



"REALIZZAZIONE DI EDIFICIO A SERVIZI IN FREGIO A NUOVO IMPIANTO SPORTIVO POLIVALENTE ALL'APERTO, IN LOCALITA' VILLAMARINA"

Comune di Cesenatico

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni

ELABORATO:	DESCRIZIONE:	DATA:
1	RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA	09/05/2019

Dott. Andrea Graziani
Iscritto al n. 1111 Ordine dei Geologi dell'Emilia Romagna





INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO	5
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	8
4	METODOLOGIA D'INDAGINE DELLE PROVE IN SITU	10
4.1	SCPTU	10
5	MODELLO STRATIGRAFICO.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI	14
6.1	SCPTU	14
7	VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....	16
8	VALUTAZIONI DELLA RISPOSTA SISMICA DEI TERRENI	19
8.1	PRINCIPI FONDAMENTALI	19
8.2	ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE	22
9	CONCLUSIONI	25



1 PREMESSA

È stata eseguita un'indagine geologica finalizzata alla progettazione ed all'ottenimento di autorizzazione sismica per la realizzazione di un edificio a servizi in fregio ad un nuovo impianto sportivo polivalente all'aperto, in località Villamarina, tra la via Litorale Marina e la SS16 Adriatica in Comune di Cesenatico, Provincia di Forlì-Cesena. (Figura 1)



FIGURA 1: UBICAZIONE DELL'AREA DI STUDIO

Scopo della presente relazione è quello di restituire una ricostruzione geologica-geomorfologica ed idrogeologica dell'area su cui insiste l'opera, identificare la stratigrafia dei terreni di fondazione e le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, nonché classificare il terreno secondo le categorie indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

A tal fine è stata eseguita una prova in situ consistente in N° 1 SCPTU spinta sino a – 30 metri dal p.c.

Le normative e deliberazioni di riferimento risultano 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”



- 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. 14 gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”



2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

In riferimento agli approfondimenti geologici effettuati Regione Emilia-Romagna, la zona in esame risulta localizzata su depositi appartenenti al Sintema Emiliano-Romagnolo superiore - Subsintema di Ravenna, indicato con sigla AES8 e rappresentata in colore verde più scuro in Figura 2.

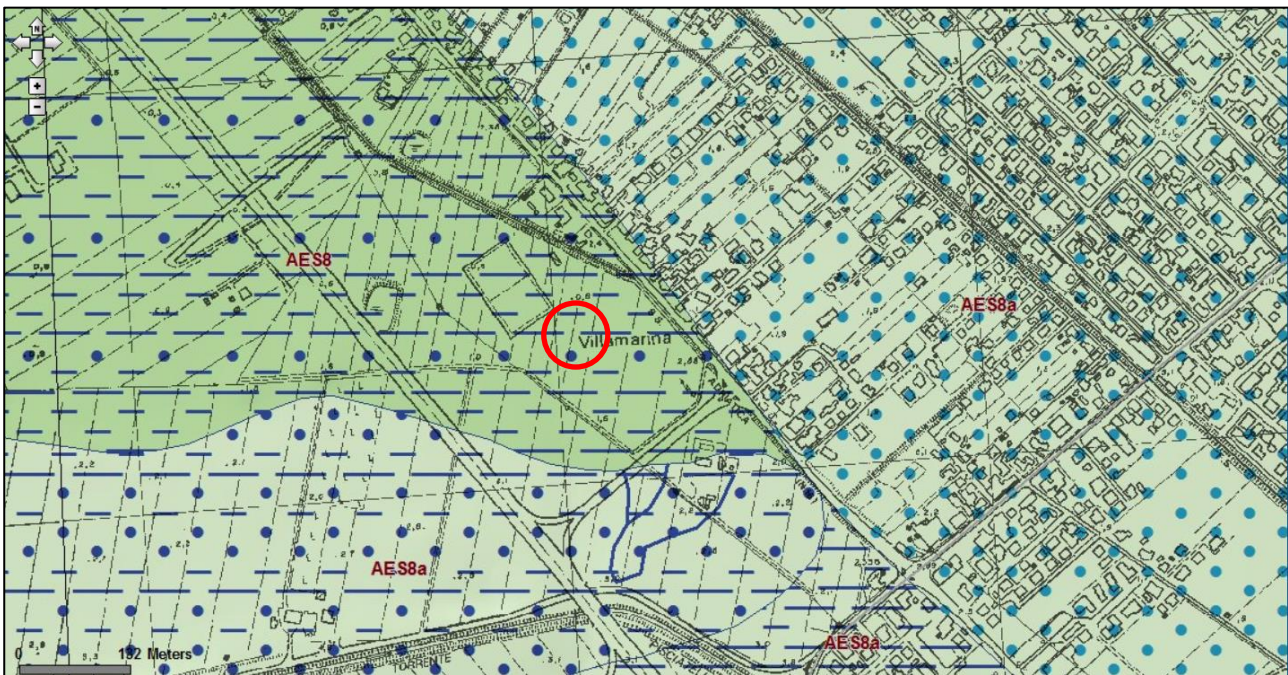


FIGURA 2: CARTA GEOLOGICA (STRALCIO DELLA CARTOGRAFIA 1:10.000 DEL SERVIZIO GEOLOGICO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA)

Subsintema di Ravenna (AES8)

Olocene (8.790 +/- 90 anni BP - Attuale), definita su base radiometrica (c14)

Elemento sommitale del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore. Comprende sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi, di spessore plurimetrico.

Il limite inferiore inconforme non affiorante su AES7 (Subsintema di Villa Verucchio), è marcato da una superficie di discontinuità che localmente materializza una lacuna stratigrafica di circa 15 ka anni, definita su base radiometrica (metodo del C14). Il limite superiore coincidente col piano topografico. La parte sommitale dell'unità è costituita dall'Unità di Modena. La base dell'unità registra una variazione climatica, evidenziata dall'analisi pollinica e coerente con le datazioni radiometriche, da condizioni di tipo glaciale, caratteristiche dei depositi sottostanti, a condizioni interglaciali. Spessore massimo: 28,5 m.







L'Unità è costituita da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale.

In particolare, **i terreni dell'area di studio presentano una tessitura argilla limosa tipici dei depositi di piana inondabile in area interfluviale all'interno di un ambiente di piana alluvionale**

Anche la sezione geologica riportata in Figura 3 mostra l'area di studio caratterizzata fino a grande profondità da depositi di tracimazione fluviale.

LEGENDA della Figura 3

DEPOSITI ALLUVIONALI DI PIANA INTRAVALLIVA, CONOIDE E PIANA ALLUVIONALE

- | | |
|---|---|
|  | ghiaie di riempimento di canale fluviale |
|  | sabbie di riempimento di canale e di rotta fluviale |
|  | alternanze di sabbie, limi e argille di tracimazione fluviale |
|  | argille e limi con sostanza organica di palude |

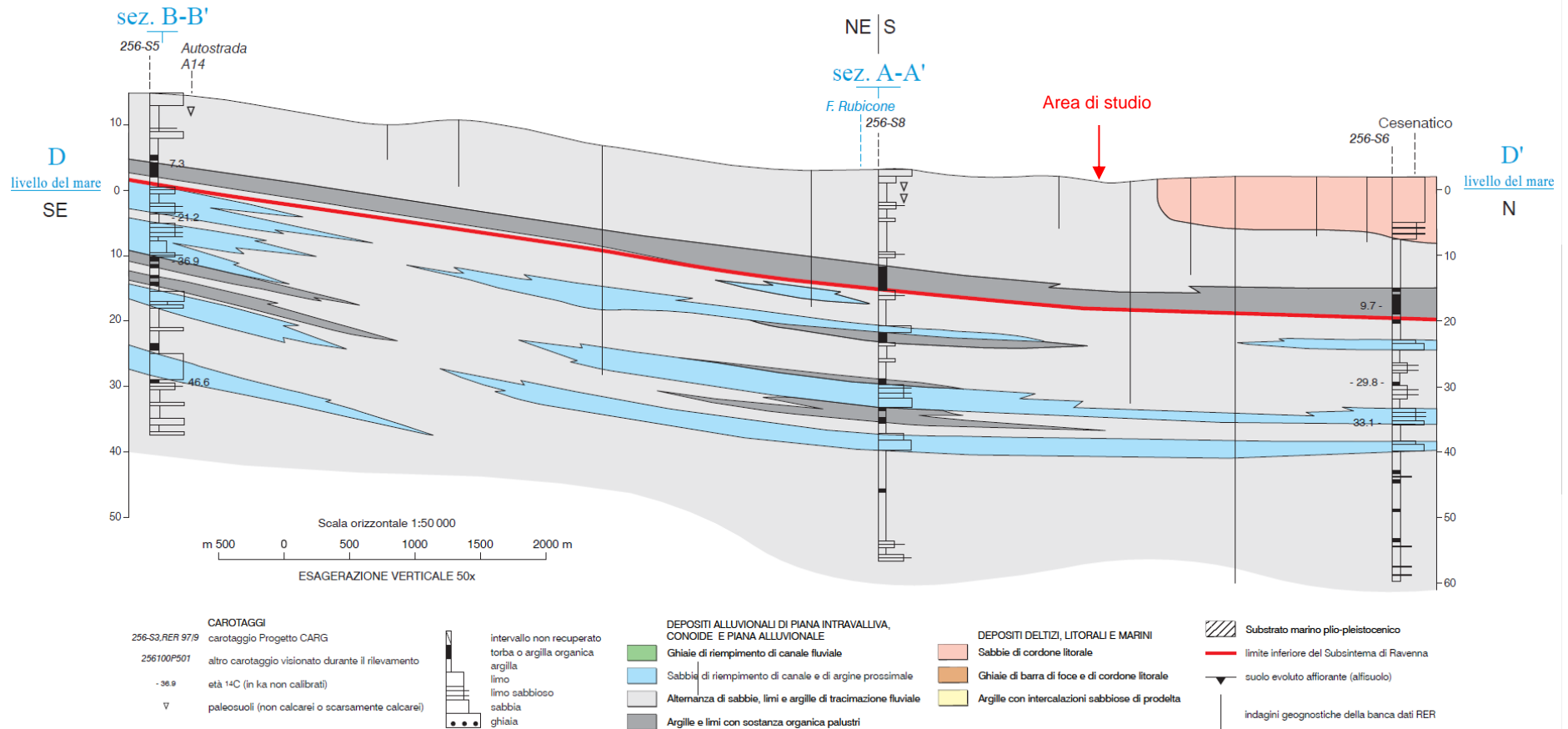


FIGURA 3: SEZIONE GEOLOGICA PASSANTE PER L'AREA DI STUDIO (SERVIZIO GEOLOGICO DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA)



3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per quanto riguarda l'idrogeologia, le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrare nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana Emiliano-Romagnola.

Ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti, grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale, denominati Barriere di Permeabilità Regionali. Il loro limite inferiore è dato dall'Acquitrando Basale, formato da unità complessivamente impermeabili.

UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE				ETÀ (milioni di anni)	SCALA CRONO- STRATIGRAFICA (milioni di anni)	
GRUPPO ACQUIFERO	COMPLESSO ACQUIFERO	SISTEMA ACQUIFERO	SISTEMA ACQUITARDO			
A	A1			~ 0.12	PLEISTOCENE SUPERIORE 0.125	
	A2					
	A3					
	A4					
B	B1			~ 0.35-0.45	PLEISTOCENE MEDIO	
	B2					
	B3					
	B4					
C	C1			~ 0.65		
	C2			~ 0.8		
	C3					
	C4			~ 1.0		0.89 PLEISTOCENE INFERIORE 1.72
	C5			~ 2.2		PLIOCENE MEDIO-SUPERIORE 3.55
ACQUITARDO BASALE				~ 3.9	PLIOCENE INF. MIOCENE	

FIGURA 4: SCHEMA IDROSTRATIGRAFICO DELLA PIANURA EMILIANO-ROMAGNOLA (ENI-AGIP, RER)

L'acquifero che riveste maggiore importanza è il Gruppo Acquifero A (Pleistocene Sup. - Olocene), a sua volta suddiviso in 4 Complessi Acquiferi A1, A2, A3 e A4, che nella zona in esame raggiungono i 150 m di profondità circa. I livelli acquiferi più significativi sono rappresentati dalle lenti discontinue di sabbie, confinate.



L'acquifero freatico, infine, è alimentato dall'infiltrazione diretta, dall'irrigazione e dalle perdite del reticolo idrografico, regimato dalla rete di canali e scolli consorziali, per lo più controllata da impianti idrovori e, vista la scadente qualità, soggetta a modesti emungimenti.

È stato misurato il livello statico della falda in data 29/04/2019:

- SCPTU: -0,70 mt da p.c.



4 METODOLOGIA D'INDAGINE DELLE PROVE IN SITU

4.1 SCPTU

La prova SCPTU è simile, come esecuzione, alla CPTU: per entrambe le prove è previsto 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 cm 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 Litio, in modo tale che l'acqua eserciti su quest'ultimo una pressione, che per transività si propaga sulla cella di carico



La particolarità della prova penetrometrica statica elettrica con piezocono sismico (SCPTU) 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 2,00 metri dal piano campagna (inizio prova) a causa della breve distanza e quindi del brevissimo tempo d'arrivo da misurare.

La sorgente sismica scelta influenza le ampiezze del treno di onde sismiche generato, perciò, per porre un accento sul segnale attribuibile alle onde di taglio S, si è scelto un metodo di genesi delle onde che potesse dare maggior rilievo alle onde di taglio con polarizzazione orizzontale (Onde SH) e minimizzasse la componente compressionale (onde P). 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. Per migliorare la qualità del segnale l'area dove poggia la traversina viene ripulita dall'eventuale copertura





vegetale e viene ricoperta da uno strato di sabbia: tale procedura serve proprio per migliorare l'accoppiamento della sorgente sismica con il suolo. L'energizzazione avviene tramite la percussione delle piastre metalliche imbullonate alla traversina con una mazza da 7 kg di peso. Vengono eseguite 2 energizzazioni ("battute") per ogni stop per acquisire due tracce simmetriche che, in fase di elaborazione, possano dare un responso più cristallino per quanto concerne la valutazione del parametro desiderato della Vs30.



5 MODELLO STRATIGRAFICO

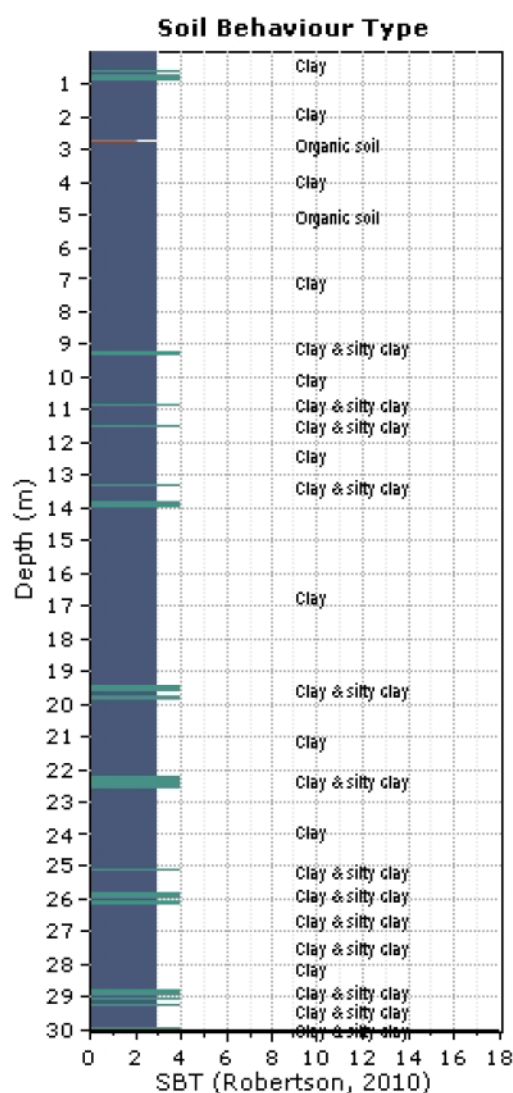
L'ubicazione della prova eseguita è riportata nella seguente Figura 5 (in rosso l'impronta del futuro edificio di servizio).



FIGURA 5 – UBICAZIONE DELLE PROVE ESEGUITE.

Dalle prove eseguite viene restituito un modello stratigrafico omogeneo lungo la verticale indagata (Figura 6). In particolare, si nota la presenza di 30 metri di materiale fine, argilloso limoso; tale dato si inserisce perfettamente nel contesto dell'area oggetto di studio.

Gli elaborati della prova sono presenti in Allegato.


SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

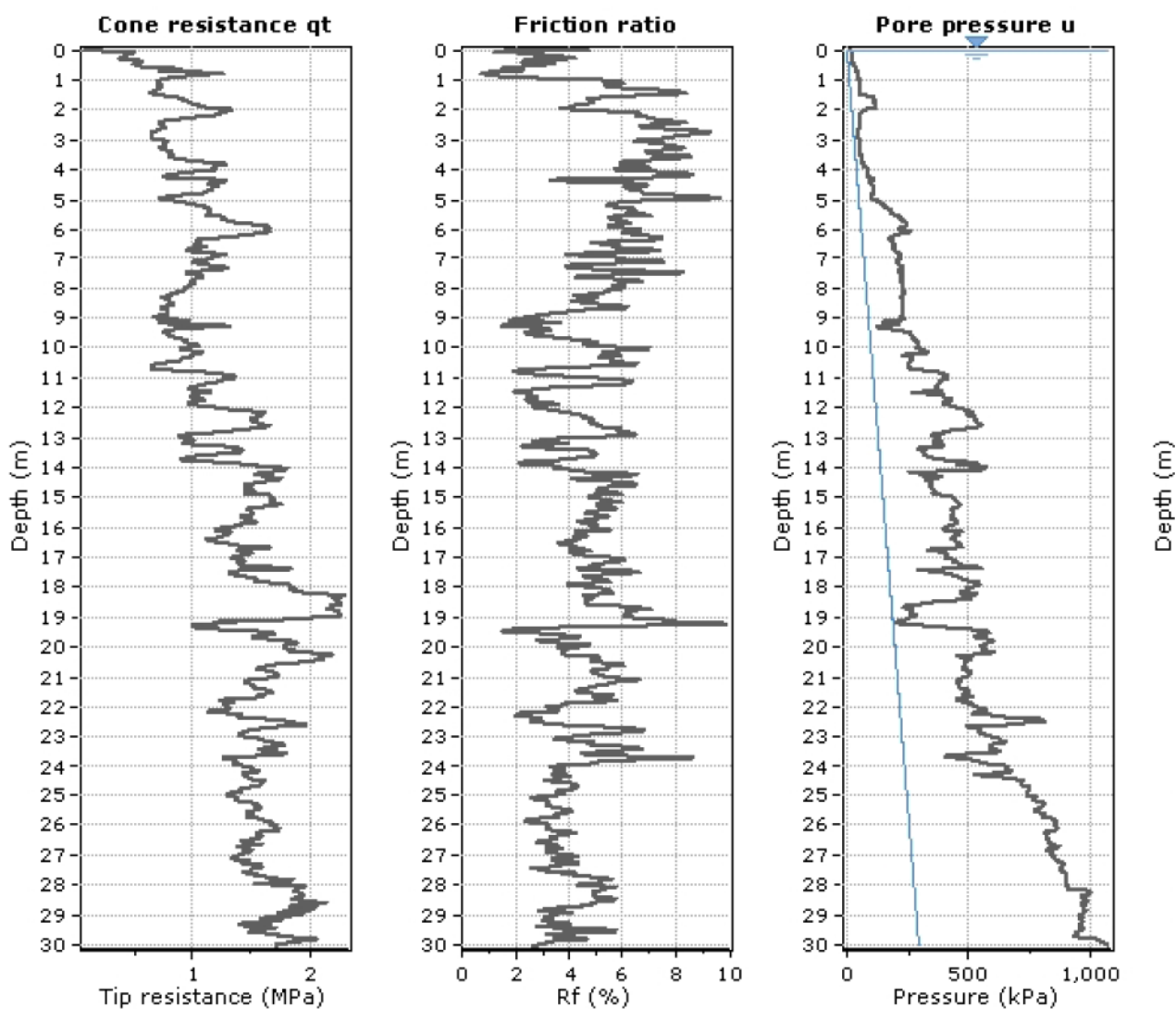
FIGURA 6 – SEZIONE STRATIGRAFICA.



6 CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI

6.1 SCPTU

La prova SCPTU spinta sino a 30 mt da p.c. ha permesso una chiara ricostruzione delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni di fondazione dell'edificio di servizio. I terreni risultano costituiti da 30 metri di materiale fine; nello specifico i primi 30 sono costituiti da argilla e argilla limosa con rare intercalazioni di limo argilloso.





::: Layer No: 1 :::

Code: 1 **Start depth:** 0.00 (m), **End depth:** 30.00 (m)

Description: Clay

Basic results

Total cone resistance: 1.33 ±0.40 MPa

Sleeve friction: 63.01 ±24.70 kPa

Ic: 3.19 ±0.27

SBT_n: 3

SBTn description: Clay

Estimation results

Permeability: 6.03E-08 ±4.45E-07 m/s

N₆₀: 8.08 ±2.95 blows

E_s: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 19.00 ±0.00 kN/m³

Constrained Mod.: 9.07 ±4.63 MPa

Go: 56.88 ±22.07 MPa

Su: 75.24 ±20.86 kPa

Su ratio: 0.85 ±0.80

O.C.R.: 3.91 ±3.69

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r (%)	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G _o (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.00 30.00	30.00	6.03E-08 (±4.45E-07)	8.1 (±2.9)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	9.1 (±4.6)	56.9 (±22.1)	75.2 (±20.9)	0.8 (±0.8)	3.9 (±3.7)	19.0 (±0.0)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface



7 VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale è 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. 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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ 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 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 Figura 7(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Figura 7 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

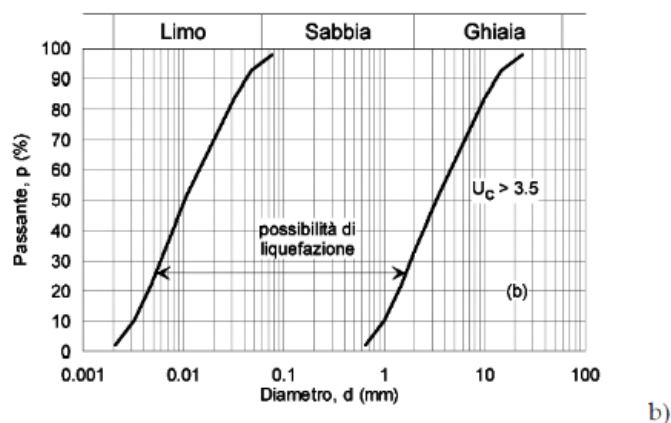
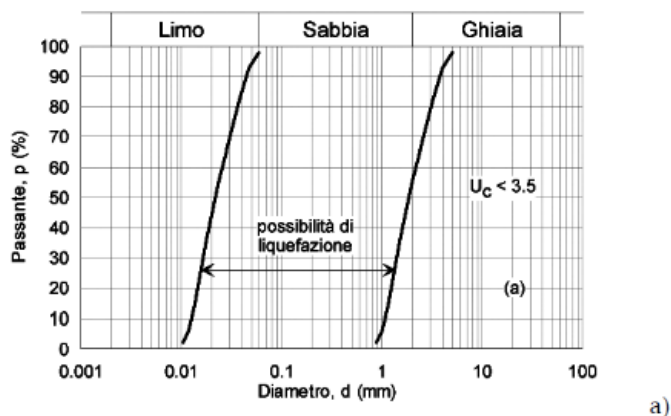


FIGURA 7 – FUSI GRANULOMETRICI DA NTC.



La liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità 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.

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 sottofalda, 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 allorché 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.*



Tuttavia, poiché non si evidenzia un fattore predisponente la liquefazione (sabbia in falda entro i primi 20 metri dal p.c.) e, a maggior ragione, è presente uno spessore di argille e argille limose per tutta la profondità di investigazione (30 metri dal p.c.), non si procede al calcolo dell'indice di liquefazione per il punto di indagine, non esistendo il rischio, in quanto la distribuzione granulometrica dei sedimenti presenti nella verticale indagata è sicuramente esterna alle zone indicate nella Figura 7.

Il terreno non presenta rischio di liquefazione

Si ritiene quindi sufficiente un'analisi eseguita secondo il metodo semplificato.



8 VALUTAZIONI DELLA RISPOSTA SISMICA DEI TERRENI

8.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

Il D.M. 17 gennaio 2018, individua l'obbligo di utilizzo del metodo di calcolo agli "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" (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.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

TABELLA 1: VITA NOMINALE V_N PER DIVERSI TIPI DI OPERE

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.

TABELLA 2: CLASSI D'USO

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 nella tabella seguente.

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

TABELLA 3: VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U

Per quanto riguarda l'opera in oggetto, in accordo con i 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 .

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	<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.
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 tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<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.

TABELLA 4: CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

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 – 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 $i > 30^\circ$

TABELLA 5: CATEGORIE TOPOGRAFICHE



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 il calcolo della V_{s30} si è fatto riferimento alla prova SCPTU. Ai vari livelli sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità V_s direttamente misurata, consentendo di ottenere la V_{s30} , cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove

h_i = spessore dello strato i -esimo

V_{si} = velocità onde S nello strato i -esimo

N = numero strati considerati

Attraverso l'indagine diretta SCPT di valutazione delle velocità delle onde sismiche S, si evidenzia che la successione sismo stratigrafica risulta caratterizzata da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità. La prova effettuata ha restituito il seguente valore di V_{s30} :

$$V_{s30} = 170,16 \text{ m/s}$$

La velocità di propagazione delle onde S ottenuta permette di classificare il terreno come appartenente alla **CATEGORIA 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”*; Caratteristiche della superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15° **CATEGORIA T1**

8.2 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:

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 (gradi decimali): LAT: 44,171639 LONG: 12,423532

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 (tab.10)

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,051	2,443	0,269
SLD	50	0,066	2,470	0,279
SLV	475	0,182	2,511	0,293
SLC	975	0,237	2,526	0,307

TABELLA 6: PARAMETRI DELL'ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

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

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

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

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica S_s e dell'amplificazione topografica S_T .

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

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

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

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (tab. 7.11.I NTC2018).



Tab. 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

TABELLA 7: COEFFICIENTI DI RIDUZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SITO

Alla luce di quanto sopra indicato, si riporta di seguito una tabella (tab.12) riassuntiva dei parametri K_h e K_v calcolati per i diversi stati limite definiti dalla normativa.

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss*	1,8	1,8	1.715	1,502
Cc	2.411	2.367	2.310	2,254
St	1,00	1,00	1,00	1,00
β_s	0,20	0,20	0,24	0,28
a_{max}	0,092	0,118	0.312	0.355
K_h	0,018	0,023	0,074	0,099
K_v	0,009	0,012	0,037	0,050

*Si specifica che il parametro è valutato secondo le NTC 2018.

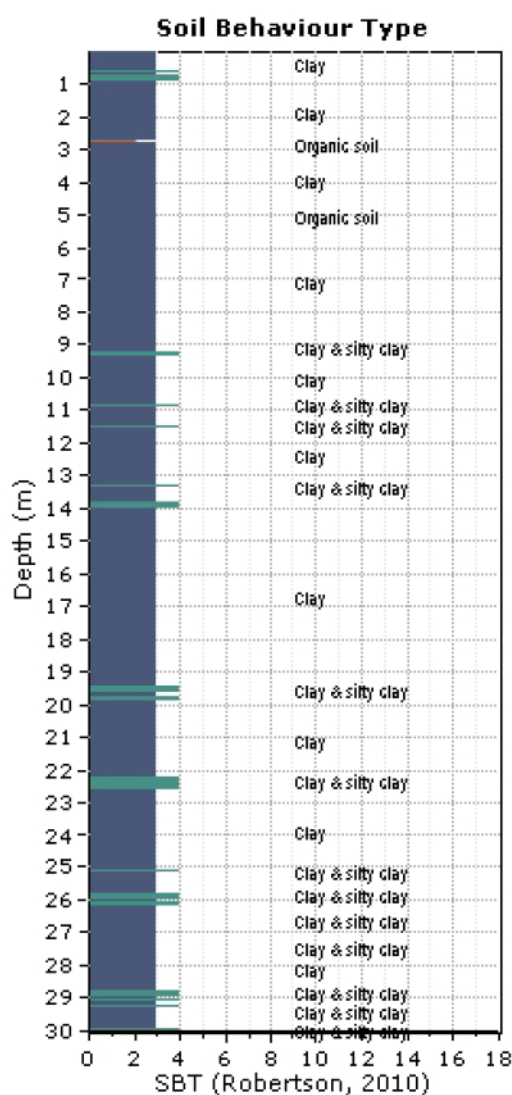
TABELLA 8: TABELLA RIASSUNTIVA DEI PARAMETRI CALCOLATI PER I DIVERSI STATI LIMITE



9 CONCLUSIONI

E' stata eseguita una prova in situ SCPTU spinta sino a – 30 metri dal p.c

La prova ha permesso la ricostruzione stratigrafica dell'area oggetto di studio. I terreni risultano costituiti da 30 metri di materiale fine; nello specifico i primi 30 sono costituiti da argilla e argilla limosa con rare intercalazioni di limo argilloso.



Sono stati misurati i livelli statici della falda in data 29/04/2019:

- SCPTU: -0,70 mt da p.c.



Per quanto riguarda l'opera in oggetto, 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

V_{s30} m/sec
170,164
CATEGORIA D

CATEGORIA 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; Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15° **CATEGORIA T1**

Facendo riferimento al D.M. 17/01/18, la tabella seguente riassume tutti i parametri calcolati per i diversi stati limite:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,8	1,8	1.715	1,502
Cc	2.411	2.367	2.310	2,254
St	1,00	1,00	1,00	1,00
β_s	0,20	0,20	0,24	0,28
a_{max}	0,092	0,118	0.312	0.355
K_h	0,018	0,023	0,074	0,099
K_v	0,009	0,012	0,037	0,050

Non si è proceduto al calcolo dell'indice di liquefazione poiché non si evidenzia un fattore predisponente (sabbia in falda entro i primi 20 metri dal p.c.) e, a maggior ragione, è presente uno spessore di argille e argille limose per tutta la profondità di investigazione (30 metri dal p.c.).

Ravenna 9 maggio 2019

Dott. Geol. Graziani Andrea



PROVA PENETROMETRICA STATICA C.P.T.U.

Punte elettrica con piezocono - acquisizione continua controllata in tempo reale

N° archivio: 2019

Data:
29/04/19

Tipo Punta: 50315

Committente: 626 Pro

Cantiere: Ciclodromo

Profondità (m): 30

Comune: Cesenatico

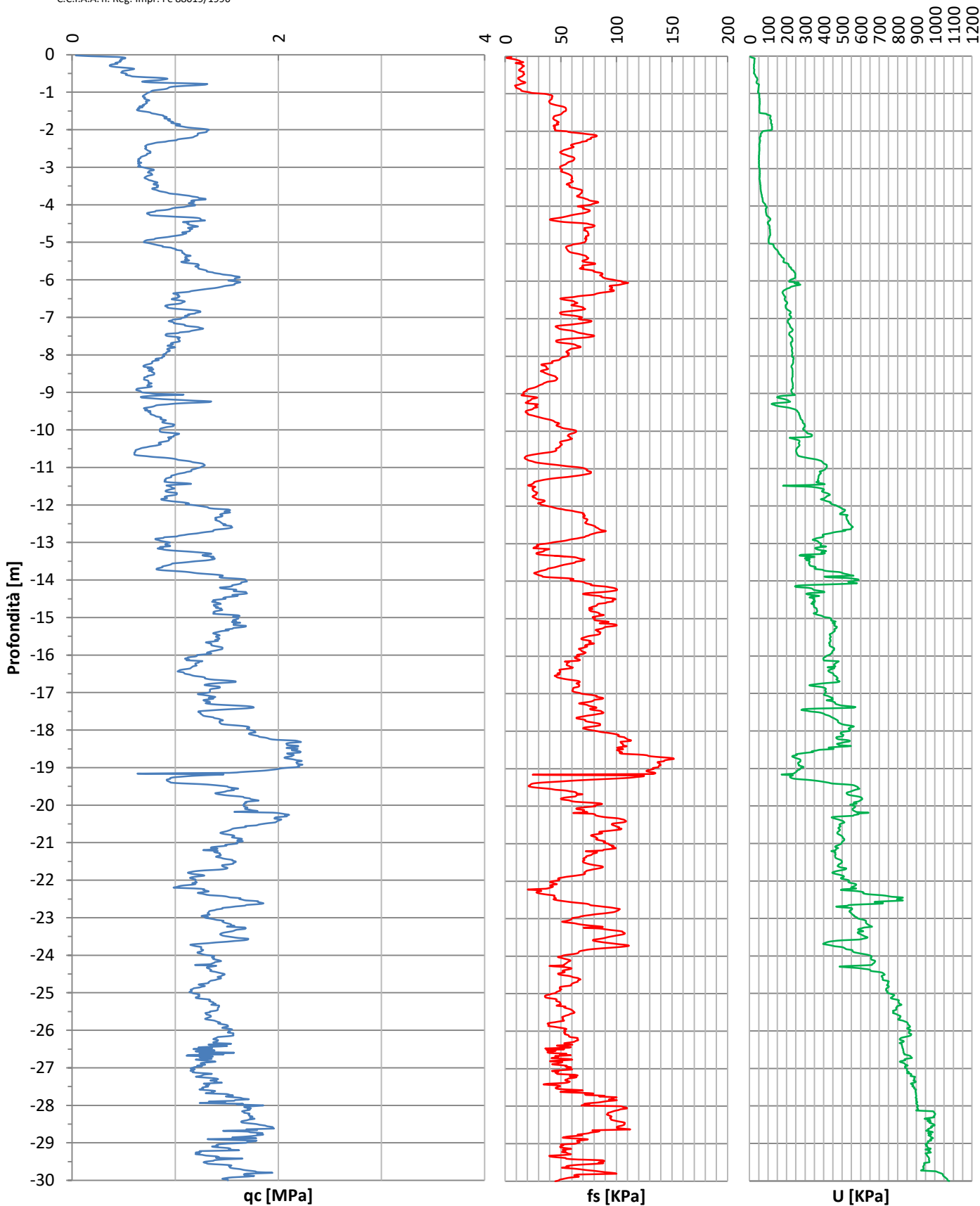
Località: Villamarina

Q. inizio (m): p.c.

Preforo (m): 0,0

Q. falda (m): 0,7

SCPTU-1



N° archivio: 2019

Data:
29/04/19

Tipo Punta: 50315

Committente:

Cantiere: Ciclodromo

Profondità (m): 30

Comune: Cesenatico

Località: Villamarina

Q. inizio (m): p.c

Preforo (m): 0,0 da p.c.

Q. falda (m): 0,70

SCPTU-1

Grafico tempi di arrivo onde S

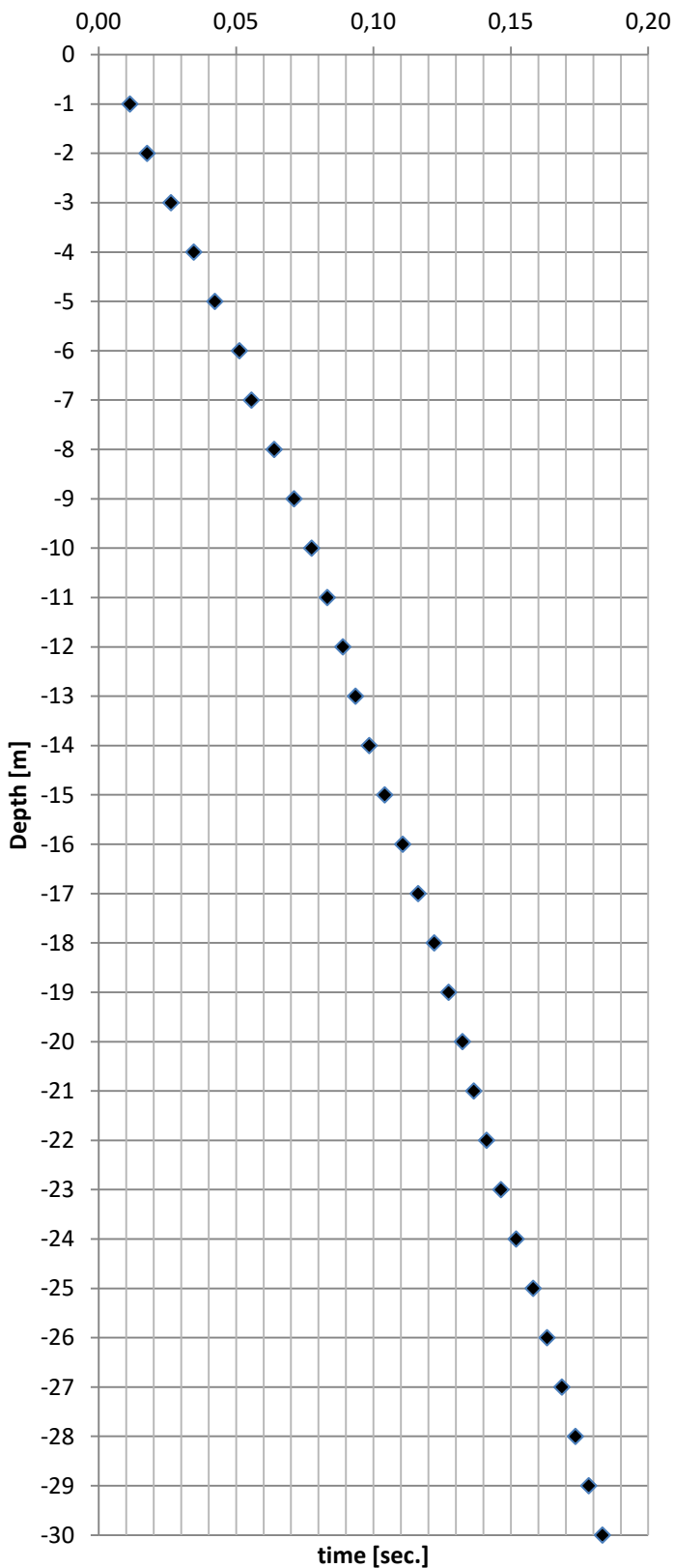


Grafico velocità onde S

