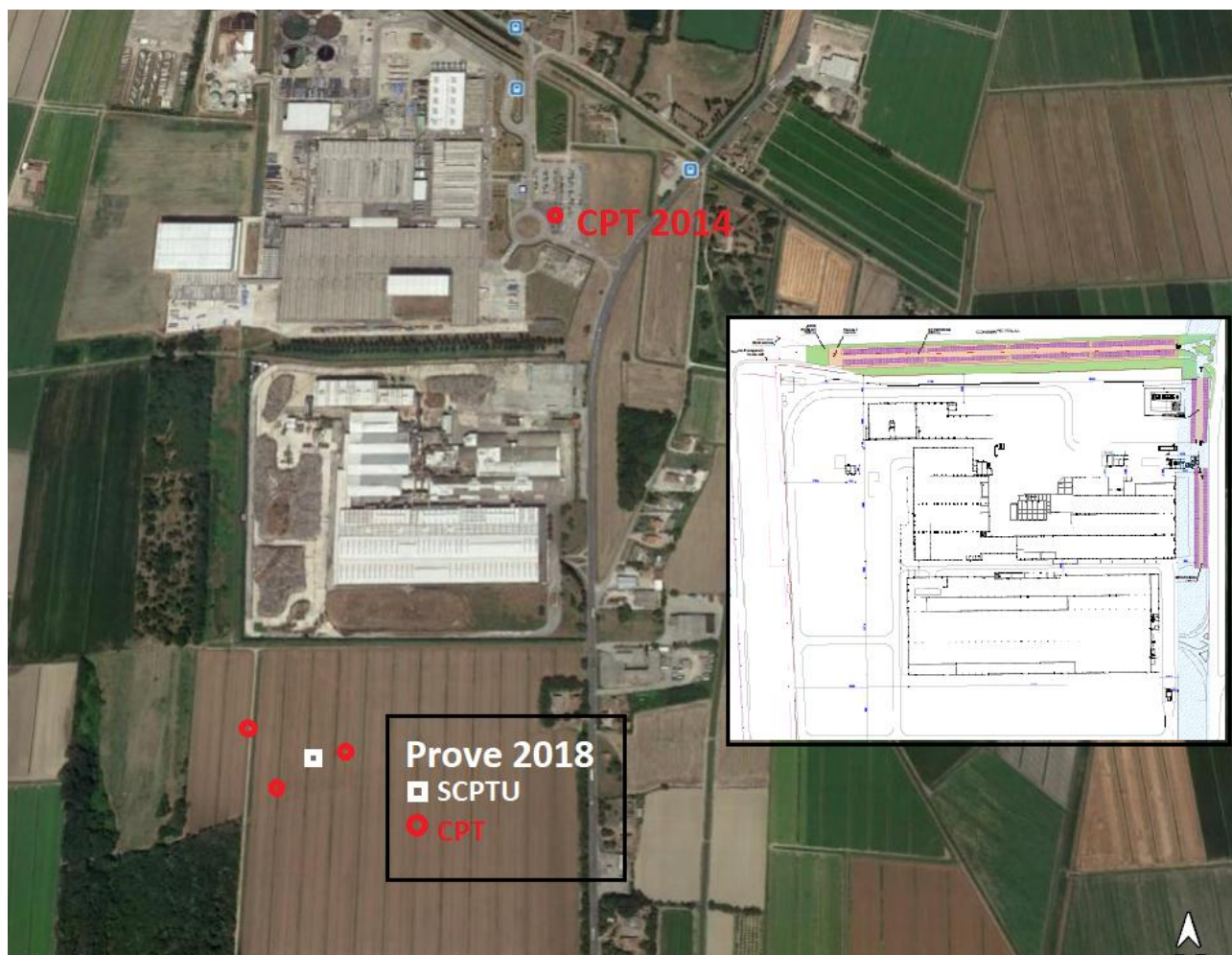
g = accelerazione di gravità

Alla luce di quanto sopra indicato, si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei parametri K_h e K_v calcolati per i diversi stati limite definiti dalla normativa.

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,5	1,5	1,5	1,5
Cc	1.642	1.581	1.492	1.486
St	1,0	1,0	1,0	1,0
β_s	0,20	0,20	0,20	0,24
a_{\max}	0.051	0.060	0.126	0.159
K_h	0,010	0,012	0,025	0.038
K_v	0,005	0,006	0,013	0,019

NOTE CONCLUSIVE

Al fine di caratterizzare i terreni di fondazione del parcheggio, sono state utilizzate una serie di indagini eseguite nel gennaio 2018 e nell'aprile 2014 immediatamente a sud ed a nord della'rea individuata in progetto. L'ubicazione delle indagini risulta la seguente:



- Si evidenzia una buona omogeneità laterali dei terreni investigati. I terreni di fondazione sono costituiti da sabbia e sabbia limosa per spessori variabili da 12 metri circa a 16 metri circa dal p.c.
- In ogni punto di prova è stata misurato il livello statico della falda. nel gennaio 2018 mediamente la falda si trovava a – 1.10/-1.20 metri dal p.c. (a sud dell'area). nell'aprile 2014 la falda era posta a – 2.60 metri dal p.c..
- Il Comune di Codigoro risulta attualmente classificato come zona a rischio sismico di terza categoria.
- La Vs 30 è risultata pari a 194,67 m/sec.

- I terreni sono classificabili **di Categoria C**: Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)

- Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15°

CATEGORIA T1

- Per quanto riguarda l'opera in oggetto, si possono definire i seguenti parametri:

VITA NOMINALE	V_N	50 anni
CLASSE D'USO		III
COEFFICIENTE D'USO	C_U	1.5
PERIODO DI RIFERIMENTO	V_R	75 anni

Si specifica che per il calcolo del rischio di liquefazione si è preso in considerazione l'ipotesi di terremoti di magnitudo media pari a 6.14

Facendo riferimento al D.M. 11/01/08, la tabella seguente riassume i valori relativi ai coefficienti β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito, a_{max} = accelerazione massima attesa al sito, K_h e K_v = coefficienti sismici orizzontale e verticale, tutti i parametri calcolati per i diversi stati limite:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,5	1,5	1,5	1,5
Cc	1.642	1.581	1.492	1.486
St	1,0	1,0	1,0	1,0
β_s	0,20	0,20	0,20	0,24
a_{max}	0.051	0.060	0.126	0.159
K_h	0,010	0,012	0,025	0.038
K_v	0,005	0,006	0,013	0,019

- Poiché si evidenzia un fattore predisponente la liquefazione (sabbia in falda entro i primi 20 metri dal p.c.), si è proceduto dunque al calcolo dell'indice di liquefazione secondo il metodo di Robertson & Wride e secondo il metodo di Boulanger ed Idriss (2014). I risultati risultano i seguenti:

- Metodo Robertson & Wride $IL = 0.25$
- Metodo Boulanger & idriss 2014 con $F_s = 1.00$ $IL = 0.28$
- Metodo Boulanger & idriss 2014 con $F_s = 1.20$ $IL = 1.89$

Tali evidenze, via via crescenti in termini di fattori di sicurezza e di codici di calcolo garantisti, mettono nella condizione di poter affermare che non sussistono rischi di liquefazione evidenti. Attraverso l'indagine diretta di valutazione delle velocità delle onde sismiche S , si evidenzia che la

successione sismostratigrafica è caratterizzata da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Ciò detto, valutata la velocità di propagazione delle onde S pari a 197,64 m/sec, si è ritenuta sufficiente ed esaustiva un'analisi con approccio semplificato.

- Si consiglia, per l'area parcheggio, un pavimento drenante, al fine di mantenere le condizioni di ricarica della falda.
- Per quanto riguarda l'accesso al parcheggio, potrà essere considerato un pacchetto stradale costituito da 30/40 cm di tout venant, passante a 20 cm di misto stabilizzato, seguito poi da 7 cm. di binder e 3 cm di manto di usura.
- Una volta eseguita la strada di accesso ed il pacchetto stradale, si consiglia di eseguire delle prove di carico su piastra a collaudo della stessa.

Ferrara, 20 Aprile 2018

Dr. Geol. Mariantonietta Sileo

