INDAGINE GEOLOGICA GEOTECNICA e SISMICA
a corredo del progetto di opere di collegamento nei comuni di Bologna e Castelmaggiore SP 4 Nuova Galliera Lungo Reno

Committente : Città Metropolitana di Bologna

Dr. Geol. Mariantonietta Sileo
Ottobre 2021

- **GEOLOGIA APPLICATA**
- **GEOTECNICA**
- **IDROGEOLOGIA**
- **GEOLOGIA AMBIENTALE**
- **PROVE PENETROMETRICHE**
- **SONDAGGI GEOGNOSTICI**
- **PROSPEZIONI GEOFISICHE**
- **INTERPRETAZIONI IMMAGINI TELERILEVATE**

Via della Paglia 26 – 44121 Ferrara
Tel 0532/472702
Cell. 335/314457 – 335/6559327
e-mail: info@silgeo.it – www.silgeo.it

Rif. 47-21

PREMESSA

Su incarico della Città Metropolitana di Bologna, è stata eseguito uno studio di un erreno nell'ambito del progetto di opere di collegamento tra la S.P. 87Nuova Galliera e la S.C. Cristoforo Colombo nei Comuni di Bologna e Castelmaggiore. La finalità che nulla osti dal punto di vista geologico, geotecnico e sismico al progetto.
A tal fine sono state eseguite le seguenti indagini:

- N. 1 SCPTU a 30 mt
- N. 1 prova HVSR

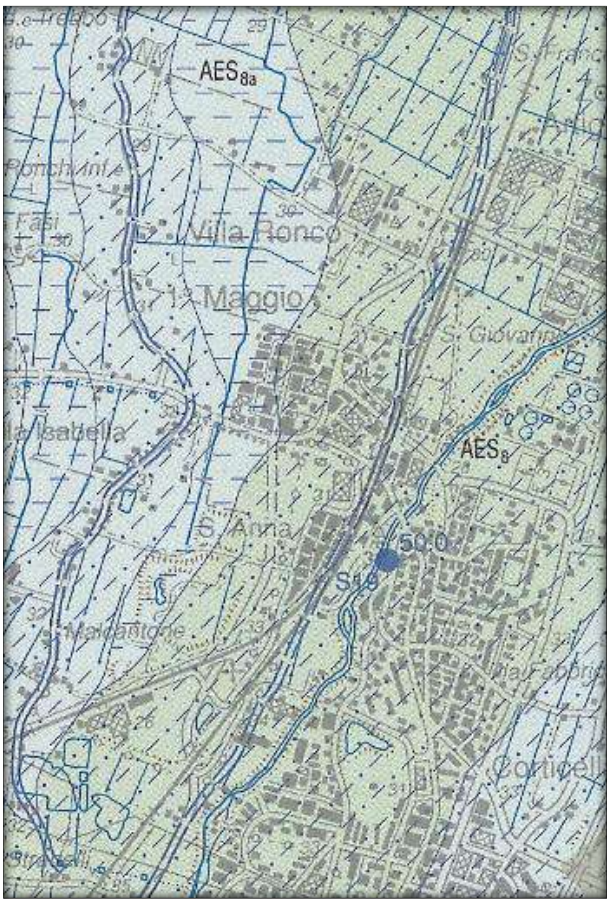
Le normative di riferimento risultano le seguenti:

- 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. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni

Figura 1. Ubicazione area oggetto di studio

INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

L'area di studio si colloca nella fascia di bassa pianura, a ridosso della città di Bologna entro comparto costituito dalla estesa presenza di successione quaternaria continentale del pedeappennino emiliano-romagnolo costituito dall'insieme dei depositi alluvionali terrazzati affioranti nelle piane intervallive dei fiumi e torrenti appenninici e dai depositi di conoide e piana alluvionale della pianura antistante. Nel dettaglio, a partire dall'esame della Cartografia CARG – Foglio Bologna n. 221, l'area oggetto di studio rientra in unità riferibili al Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, presente a coprire la totalità dell'area vasta di contorno e rappresentata dall "Unità di Modena" (AES8a).



Unità di Modena

Costituisce la parte sommitale di AES_8. Comprende sabbie, argille, limi e, subordinatamente, ghiaie di piana alluvionale. Limite inferiore inconforme, marcato da una superficie di erosione fluviale lateralmente correlata a un suolo da decarbonatato a parzialmente carbonatato contenente resti archeologici di età dal Neolitico al Romano. Limite superiore coincidente col piano topografico e definito da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro (2,5Y) privo di reperti archeologici di età romana o più antichi. Spessore massimo: 5 m circa.

Età post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale), definita su base archeologica e radiometrica.

Figura 2. Estratto cartografia CARG a scala 1:50.000 Foglio Bologna n. 221

L'assetto attuale del territorio in esame 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.

Facendo riferimento alla carta litologico-morfologica redatta a corredo del PSC associato Reno – Galliera Terre di Pianura, il tratto oggetto di studio è inserito in un'ampia plaga definita a sabbie fini di piana alluvionale.

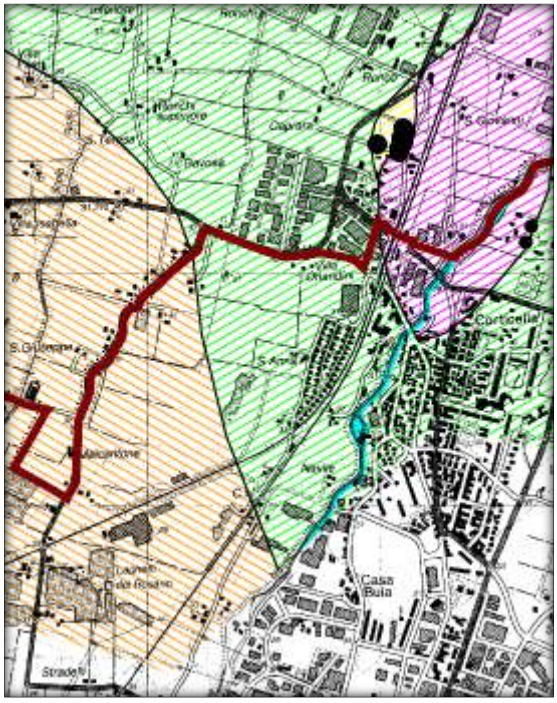


Figura 3. Estratto carta litologico morfologica tratta da PSC associato Terre di Pianura

Tessiture ed Ambienti deposizionali

	Sabbie limose di conoide
	Sabbie di piana alluvionale
	Sabbie fini di piana alluvionale
	Limi di piana alluvionale
	Argille limose di piana alluvionale
	Sabbie e sabbie fini di paleodelta

	Alvei attivi

Poiché il tratto oggetto di studio è posto al limite tra i comuni di Bologna e di Castelmaggiore, si è fatto riferimento anche alla cartografia geologica del PSC del Capoluogo. Dalla carte geomorfologica (TAV 3.2) si evince che l'area è inserita in un dosso fluviale.

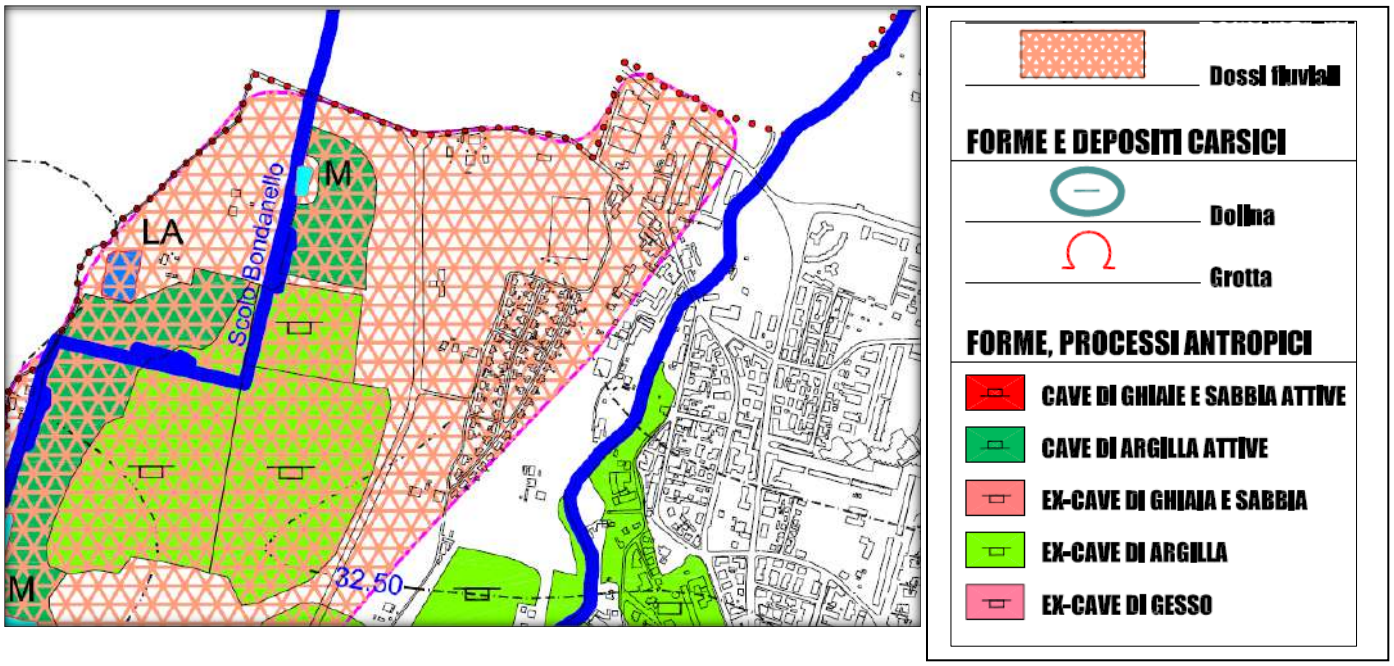


Figura 4. Estratto della Carta geomorfologica di pianura TAV 3.2 del PSC di Bologna

Dal punto di vista della litologia di superficie, la Tav. 2 del PSC di Bologna ipotizza la presenza di terreni limoso da argillosi a sabbiosi, in fitte alternanze di limi e sabbie fini (denominati DL)

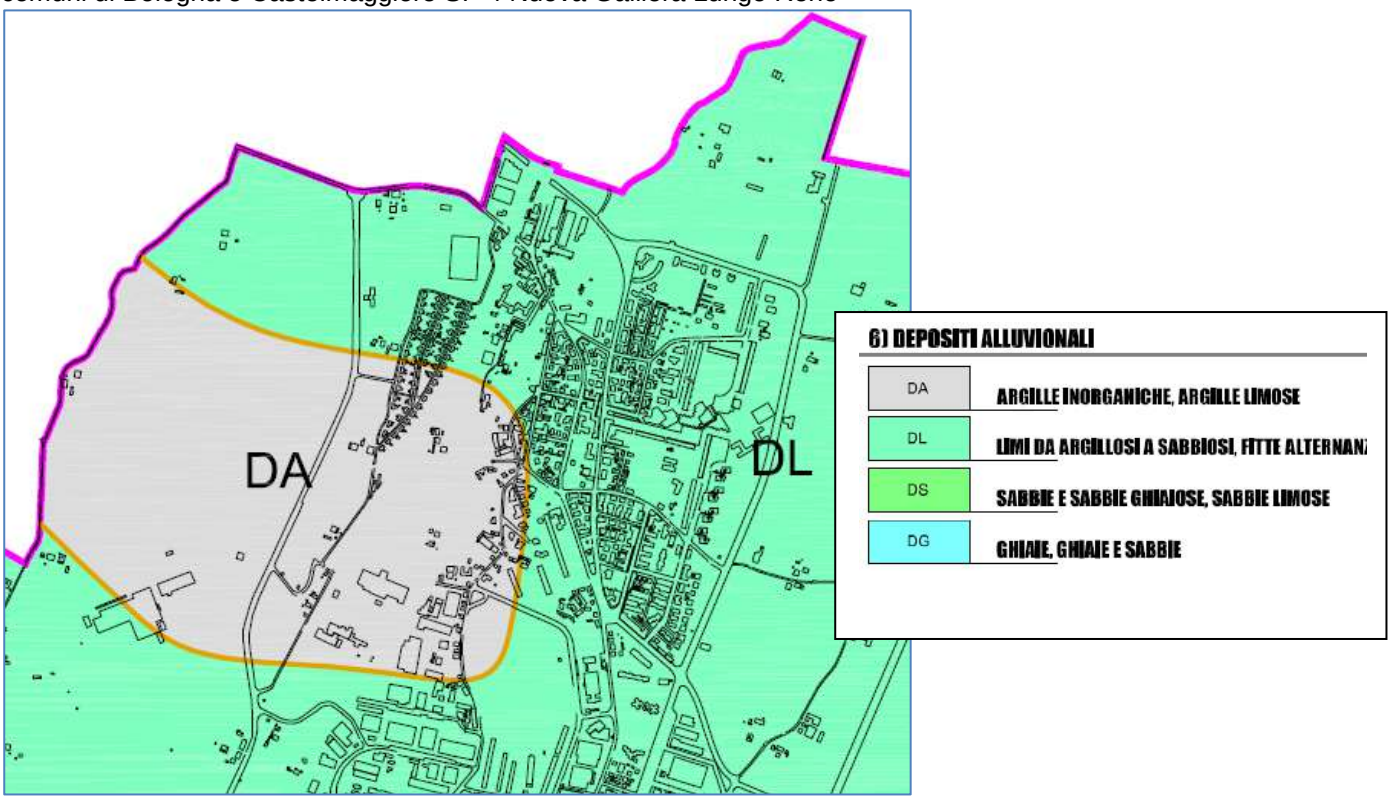


Figura 5. Estratto della Carta della Litologia di superficie Tav. 2 del PSC di Bologna

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

In relazione al quadro geologico di superficie sopra individuato, l'assetto della falda superficiale risulta condizionato dalla presenza e distribuzione dei corpi sabbiosi e dalle condizioni di collegamento tra i diversi orizzonti permeabili. Nel complesso gli acquiferi superficiali presenti nell'ambito dei primi 10-15 metri da p.c mostrano un generale andamento da sud ovest verso nord est, evidenziando una progressiva riduzione verso nord dei valori di soggiacenza. L'area oggetto di studio è posta immediatamente ad est di un lungo spartiacque sotterraneo ad andamento SSW - NNE

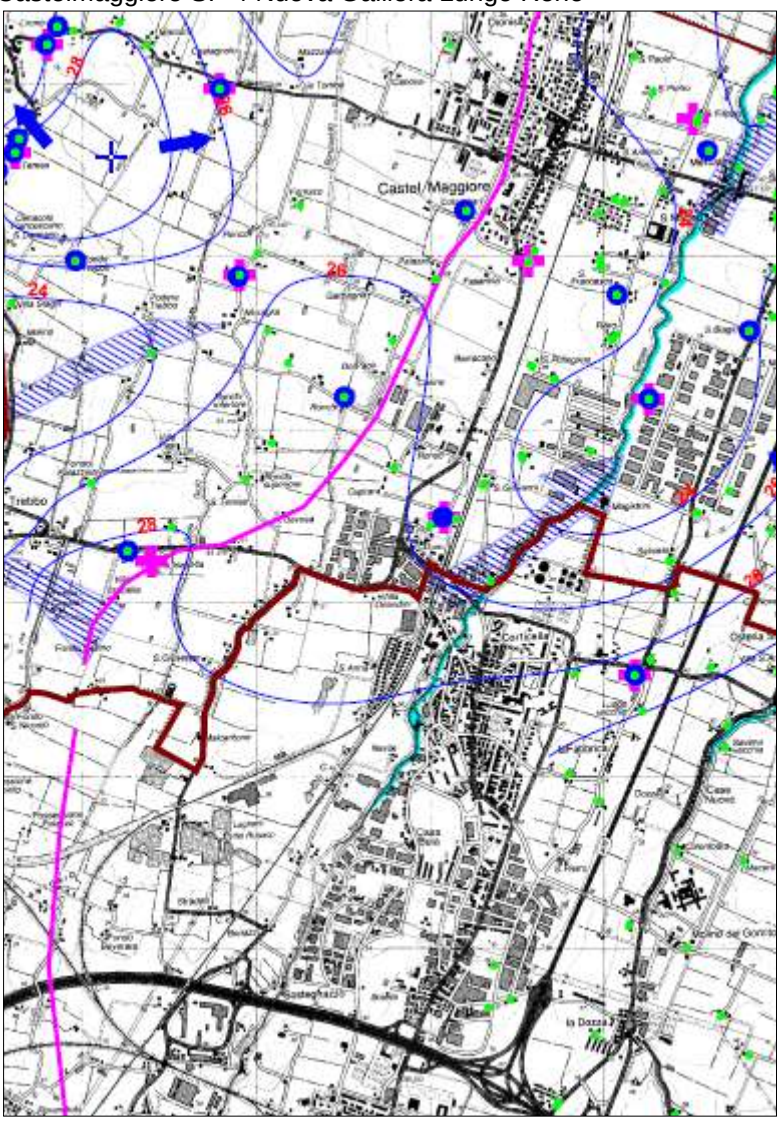


Figura 6. Estratto PSC Associato– Quadro Conoscitivo – Sistema naturale e ambientale – Carta Idrogeologica – Tav.AC.1.2a – Geol. Giovanni Viel – giugno 2006)

E' stato rilevato il livello di falda nella prova SCPTU il giorno 4 ottobre 2021. La soggiacenza è di -6.90 metri dal p.c.

METODOLOGIA D'INDAGINE DELLE PROVE IN SITU

PROVA CPTU - SCPTU

La prova CPTU 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 transitività 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

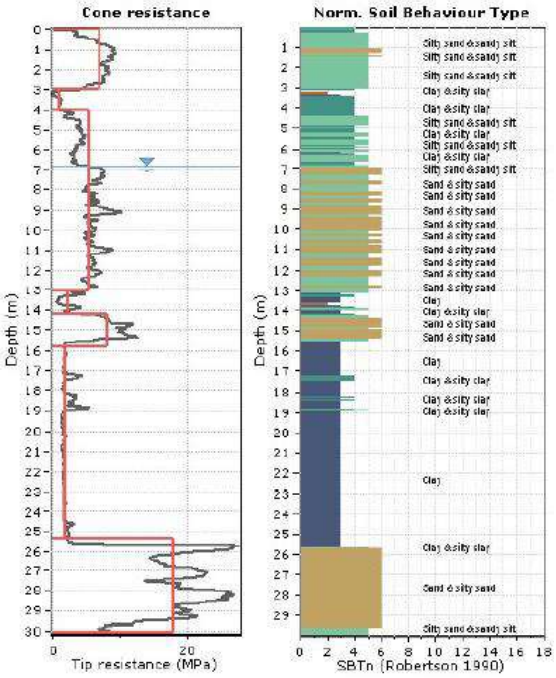
accelerometri per la misura della velocità di propagazione nel terreno delle onde sismiche di taglio S e di compressione P. Le modalità esecutive della prova seguono le normative tecniche standard della classica prova con piezocono la cui infissione viene arrestata ad intervalli regolari di 1,00 metro per effettuare l'acquisizione dei dati sismici tramite sensori e sismografo. La 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 18. 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 inbullonate alle terminazioni verranno colpite con una mazza da 7 kg di peso.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

La indagini geotecniche eseguite in situ sono:
N. 1 prova SCPTU spinta sino a – 26.34 metri dal p.c.

Si è fatto riferimento anche a due prove eseguite dalla scrivente nel dicembre 2007 e nello specifico una prova (CPT1), spinta sino a 10 metri dal p.c. ed alla prova CPT2, spinta sino a 15 metri dal p.c.
I terreni risultano costituiti per i primi 15 metri da continue alternanze di strati di limi sabbiosi e sabbie limose con limi argillosi e limi argilloso sabbiosi. Da oltre 15 metri sino ai 25 metri si riscontra la presenza di argille ed argille limose, per poi evidenziare sabbia e sabbia limosa fino a fondo foro.
Di seguito viene riportata, strato per strato, l'interpretazione litologia e delle caratteristiche geotecniche della prova SCPTU eseguito nell'ottobre 2021

PROVA PENETROMETRICA CPTU1



Da p.c. a – 3.00 m dal p.c.

.:: Layer No: 1 ::.

Code: 1 **Start depth:** 0.00 (m), **End depth:** 3.00 (m)

Description: Silty sand & sandy silt

Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 6.91 ±1.94 MPa	Permeability: 5.37E-06 ±3.18E-06 m/s	Constrained Mod.: 128.86 ±36.10 MPa
Sleeve friction: 149.41 ±44.36 kPa	N_{60}: 19.37 ±4.55 blows	Go: 84.37 ±15.89 MPa
Ic: 2.10 ±0.18	Es: 68.71 ±11.18 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT_n: 5	Dr (%): 61.04 ±8.86	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 40.74 ±1.62 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 19.38 ±0.67 kN/m³	

Da – 3.00 a – 4.00 m dal p.c.

.:: Layer No: 2 ::.

Code: 2 **Start depth:** 3.00 (m), **End depth:** 4.00 (m)

Description: N/A

Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 0.99 ±0.93 MPa	Permeability: 2.11E-07 ±5.78E-07 m/s	Constrained Mod.: 15.24 ±19.17 MPa
Sleeve friction: 17.11 ±13.21 kPa	N_{60}: 4.51 ±2.63 blows	Go: 27.08 ±11.38 MPa
Ic: 2.55 ±1.05	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 56.40 ±25.44 kPa
SBT_n: 0	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.80 ±0.36
SBTn description: N/A	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 3.72 ±1.67
	Unit weight: 15.85 ±1.07 kN/m³	

Da – 4.00 a – 13.00 m dal p.c.

.:: Layer No: 3 ::.

Code: 3 **Start depth:** 4.00 (m), **End depth:** 13.00 (m)

Description: Silty sand & sandy silt

Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 5.30 ±1.60 MPa	Permeability: 4.72E-06 ±5.92E-06 m/s	Constrained Mod.: 91.24 ±33.39 MPa
Sleeve friction: 44.33 ±28.17 kPa	N_{60}: 15.64 ±3.12 blows	Go: 70.68 ±10.40 MPa
Ic: 2.19 ±0.23	Es: 56.39 ±7.00 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT_n: 5	Dr (%): 34.95 ±4.15	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 33.77 ±1.38 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 17.78 ±0.61 kN/m³	

Da – 13.00 a – 14.10 m dal p.c.

.:: Layer No: 4 ::.

Code: 4 **Start depth:** 13.00 (m), **End depth:** 14.10 (m)

Description: Clay

Basic results	**Estimation results**	
Total cone resistance: 2.28 ±1.44 MPa	Permeability: 1.38E-07 ±4.06E-07 m/s	Constrained Mod.: 25.46 ±25.03 MPa
Sleeve friction: 44.61 ±21.34 kPa	N_{60}: 10.43 ±4.15 blows	Go: 65.07 ±19.21 MPa
Ic: 3.04 ±0.46	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 118.49 ±88.07 kPa
SBT_n: 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.68 ±0.52
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 3.14 ±2.41
	Unit weight: 17.45 ±0.78 kN/m³	

Da – 14.10 a – 15.00 m dal p.c.

.:: Layer No: 5 ::.

Code: 5 **Start depth:** 14.10 (m), **End depth:** 15.80 (m)

Description: Silty sand & sandy silt

Basic results	**Estimation results**	
Total cone resistance: 7.92 ±3.31 MPa	Permeability: 1.22E-05 ±1.42E-05 m/s	Constrained Mod.: 121.96 ±58.59 MPa
Sleeve friction: 61.88 ±33.18 kPa	N_{60}: 22.09 ±5.84 blows	Go: 96.70 ±15.79 MPa
Ic: 2.20 ±0.47	Es: 78.73 ±11.31 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT_n: 5	Dr (%): 40.94 ±4.62	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Silty sand & sandy silt	φ (degrees): 34.80 ±0.87 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 18.34 ±0.53 kN/m³	

Da – 15.00 a – 25.30 m dal p.c.

.:: Layer No: 6 ::.

Code: 6 **Start depth:** 15.80 (m), **End depth:** 25.30 (m)

Description: Clay

Basic results	**Estimation results**	
Total cone resistance: 1.89 ±0.63 MPa	Permeability: 6.33E-09 ±2.82E-08 m/s	Constrained Mod.: 11.29 ±11.14 MPa
Sleeve friction: 61.06 ±15.82 kPa	N_{60}: 11.23 ±1.96 blows	Go: 79.94 ±10.93 MPa
Ic: 3.25 ±0.19	Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 106.74 ±40.52 kPa
SBT_n: 3	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 0.46 ±0.20
SBTn description: Clay	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 2.13 ±0.92
	Unit weight: 17.91 ±0.35 kN/m³	

Da – 25.30 a – 30.00 m dal p.c.

.:: Layer No: 7 ::.

Code: 7 **Start depth:** 25.30 (m), **End depth:** 30.00 (m)

Description: Sand & silty sand

Basic results	**Estimation results**	
Total cone resistance: 17.83 ±6.36 MPa	Permeability: 3.65E-05 ±3.41E-05 m/s	Constrained Mod.: 237.32 ±74.41 MPa
Sleeve friction: 100.54 ±24.31 kPa	N_{60}: 42.80 ±10.89 blows	Go: 158.95 ±22.67 MPa
Ic: 1.92 ±0.37	Es: 130.06 ±13.51 MPa	Su: 0.00 ±0.00 kPa
SBT_n: 6	Dr (%): 49.17 ±9.23	Su ratio: 0.00 ±0.00
SBTn description: Sand & silty sand	φ (degrees): 36.46 ±1.71 °	O.C.R.: 0.00 ±0.00
	Unit weight: 19.32 ±0.48 kN/m³	

Permeabilità | Modulo di elasticità | Densità | angolo attrito interno | Modulo edometrico | Modulo di taglio | Coesione non drenata | Modulo di sovraconsolidazione | peso di volume

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_0 (MPa)	Undrained strength, S_u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m³)
0.00 3.00	3.00	5.37E-06 (±3.18E-06)	19.4 (±4.5)	68.7 (±11.2)	61.0 (±8.9)	40.7 (±1.6)	128.9 (±36.1)	84.4 (±15.9)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	19.4 (±0.7)
3.00 4.00	1.00	2.11E-07 (±5.78E-07)	4.5 (±2.6)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	15.2 (±19.2)	27.1 (±11.4)	56.4 (±25.4)	0.8 (±0.4)	3.7 (±1.7)	15.8 (±1.1)
4.00 13.00	9.00	4.72E-06 (±5.92E-06)	15.6 (±3.1)	56.4 (±7.0)	34.9 (±4.1)	33.8 (±1.4)	91.2 (±33.4)	70.7 (±10.4)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	17.8 (±0.6)
13.00 14.10	1.10	1.38E-07 (±4.06E-07)	10.4 (±4.2)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	25.5 (±25.0)	65.1 (±19.2)	118.5 (±88.1)	0.7 (±0.5)	3.1 (±2.4)	17.5 (±0.8)
14.10 15.80	1.70	1.22E-05 (±1.42E-05)	22.1 (±5.8)	78.7 (±11.3)	40.9 (±4.6)	34.8 (±0.9)	122.0 (±58.6)	96.7 (±15.8)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	18.3 (±0.5)
15.80 25.30	9.50	6.33E-09 (±2.82E-08)	11.2 (±2.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	11.3 (±11.1)	79.9 (±10.9)	106.7 (±40.5)	0.5 (±0.2)	2.1 (±0.9)	17.9 (±0.4)
25.30 30.00	4.70	3.65E-05 (±3.41E-05)	42.8 (±10.9)	130.1 (±13.5)	49.2 (±9.2)	36.5 (±1.7)	237.3 (±74.4)	158.9 (±22.7)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	19.3 (±0.5)

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

CPTU 1: Sintesi dei principali parametri geotecnici strato per strato

Calcolo Vs30.

Per la valutazione della Vs30 con metodo diretto, si è utilizzato il piezocono sismico.
Il valore di Vs30 viene calcolato con la seguente formulazione:

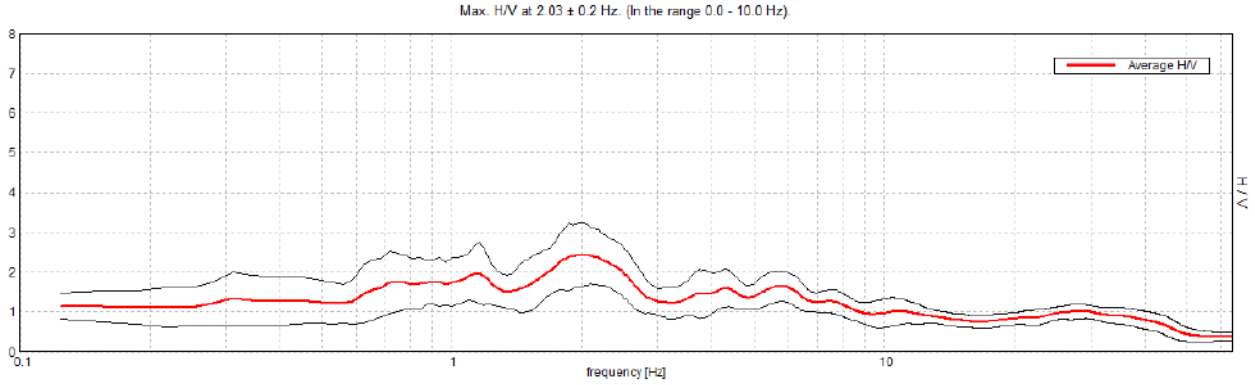
$$Vs30 = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{Vs_i}}$$

La Vs30 risulta pari a **215,98** m/sec. In allegato vengono riportati i tabulati con i grafici tempi di arrivo ed i grafici di velocità delle onde S.

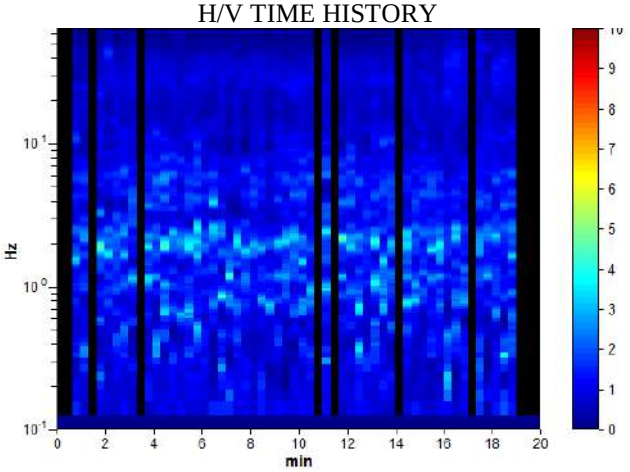
PROVA HVSR

Caratteristiche strumento:
Instrument: TRZ-0009/01-09
Start recording: 04/10/21 09:49:25 End recording: 04/10/21 10:09:25
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
Trace length: 0h20'00". Analyzed 82% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

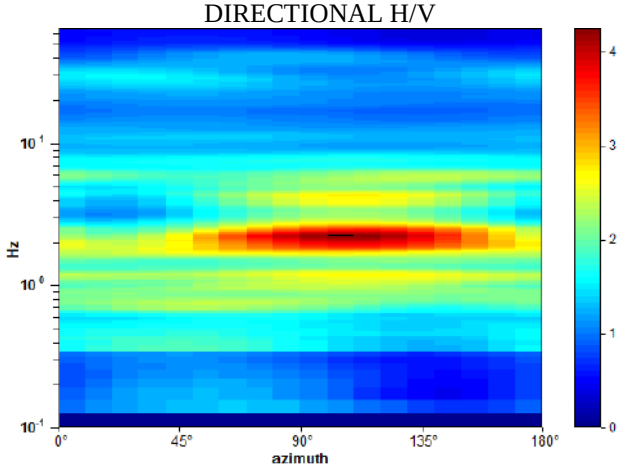
SILGEO Studio geologico di M. Sileo
Via della Paglia 26 – 44121 FERRARA
Tel 0532/472702 – mobili 335/314457 – 335/6559327
Email info@silgeo.it – www.silgeo.it



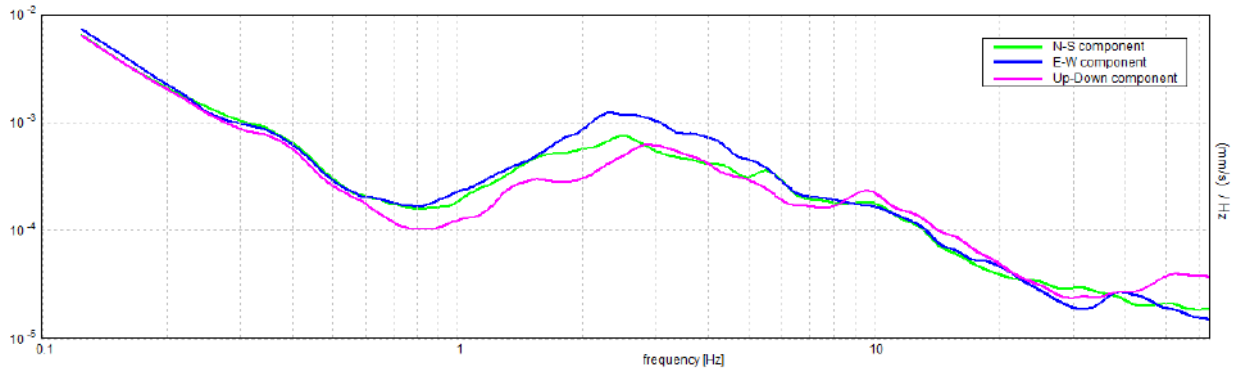
H/V TIME HISTORY



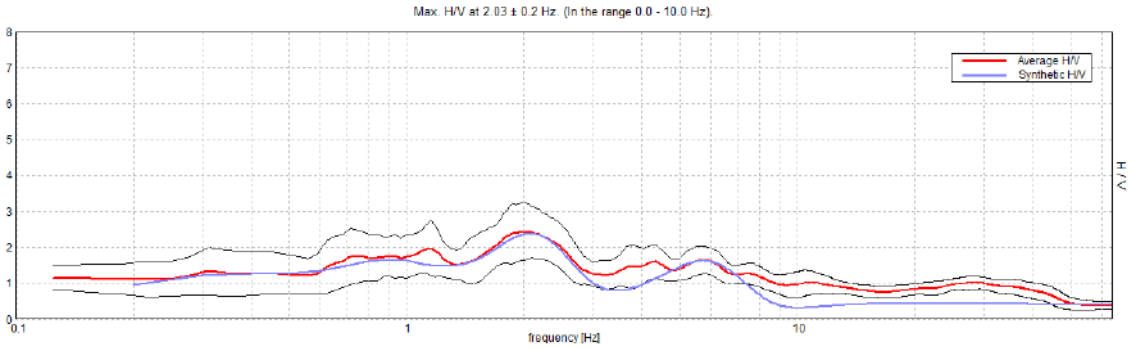
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



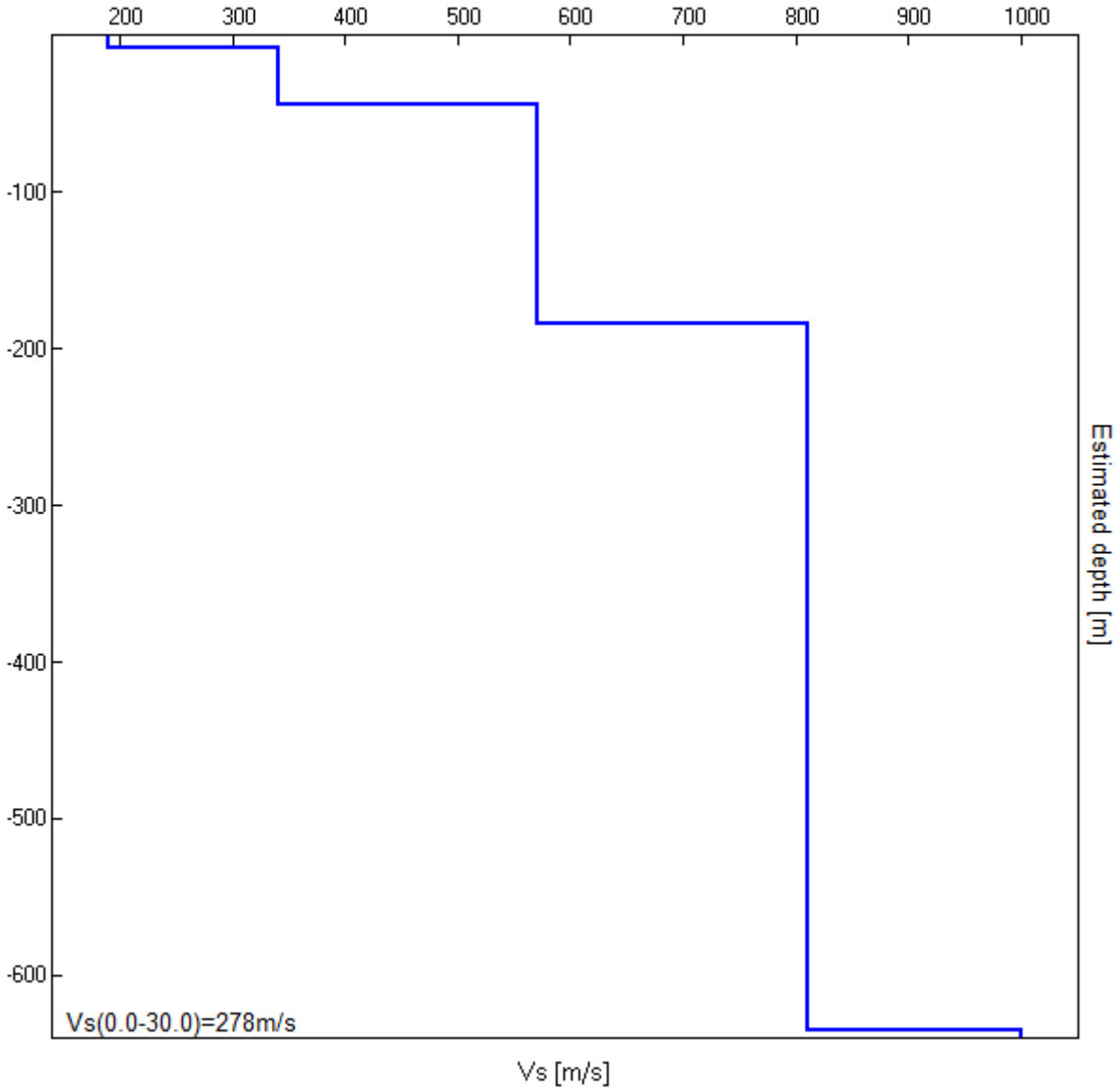
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
8.50	8.50	190	0.49
44.50	36.00	340	0.48
184.50	140.00	570	0.46
634.50	450.00	810	0.42
inf.	inf.	1000	0.40

Vs(0.0-30.0)=278m/s

Categoria di Suolo da Tab. 3.2.II del DM/NTC 2018 (Approccio Semplificato)= **C**



Max. H/V at 2.03 ± 0.2 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

CARATTERIZZAZIONE SISMICA DA TAB. 3.2.II DEL DM/NTC 2018 (Approccio Semplificato).

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRICI SISMICI LOCALI UTILIZZANDO L'APPROCCIO SEMPLIFICATO DA DM/NTC 2018 (TAB.3.2.II).

Premessa

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

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la ***pericolosità sismica di base*** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

Vita Nominale, Classi D'uso e Periodo Di Riferimento:

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

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

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N, secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

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	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico **V_N = 50 anni**.

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

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

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

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

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

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso **C_U = 1**.

Ricavati i valori di V_N e C_U, è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R, che qui vale:

V_R = 50 * 1 = 50 anni.

Stati Limite, Probabilità di Superamento e Periodo di Ritorno:

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata. Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU). Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R, si verifichi almeno un evento sismico (n ≥ 1) di $\mathbf{a_g}$ prefissata ($\mathbf{a_g}$ = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\boldsymbol{\lambda}$= 1/T_R ($\mathbf{T_R}$ = periodo di ritorno).

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

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

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

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

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $\mathbf{V_R}$ **= 50 anni**, il tempo di ritorno T_R sarà:

Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento VR:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$\mathbf{T_R}$ **= 30**
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$\mathbf{T_R}$ **= 50**
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$\mathbf{T_R}$ **= 475**
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$\mathbf{T_R}$ **= 975**

Definizione della Pericolosità Sismica di Base:

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale. Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web

dell'INGV http://esse1-gis.mi.ingv.it/, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC18:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

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

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

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g, il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_o e **T_C^*** i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC18 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

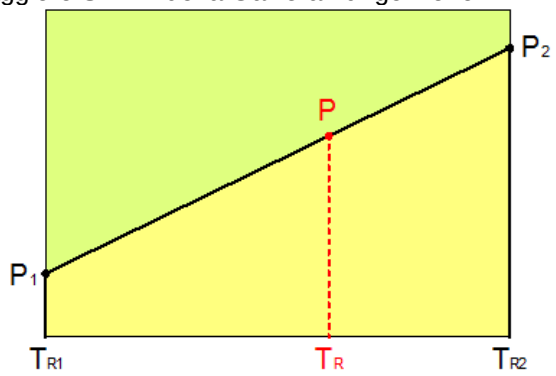
I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine. Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC18:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale *p* è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_{1,\ 2}$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1,\ 2}$. Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC18:

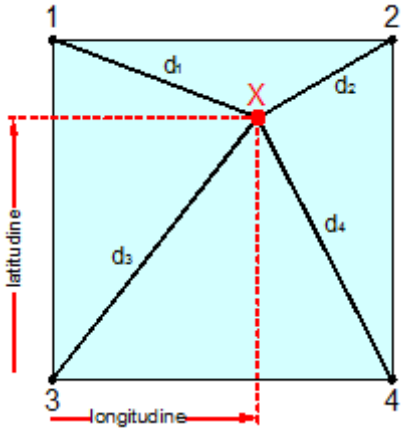
$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale *p* è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell'i-esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo vertice della suddetta maglia.



Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica,in accordo alla procedura delle NTC18.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella seguente Figura:

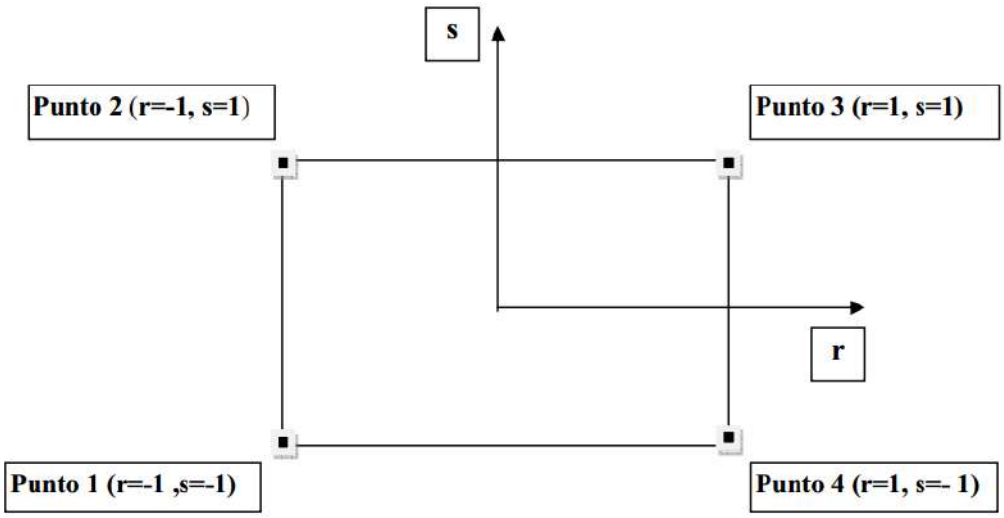


Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC18, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos\left[\sin(lat\beta)\cdot\sin(lat\alpha)+\cos(lat\beta)\cdot\cos(lat\alpha)\cdot\cos(lon\alpha - lon\beta)\right] \quad (4.3)$$

dove R = 6371 è il raggio medio terrestre in km, mentre latα, lonα, latβ e lonβ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza. La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di ±0,01g ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile. Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.



Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r)\cdot(1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r)\cdot(1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r)\cdot(1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r)\cdot(1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^{4} h_i \cdot x_i = [(1-r)\cdot(1-s)\cdot x_1 + (1-r)\cdot(1+s)\cdot x_2 + (1+r)\cdot(1+s)\cdot x_3 + (1+r)\cdot(1-s)\cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^{4} h_i \cdot y_i = [(1-r)\cdot(1-s)\cdot y_1 + (1-r)\cdot(1+s)\cdot y_2 + (1+r)\cdot(1+s)\cdot y_3 + (1+r)\cdot(1-s)\cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s, si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^{4} h_i \cdot p_i = [(1-r)\cdot(1-s)\cdot p_1 + (1-r)\cdot(1+s)\cdot p_2 + (1+r)\cdot(1+s)\cdot p_3 + (1+r)\cdot(1-s)\cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove *p* rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità Sismica di Sito:

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

Coefficienti sismici:

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

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

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

Stabilità dei pendii e fondazioni:

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_V sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

β_S coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

I valori di β_S sono riportati nella seguente tabella:

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

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

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) (0.90 ≤ Ss ≤ 1.80) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g. S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: S_T = 1.0; **T2**: S_T = 1.20; **T3:** S_T =1.20; **T4:** S_T = 1.40.

Fronti scavo e rilevati:

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come:

$F_h = k_h \cdot W$ ed $F_V = k_V \cdot W$

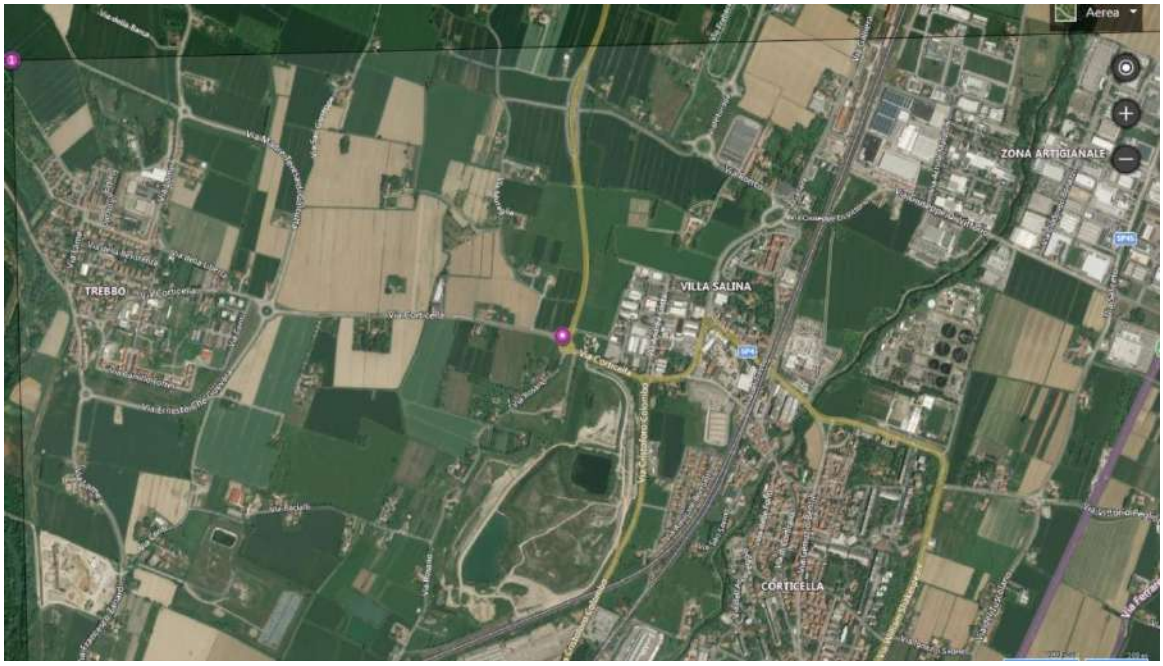
con k_h e k_V rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

βs = 0.38 nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

βs = 0.47 nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a γ_R = 1.2. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Individuazione dei Parametri:



Ubicazione punto in esame sul "reticolo sismico nazionale". Scala Libera.

Vita nominale (Vn):	50	[anni]
Classe d'uso:	II	
Coefficiente d'uso (Cu):	1	
Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]

Tipo di interpolazione:Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 44.5537682 [°]

Longitudine (WGS84): 11.3435583 [°]
Latitudine (ED50): 44.5547028 [°]
Longitudine (ED50): 11.3445530 [°]

Punto d'indagine:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.052	2.478	0.259
SLD	50	0.064	2.494	0.272
SLV	475	0.167	2.426	0.297
SLC	975	0.217	2.436	0.299

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame:

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	16508	44.564970	11.315690	2555.81
2	16509	44.566230	11.385810	3511.00
3	16731	44.516250	11.387540	5467.44
4	16730	44.515000	11.317460	4909.46

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.051	2.480	0.259
SLD	50	0.063	2.503	0.272
	72	0.073	2.485	0.278
	101	0.084	2.505	0.284
	140	0.099	2.452	0.285
	201	0.118	2.421	0.289
SLV	475	0.166	2.439	0.290
SLC	975	0.219	2.428	0.292
	2475	0.302	2.395	0.299

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.051	2.476	0.259
SLD	50	0.063	2.496	0.273
	72	0.074	2.480	0.279
	101	0.086	2.460	0.284
	140	0.100	2.443	0.285
	201	0.118	2.436	0.290
SLV	475	0.169	2.434	0.289
SLC	975	0.221	2.439	0.290
	2475	0.306	2.390	0.300

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.053	2.475	0.258
SLD	50	0.066	2.479	0.272
	72	0.077	2.478	0.278
	101	0.088	2.470	0.286
	140	0.102	2.456	0.288
	201	0.120	2.406	0.293
SLV	475	0.167	2.406	0.310
SLC	975	0.213	2.445	0.314
	2475	0.289	2.447	0.321

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.053	2.481	0.258
SLD	50	0.065	2.489	0.272
	72	0.076	2.484	0.278

	101	0.087	2.477	0.285
	140	0.101	2.462	0.288
	201	0.118	2.407	0.292
SLV	475	0.164	2.410	0.310
SLC	975	0.211	2.437	0.314
	2475	0.282	2.461	0.321

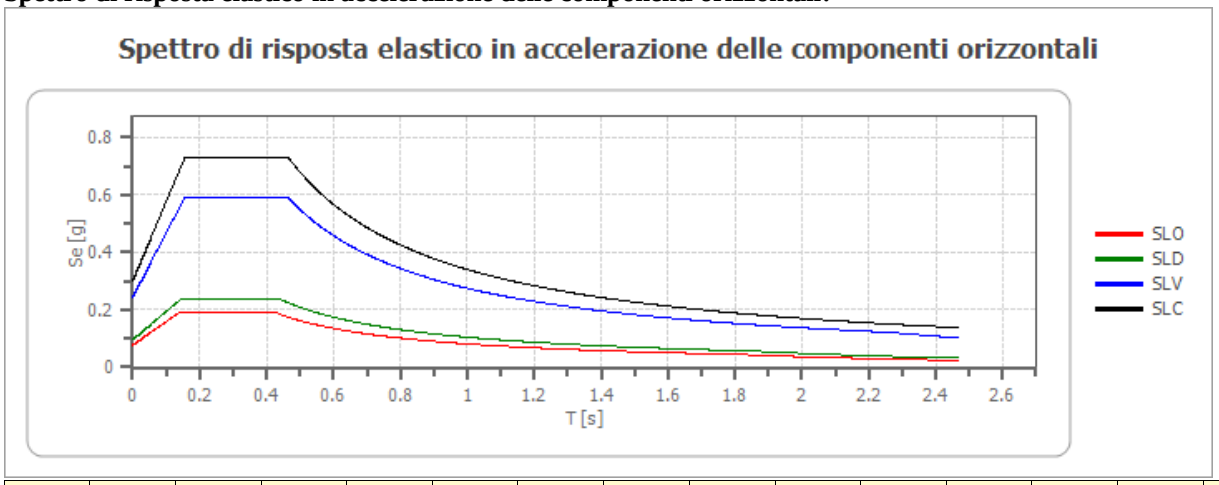
PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1.000
Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Fronti di scavo e rilevati:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0.045	0.092	--
kv	--	0.023	0.046	--
amax [m/s²]	0.759	0.939	2.385	2.935
Beta	--	0.470	0.380	--

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

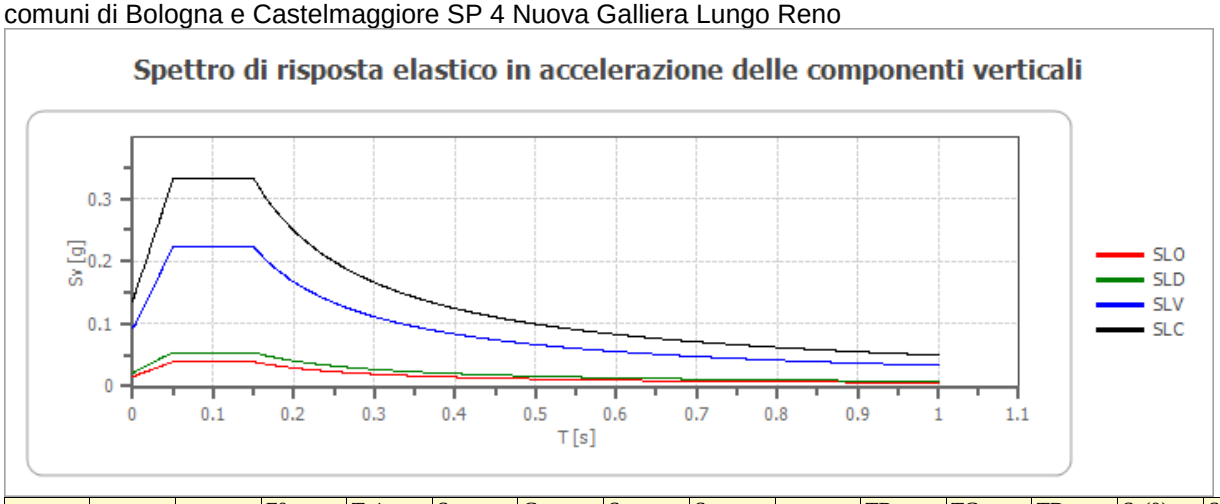


	cu	**ag [g]**	F0 [-]	Tc* [s]	**Ss [-]**	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.052	2.478	0.259	1.500	1.640	1.000	1.500	1.000	0.141	0.424	1.806	0.077	0.192
SLD	1.0	0.064	2.494	0.272	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.146	0.438	1.855	0.096	0.239
SLV	1.0	**0.167**	2.426	0.297	**1.460**	1.570	1.000	1.460	1.000	0.155	0.466	2.266	0.243	0.590
SLC	1.0	0.217	2.436	0.299	1.380	1.560	1.000	1.380	1.000	0.156	0.467	2.468	0.299	0.729

Valore di ancoraggio (SXAg/g= PGA) dello Spettro di Risposta Elastico delle Componenti Verticali per SLV= 1,460X0,167g= **0,24382g.**

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.052	2.478	0.259	1	1.640	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.016	0.039
SLD	1.0	0.064	2.494	0.272	1	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.022	0.054
SLV	1.0	0.167	2.426	0.297	1	1.570	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.092	0.223
SLC	1.0	0.217	2.436	0.299	1	1.560	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.136	0.332

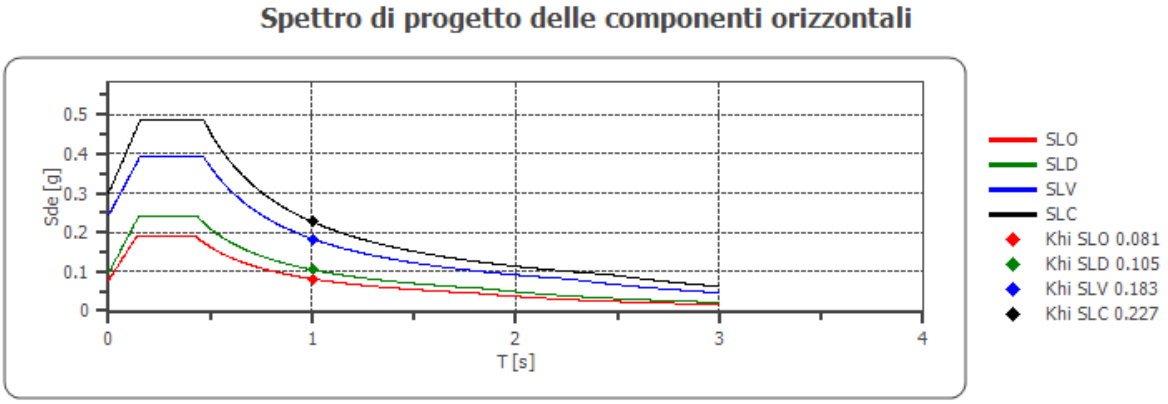
Spettro di progetto:

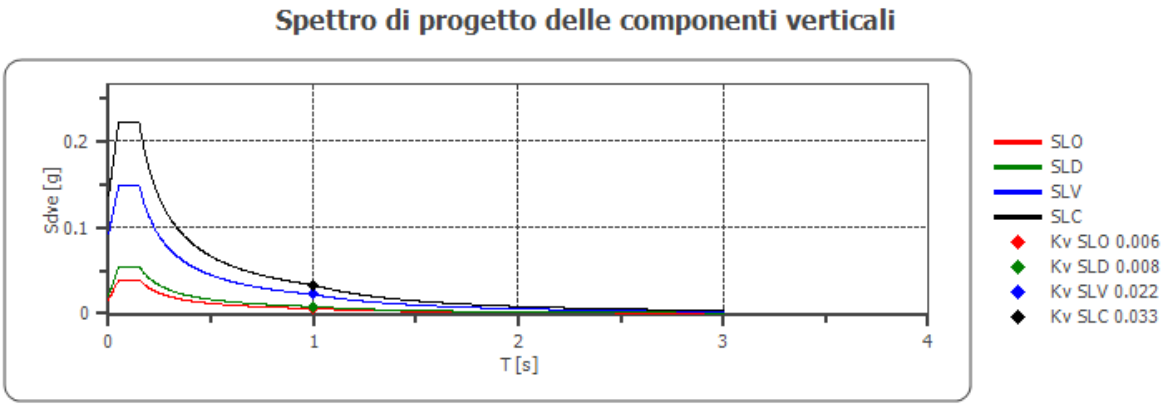
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1.50

Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50

Periodo fondamentale T: 1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.081	0.105	0.183	0.227
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.006	0.008	0.022	0.033



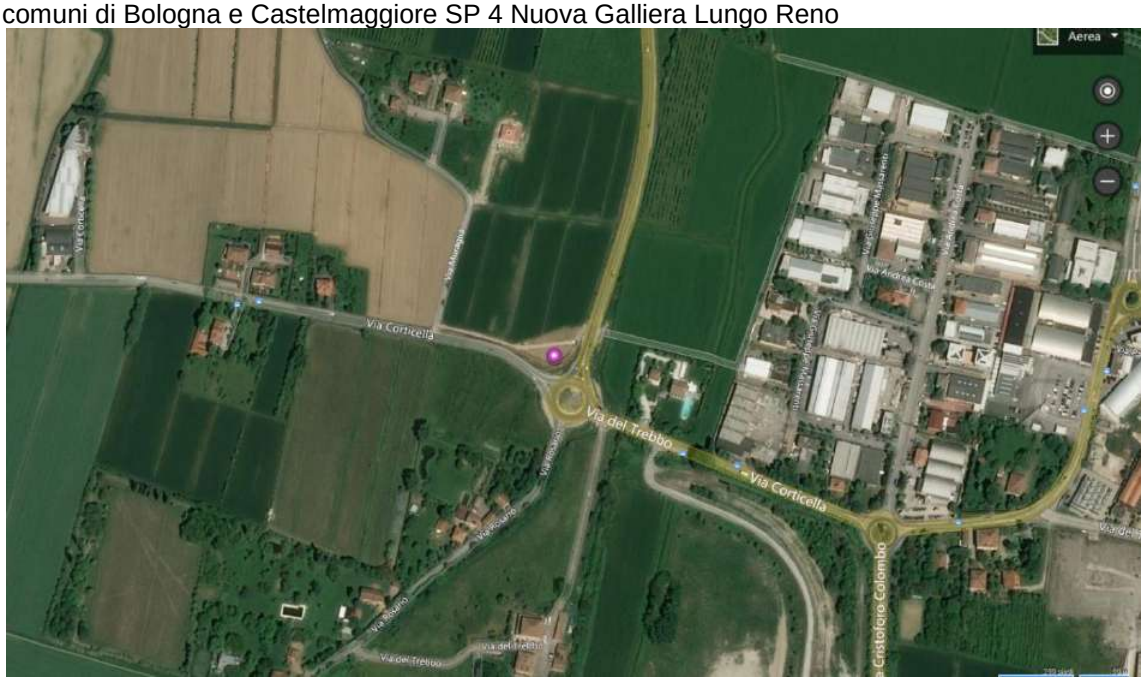


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.052	2.478	0.259	1.500	1.640	1.000	1.500	1.000	0.141	0.424	1.806	0.077	0.192

SLO verticale	1.0	0.052	2.478	0.259	1.500	1.640	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.016	0.039
SLD orizzontale	1.0	0.064	2.494	0.272	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.146	0.438	1.855	0.096	0.239
SLD verticale	1.0	0.064	2.494	0.272	1.500	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.022	0.054
SLV orizzontale	1.0	0.167	2.426	0.297	1.460	1.570	1.000	1.460	1.500	0.155	0.466	2.266	0.243	0.393
SLV verticale	1.0	0.167	2.426	0.297	1.460	1.570	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.092	0.148
SLC orizzontale	1.0	0.217	2.436	0.299	1.380	1.560	1.000	1.380	1.500	0.156	0.467	2.468	0.299	0.486
SLC verticale	1.0	0.217	2.436	0.299	1.380	1.560	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.136	0.221

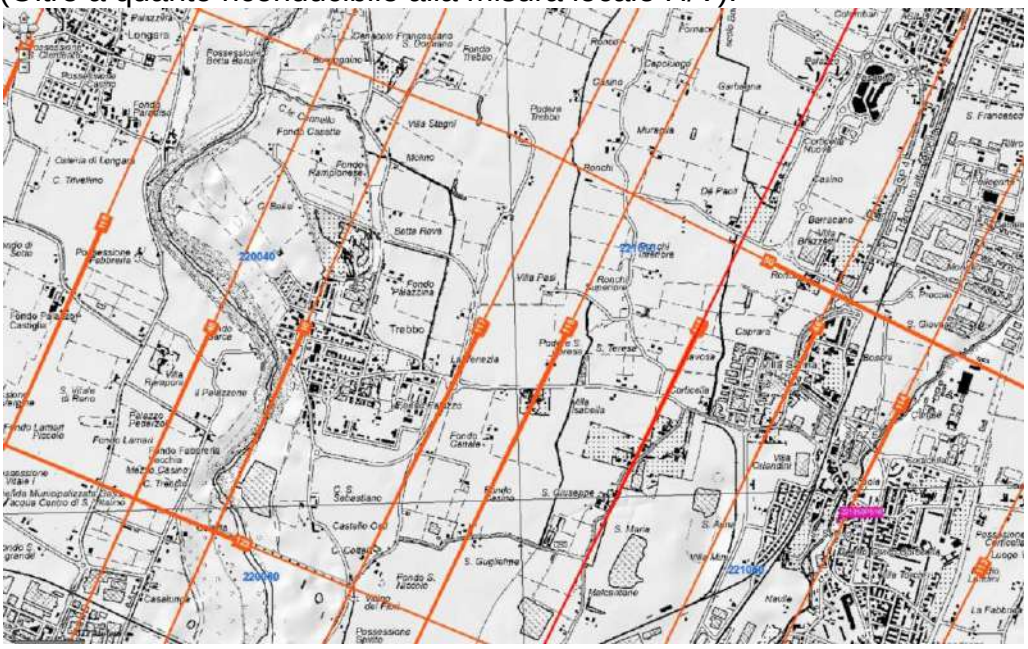
Studio di Risposta Sismica Locale
Dati generali:

Committente	Città metropolitana Bologna
Cantiere	Via Corticella/Via Muraglia - Corticella (BO)
Via	Corticella
Latitudine	44.55377[°]
Longitudine	11.3435583[°]

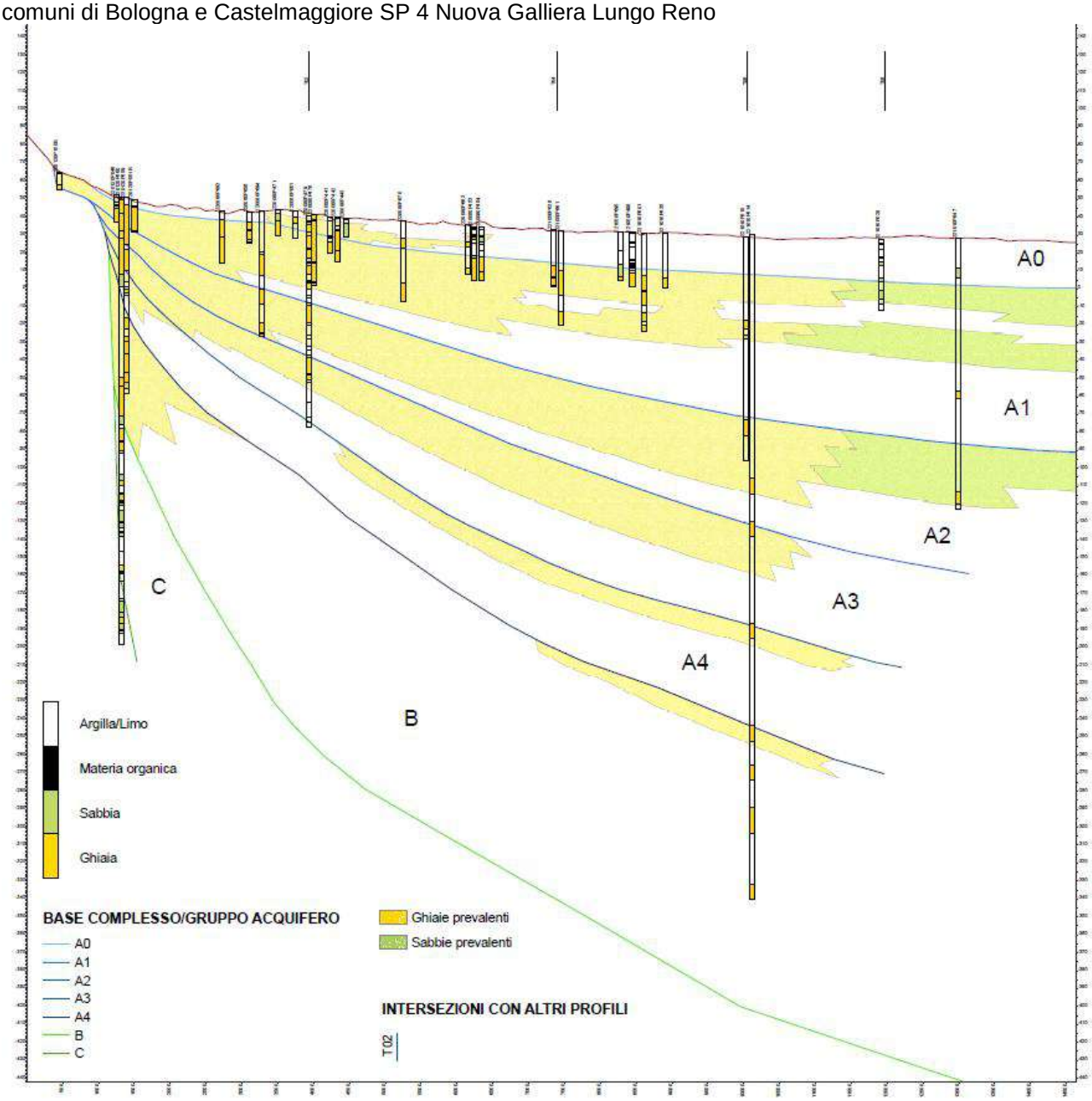


Riferimenti Stratigrafici Locali:

(Oltre a quanto riconducibile alla misura locale H/V).



Ubicazione area in esame e traccia della Sezione 115 tratta dall'apposito data- base Regionale. Scala Libera.



Sez. 115 e Legenda.

Stratigrafia:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	3.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	69.92	19.0	190.0	28.5
2	3.0	8.0	Limo Argilloso Str2 SPCasale	105.69	18.0	240.0	89.8
3	11.0	14.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	151.85	19.0	280.0	186.9
4	25.0	20.0	Seed et al. (1986) Sand - Average	235.68	20.0	340.0	353.1
5	45.0	45.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	578.84	21.0	520.0	706.8
6	90.0	50.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	728.62	22.0	570.0	1263.3
7	140.0	200.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	1098.88	22.0	700.0	2787.0
8	oo	--	Smorzamento costante	2242.61	22.0	1000.0	4006.0

Strato con falda: 1

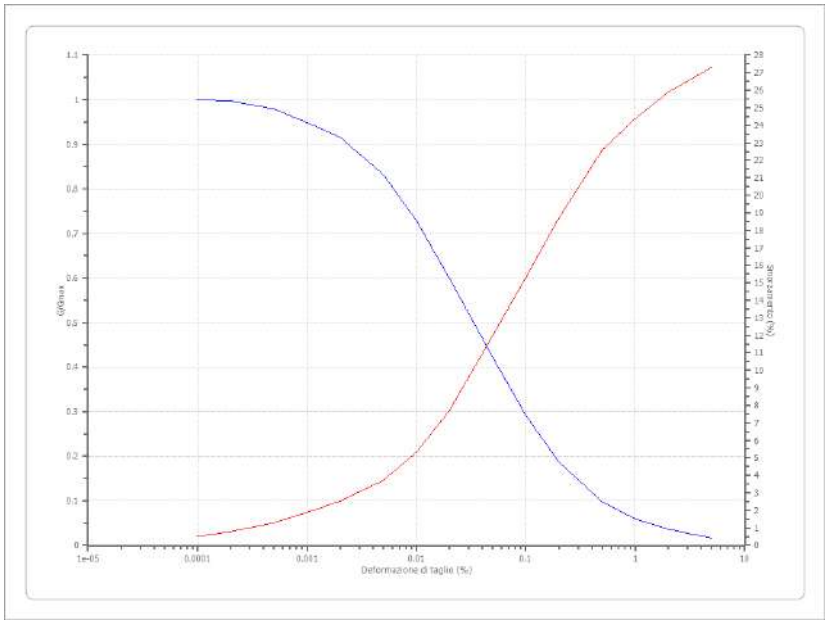
Strato rilevamento accelerogramma: 8 Affiorante

Terreni:

Seed et al. (1986) Sand – Average:

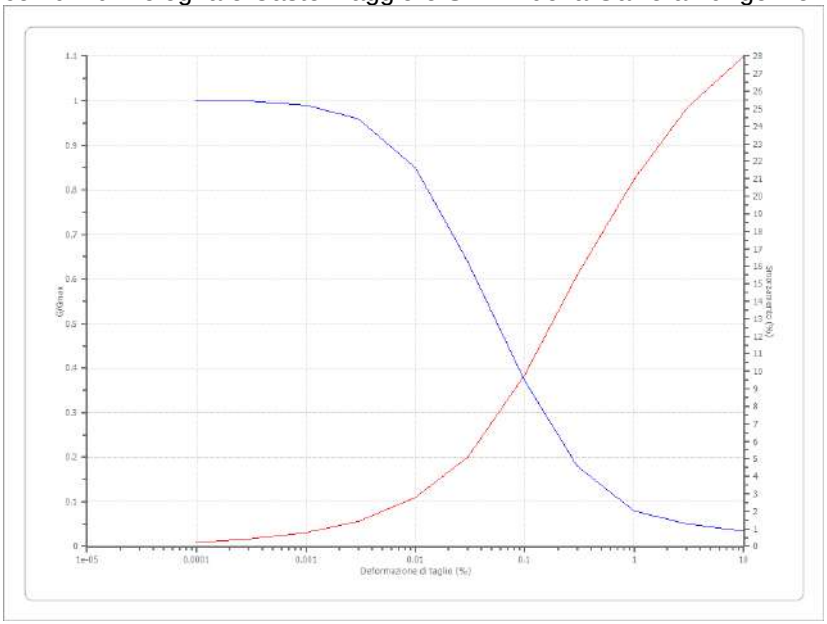
Deformazione	G/Gmax	Deformazione	Smorzamento

%		%	%
0.0001	1.000	0.0001	0.500
0.0002	0.998	0.0002	0.800
0.0005	0.980	0.0005	1.300
0.001	0.949	0.001	1.900
0.002	0.917	0.002	2.500
0.005	0.832	0.005	3.700
0.010	0.729	0.010	5.300
0.020	0.600	0.020	7.700
0.050	0.421	0.050	12.000
0.100	0.291	0.100	15.300
0.200	0.188	0.200	18.700
0.500	0.098	0.500	22.600
1.000	0.060	1.000	24.400
2.000	0.036	2.000	25.900
5.000	0.016	5.000	27.300



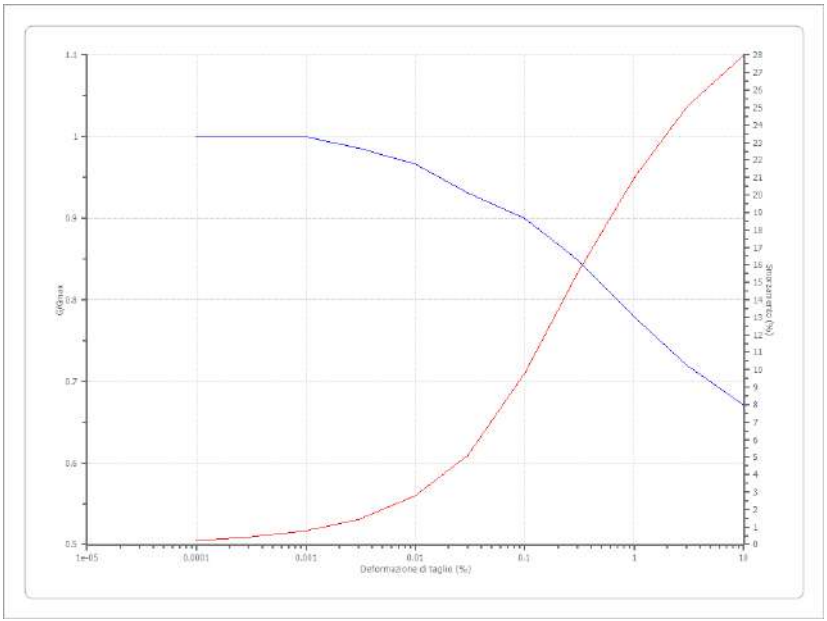
Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970):

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	0.990	0.001	0.800
0.003	0.960	0.003	1.400
0.010	0.850	0.010	2.800
0.030	0.640	0.030	5.100
0.100	0.370	0.100	9.800
0.300	0.180	0.300	15.500
1.000	0.080	1.000	21.000
3.000	0.050	3.000	25.000
10.000	0.035	10.000	28.000



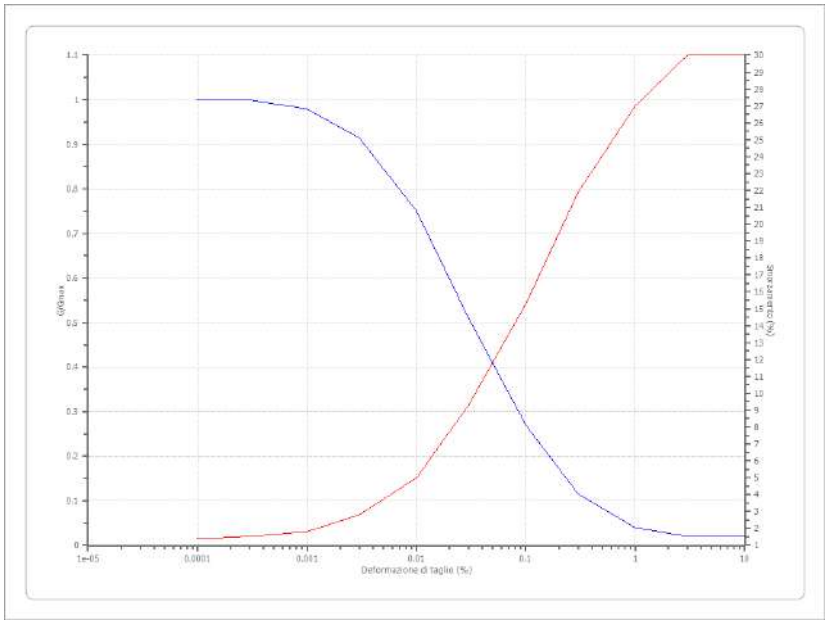
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989):

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000



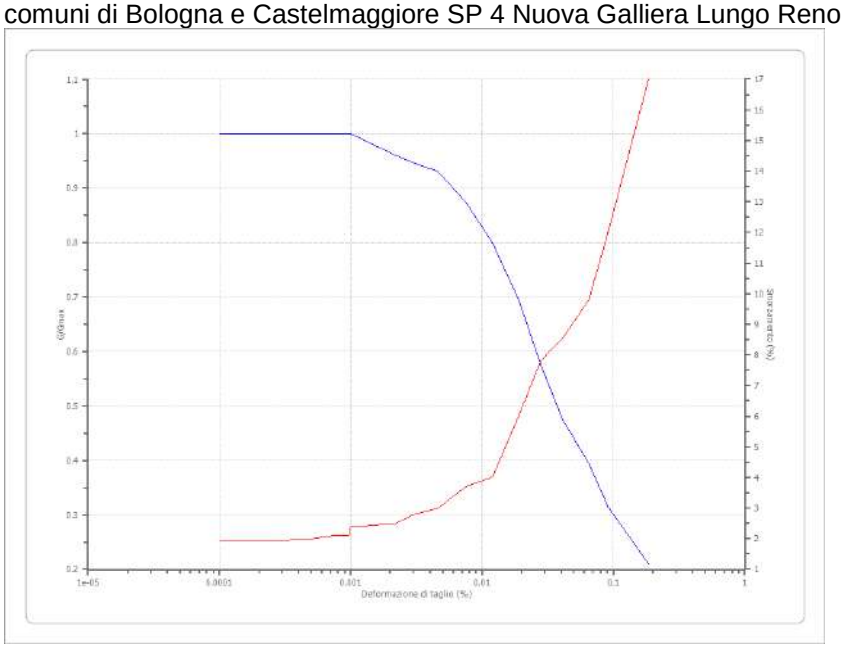
EPRI Sand (1993) 0-6 metri:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.400
0.0003	1.000	0.0003	1.500
0.001	0.980	0.001	1.800
0.003	0.914	0.003	2.800
0.010	0.750	0.010	5.000
0.030	0.509	0.030	9.300
0.100	0.270	0.100	15.300
0.300	0.116	0.300	21.900
1.000	0.040	1.000	27.000
3.000	0.020	3.000	30.000
10.000	0.020	10.000	30.000



Limo Argilloso Str2 SPCasale:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.950
0.0002	1.000	0.0002	1.950
0.0003	1.000	0.0003	1.950
0.0005	1.000	0.0005	2.000
0.00075	1.000	0.00075	2.100
0.00097	1.000	0.00097	2.100
0.001	1.000	0.001	2.400
0.0022	0.960	0.0022	2.500
0.0031	0.945	0.0031	2.800
0.0046	0.930	0.0046	3.000
0.0075	0.875	0.0075	3.700
0.012	0.800	0.012	4.000
0.019	0.695	0.019	6.000
0.028	0.575	0.028	7.800
0.041	0.475	0.041	8.550
0.065	0.395	0.065	9.800
0.091	0.315	0.091	12.000
0.185	0.210	0.185	17.000



Elaborazione:

Numero di iterazioni 50
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5
Tipo di modulo elastico Shake 91
Massimo errore percentuale di convergenza 1.55 E-04

Fattori di amplificazione ICMS 2018

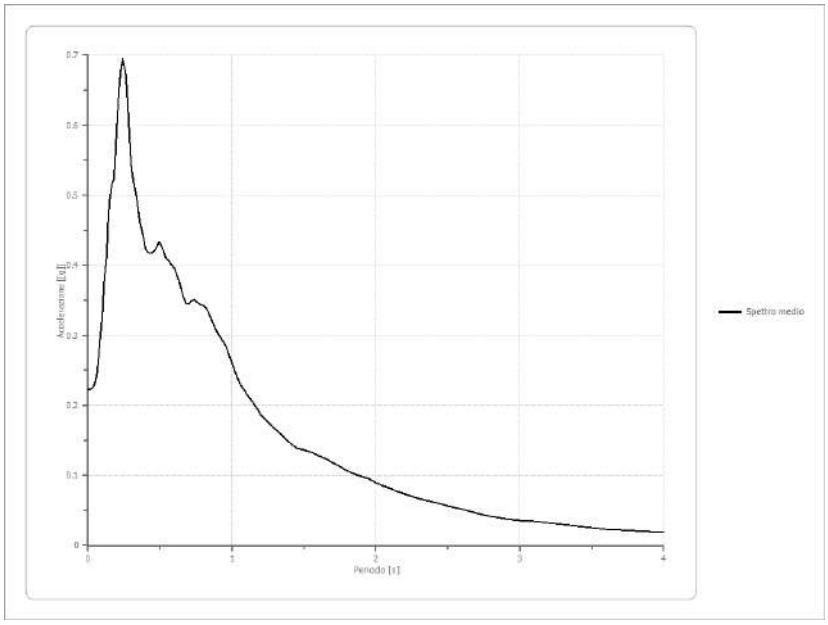
Tai	0.200	[s]
Tvi	0.920	[s]
Tao	0.240	[s]
Tvo	0.880	[s]
Sami	4.088	[m/s²]
Svmi	0.215	[m/s]
Samo	5.493	[m/s²]
Svmo	0.437	[m/s]
Fa	**1.344**	**[-]**
Fv	**2.037**	**[-]**
TB	0.167	[s]
TC	0.500	[s]
TD	2.404	[s]
SA(0)	0.201	[g]
SA(TB)	0.560	[g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale:

Periodo minino [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.060	0.085	0.200	1.418
0.500	1.000	0.104	0.203	0.500	1.954
0.100	1.500	0.267	0.482	0.067	1.806
0.100	2.500	0.463	0.827	0.040	1.785

Spettro medio di risposta elastico:

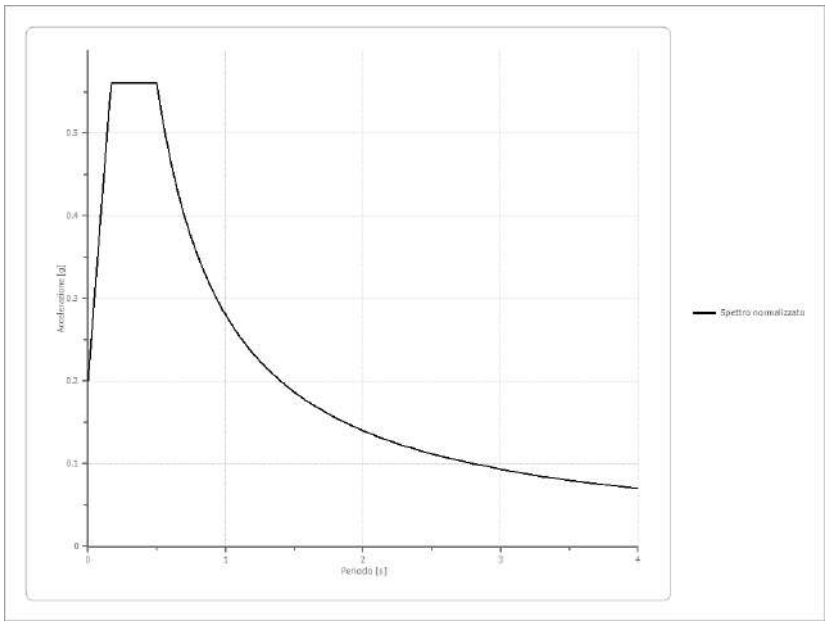
Periodo [s]	**Accelerazione [g]**	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	**0.2225**	0.26	0.6767	0.52	0.4226	0.98	0.2715	2.25	0.0696
0.01	0.2225	0.27	0.6503	0.53	0.4170	1.00	0.2597	2.30	0.0666
0.02	0.2230	0.28	0.6119	0.54	0.4114	1.05	0.2331	2.35	0.0640
0.03	0.2246	0.29	0.5725	0.55	0.4077	1.10	0.2163	2.40	0.0615
0.04	0.2280	0.30	0.5415	0.56	0.4061	1.15	0.2031	2.50	0.0564
0.05	0.2332	0.31	0.5276	0.57	0.4034	1.20	0.1871	2.60	0.0510
0.06	0.2442	0.32	0.5138	0.58	0.4011	1.25	0.1765	2.70	0.0462
0.07	0.2619	0.33	0.5039	0.60	0.3951	1.30	0.1663	2.80	0.0418
0.08	0.2862	0.34	0.4930	0.62	0.3844	1.35	0.1575	2.90	0.0381
0.09	0.3074	0.35	0.4762	0.64	0.3706	1.40	0.1466	3.00	0.0359
0.10	0.3336	0.36	0.4620	0.66	0.3560	1.45	0.1384	3.10	0.0339
0.11	0.3749	0.37	0.4526	0.68	0.3463	1.50	0.1364	3.20	0.0318
0.12	0.3938	0.38	0.4439	0.70	0.3443	1.55	0.1328	3.30	0.0299
0.13	0.4137	0.39	0.4335	0.72	0.3498	1.60	0.1281	3.40	0.0278
0.14	0.4657	0.40	0.4242	0.74	0.3506	1.65	0.1242	3.50	0.0255
0.15	0.4937	0.41	0.4193	0.76	0.3467	1.70	0.1183	3.60	0.0235
0.16	0.5089	0.42	0.4185	0.78	0.3439	1.75	0.1120	3.70	0.0218
0.17	0.5195	0.43	0.4166	0.80	0.3424	1.80	0.1060	3.80	0.0203
0.18	0.5224	0.44	0.4174	0.82	0.3389	1.85	0.1023	3.90	0.0195
0.19	0.5607	0.45	0.4195	0.84	0.3315	1.90	0.0985	4.00	0.0185
0.20	0.6017	0.46	0.4206	0.86	0.3211	1.95	0.0946		
0.21	0.6359	0.47	0.4242	0.88	0.3115	2.00	0.0891		
0.22	0.6617	0.48	0.4279	0.90	0.3033	2.05	0.0852		
0.23	0.6832	0.49	0.4320	0.92	0.2967	2.10	0.0809		
0.24	0.6919	0.50	0.4316	0.94	0.2915	2.15	0.0763		
0.25	0.6849	0.51	0.4257	0.96	0.2827	2.20	0.0731		



Spettro normalizzato di risposta elastico:

Periodo [s]	**Accelerazione**	Periodo [s]	Accelerazion	Periodo [s]	Accelerazion	Periodo [s]	Accelerazion	Periodo [s]	Accelerazion

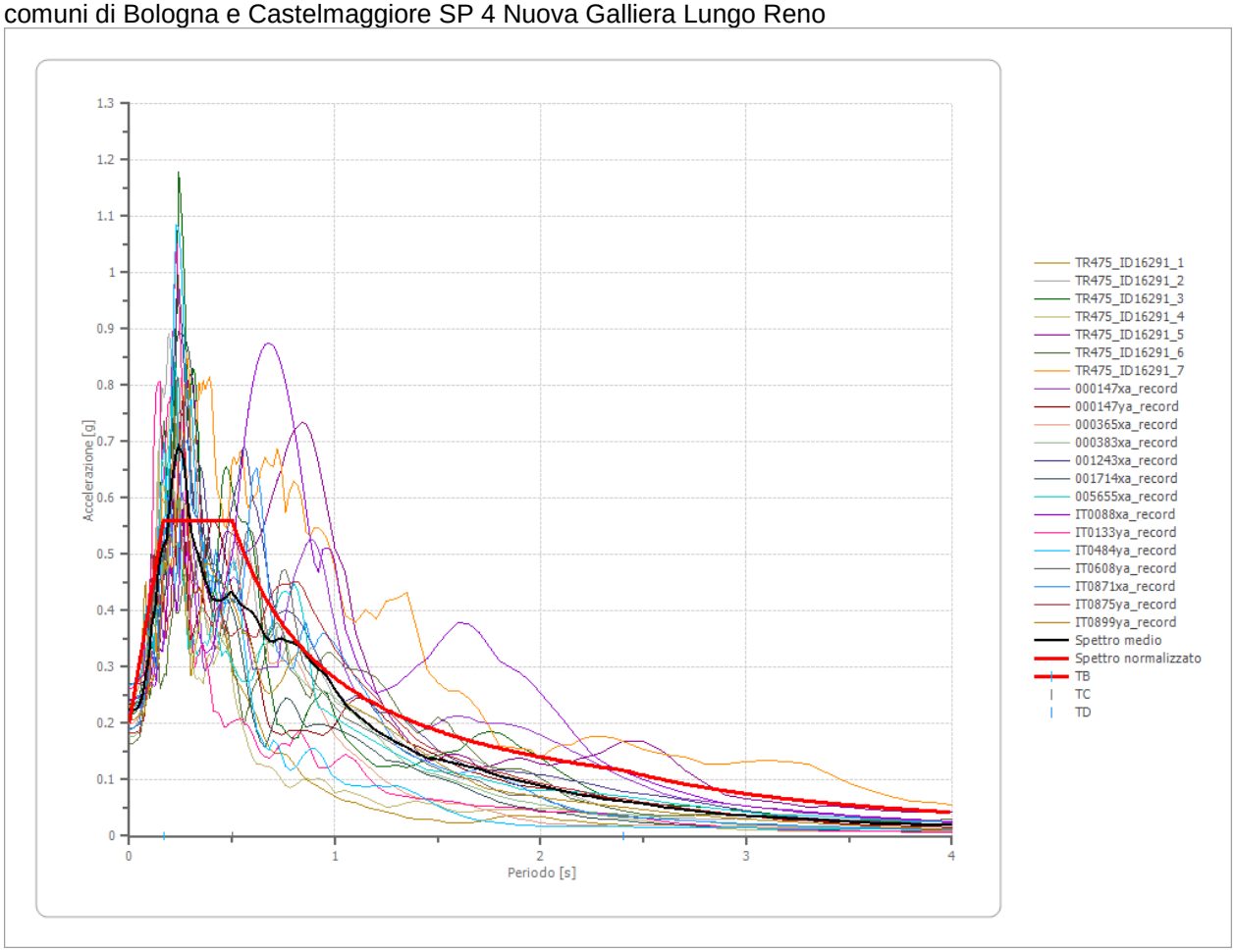
	[g]		e [g]		e [g]		e [g]		e [g]
0.00	**0.2009**	0.26	0.5599	0.52	0.5388	0.98	0.2859	2.25	0.1245
0.01	0.2225	0.27	0.5599	0.53	0.5286	1.00	0.2802	2.30	0.1218
0.02	0.2440	0.28	0.5599	0.54	0.5188	1.05	0.2668	2.35	0.1192
0.03	0.2655	0.29	0.5599	0.55	0.5094	1.10	0.2547	2.40	0.1167
0.04	0.2870	0.30	0.5599	0.56	0.5003	1.15	0.2436	2.50	0.1121
0.05	0.3086	0.31	0.5599	0.57	0.4915	1.20	0.2335	2.60	0.1078
0.06	0.3301	0.32	0.5599	0.58	0.4831	1.25	0.2241	2.70	0.1038
0.07	0.3516	0.33	0.5599	0.60	0.4670	1.30	0.2155	2.80	0.1001
0.08	0.3731	0.34	0.5599	0.62	0.4519	1.35	0.2075	2.90	0.0966
0.09	0.3947	0.35	0.5599	0.64	0.4378	1.40	0.2001	3.00	0.0934
0.10	0.4162	0.36	0.5599	0.66	0.4245	1.45	0.1932	3.10	0.0904
0.11	0.4377	0.37	0.5599	0.68	0.4120	1.50	0.1868	3.20	0.0876
0.12	0.4592	0.38	0.5599	0.70	0.4002	1.55	0.1808	3.30	0.0849
0.13	0.4808	0.39	0.5599	0.72	0.3891	1.60	0.1751	3.40	0.0824
0.14	0.5023	0.40	0.5599	0.74	0.3786	1.65	0.1698	3.50	0.0800
0.15	0.5238	0.41	0.5599	0.76	0.3686	1.70	0.1648	3.60	0.0778
0.16	0.5453	0.42	0.5599	0.78	0.3592	1.75	0.1601	3.70	0.0757
0.17	0.5599	0.43	0.5599	0.80	0.3502	1.80	0.1557	3.80	0.0737
0.18	0.5599	0.44	0.5599	0.82	0.3417	1.85	0.1514	3.90	0.0718
0.19	0.5599	0.45	0.5599	0.84	0.3335	1.90	0.1475	4.00	0.0700
0.20	0.5599	0.46	0.5599	0.86	0.3258	1.95	0.1437		
0.21	0.5599	0.47	0.5599	0.88	0.3184	2.00	0.1401		
0.22	0.5599	0.48	0.5599	0.90	0.3113	2.05	0.1367		
0.23	0.5599	0.49	0.5599	0.92	0.3045	2.10	0.1334		
0.24	0.5599	0.50	0.5599	0.94	0.2981	2.15	0.1303		
0.25	0.5599	0.51	0.5494	0.96	0.2918	2.20	0.1274		



Parametri spettro normalizzato:

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.201	2.786508	--	0.167	0.500	2.404	0.201	0.560	1.203

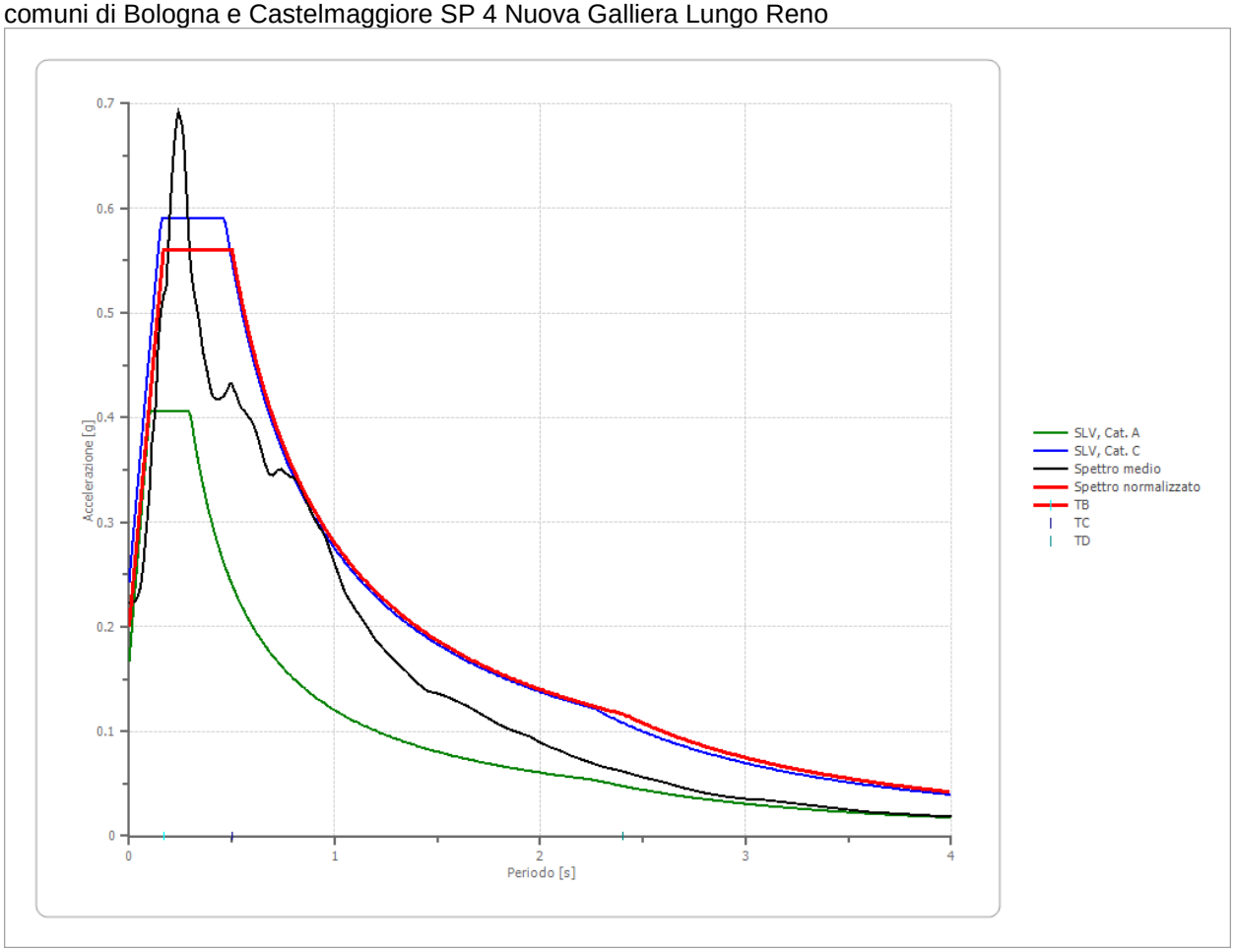
Confronto tra gli spettri:



Confronto spettro normativa:

Tipo di spettro: Spettro di risposta elastico:

	Operatività SLO Cat. A	Danno SLD Cat. A	Salvaguardia vita SLV Cat. A	Prev. collasso SLC Cat. A	Operatività SLO Cat. C	Danno SLD Cat. C	Salvaguardia vita SLV Cat. C	Prev. collasso SLC Cat. C
Tr [anni]	30	50	475	975	30	50	475	975
ag [g]	0.052	0.064	0.167	0.217	0.052	0.064	0.167	0.217
Fo	2.478	2.494	2.426	2.436	2.478	2.494	2.426	2.436
Tc* [s]	0.259	0.272	0.297	0.299	0.259	0.272	0.297	0.299
Ss	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.46	1.38
St	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.64	1.61	1.57	1.56
TB [s]	0.086	0.091	0.099	0.100	0.142	0.146	0.155	0.156
TC [s]	0.259	0.272	0.297	0.299	0.425	0.439	0.466	0.468
TD [s]	1.808	1.856	2.268	2.468	1.808	1.856	2.268	2.468
Se(0) [g]	0.052	0.064	0.167	0.217	0.078	0.096	0.243	0.300
Se(TB) [g]	0.129	0.160	0.405	0.529	0.193	0.239	0.590	0.731

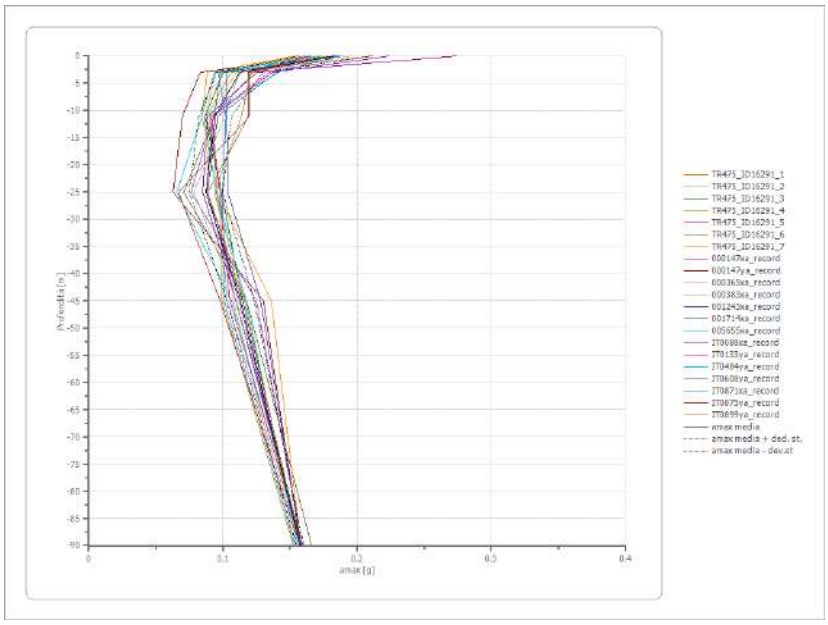


in Verde: Cat. A, in Blu: Cat. C, in Rosso: Spettro Normalizzato da RSL, in Nero: Spettro Medio da RSL.

Profilo a max:

	0.0 [m]	3.0 [m]	11.0 [m]	25.0 [m]	45.0 [m]	90.0 [m]	140.0 [m]	340.0 [m]
TR475_ID16291_1 [g]	0.212	0.106	0.088	0.099	0.099	0.152		
TR475_ID16291_2 [g]	0.196	0.114	0.091	0.096	0.103	0.157		
TR475_ID16291_3 [g]	0.186	0.100	0.087	0.099	0.115	0.158		
TR475_ID16291_4 [g]	0.178	0.110	0.090	0.096	0.108	0.153		
TR475_ID16291_5 [g]	0.274	0.126	0.089	0.085	0.110	0.159		
TR475_ID16291_6 [g]	0.161	0.098	0.094	0.071	0.117	0.166		
TR475_ID16291_7 [g]	0.154	0.088	0.084	0.095	0.136	0.158		
000147xa_record [g]	0.183	0.123	0.093	0.076	0.125	0.159		
000147ya_record [g]	0.185	0.083	0.070	0.063	0.130	0.158		
000365xa_record [g]	0.157	0.095	0.087	0.089	0.116	0.157		
000383xa_record [g]	0.162	0.112	0.101	0.078	0.110	0.157		
001243xa_record [g]	0.182	0.102	0.103	0.104	0.128	0.158		
001714xa_record [g]	0.186	0.140	0.096	0.088	0.115	0.158		
005655xa_record [g]	0.172	0.094	0.084	0.065	0.106	0.158		

IT0088xa_record [g]	0.224	0.137	0.093	0.087	0.112	0.158		
IT0133ya_record [g]	0.166	0.135	0.091	0.097	0.105	0.158		
IT0484ya_record [g]	0.166	0.142	0.086	0.095	0.117	0.155		
IT0608ya_record [g]	0.174	0.119	0.119	0.089	0.110	0.158		
IT0871xa_record [g]	0.190	0.096	0.102	0.100	0.101	0.154		
IT0875ya_record [g]	0.164	0.119	0.120	0.067	0.098	0.157		
IT0899ya_record [g]	0.178	0.121	0.114	0.094	0.116	0.157		
media [g]	0.183	0.112	0.094	0.087	0.113	0.157		
Dev. St. [g]	0.027	0.017	0.012	0.012	0.010	0.003		



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. 17/1/18). 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 qc1N > 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 qc1N 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 7della 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 Vs) 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):

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

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 affinchè 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:

$$Ic = [(3{,}47 - \log10\ Q)^2 + (\log10\ Rf + 1{,}22)^2]^{0,5} \qquad \textbf{(eq.1)}$$

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.

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

$$R_f = \left(\frac{fs}{qc - \sigma v0)}\right) \cdot 100 \qquad \textbf{(eq.3)}$$

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 ≤ 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 ≤ 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:

$$(q_{c1N})_{cs} = Kc\ q_{c1N}$$

$$K_c = -\ 0{,}403\ I^4_c + 5{,}581\ I^3_c\ 21.63\ I\ 33{,}75\ Ic\ 17{,}88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

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

$$\Delta qc1N = \frac{Kc}{1 - Kc}\ qc1N$$

dove Kc dipende dal contenuto di fine, FC (%):
Kc = 0 per FC ≤ 5
Kc = 0,0267(FC – 5) per 5 < FC ≤ 35
Kc = 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 (CRR7,5) si calcola con le espressioni seguenti:

- se (qc1N)cs < 50 $\qquad CRR = 0.833[(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0.05$

- se 50 ≤ (qc1N)cs < 160 CRR=93 [(qc1N)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 rd 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 · z
- se 9,15 ≤ z < 23 m r_d= 1.174 – 0.00267 · 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 IL, 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 – FS per FS ≤ 1

F = 0 per FS > 1

W(z) = 10 – 0,5 · 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 mm ≤ D50 ≤ 0,6: $CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma' v0+0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D50}\right)$
- per terreni con 0,6 mm ≤ D50 ≤ 1,5: $CRR = 0.0882 \sqrt{\frac{Nm}{\sigma' v0+0.7}} - 0.05$

dove D50 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' stato considerato un fattore discriminante pari ad 1.

Si è rilevato quanto segue:

Metodo Robertson & Wride

I_L = 1.73

Tali evidenze mettono nella condizione di poter affermare che non sussistono rischi di liquefazione evidenti.

NOTE CONCLUSIVE

La indagini geotecniche eseguite in situ sono:

N. 1 prova SCPTU spinta sino a – 30,00 metri dal p.c.

N. 1 prova HVSR

- I terreni risultano costituiti per i primi 15 metri da continue alternanze di strati di limi sabbiosi e sabbie limose con limi argillosi e limi argilloso sabbiosi. Da oltre 15 metri sino ai 25 metri si riscontra la presenza di argille ed argille limose, per poi evidenziare sabbia e sabbia limosa fino a fondo foro.
- Durante l'esecuzione della prova in situ, è stato misurato il livello statico di falda (ottobre 2021) da piano campagna. La falda è posta a – 6.90 metri dal p.c.
- Il Comune di Bologna e di Castelmaggiore risultano attualmente classificati come zona a rischio sismico di terza categoria
- 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**

- **VS30 = 215,98 m/s**

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

- Caratteristiche superficie topografica: inclinazione media inferiore a 15° **CATEGORIA T1**
- *Si specifica che per il calcolo del rischio di liquefazione si e' preso in considerazione l'ipotesi di terremoti di magnitudo media pari a 6.14*

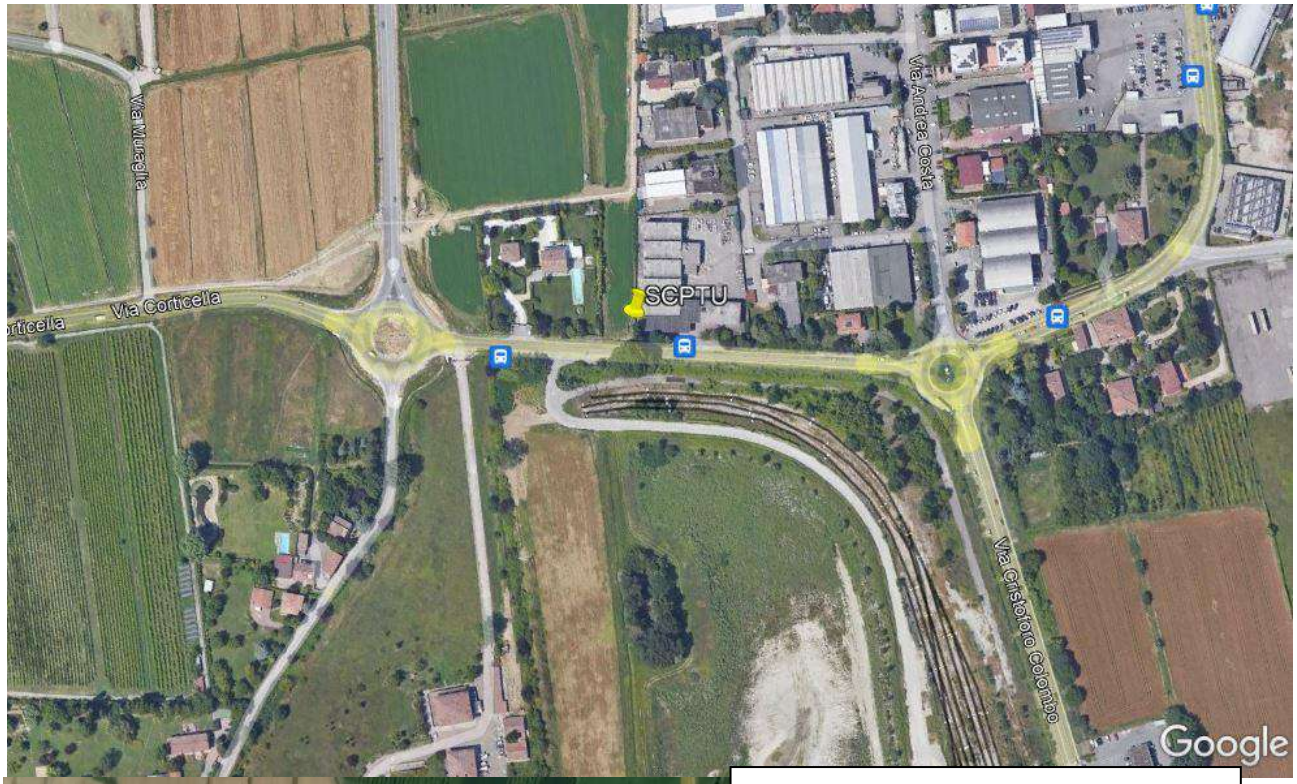
- Poiché si evidenzia un fattore predisponente la liquefazione (sabbia in falda entro i primi 20 metri dal p.c.), si è proceduto dunque al calcolo dell'indice di liquefazione secondo il metodo di Robertson & Wride. E' stato considerato un fattore discriminante pari ad 1.

  I_L = 1.73

  Tali evidenze mettono nella condizione di poter affermare che non sussistono rischi di liquefazione evidenti.

Ferrara, Ottobre 2021 Dr. Geol. Mariantonietta Sileo

Allegati:
1. Carta ubicazione prove
2. Documentazione fotografica
3. Tabulati prova SCPTU



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Foto 1: ubicazione SCPT1

Foto 2: ubicazione SCPT1 altra angolazione

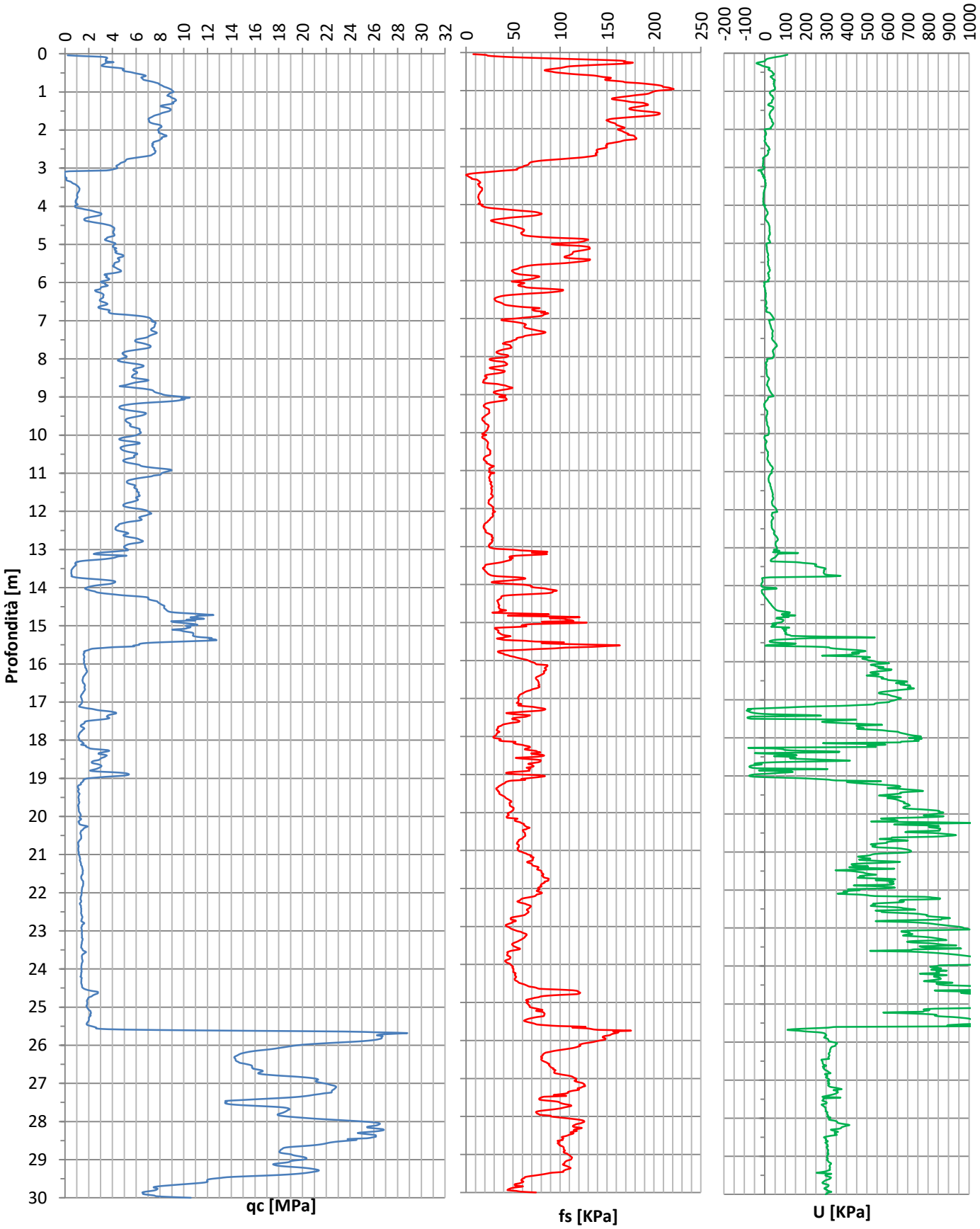
SILGEO S.a.s.
di Mariantonietta Sileo & C.
Via Della Paglia, 26 /C 44121 Ferrara
Tel: 0532/472702
Cell.: 335314457-3356559327
P.IVA – C.F. 01353780388

PROVA PENETROMETRICA STATICA C.P.T.U.

Punte elettrica con piezocono - acquisizione continua controllata in tempo reale

SCPTU

N° archivio:	**2021**	**Data: 04/10/2021**		**Tipo Punta:**	**50315**
Committente:	**Città metropolitana di Bologna**	**Cantiere:**	**Via Corticella – Castelmaggiore (BO)**	**Profondità (m):**	**30**
Q. inizio (m) :	**p.c.**	**Preforo (m):**	**0.00**	**Q. falda (m): -6.90**	



SILGEO s.a.s.
di Mariantonietta Sileo & C.
Via Della Paglia, 26 /C 44121 Ferrara
Tel: 0532/472702
Cell.: 335314457-3356559327
P.IVA – C.F. 01353780388

PROVA PENETROMETRICA STATICA SISMICA S.C.P.T.U.

Punte elettrica con piezocono - acquisizione continua controllata in tempo reale

SCPTU

N° archivio:	**2021**	**Data: 04/10/2021**		**Tipo Punta:**	**50315**
Committente:	**Città metropolitana di Bologna**	**Cantiere:**	**Via Corticella – Castelmaggiore (BO)**	**Profondità (m):**	**30**
Q. inizio (m) :	**p.c.**	**Preforo (m):**	**0.00**	**Q. falda (m):**	**-6.90**

Grafico tempi di arrivo onde S

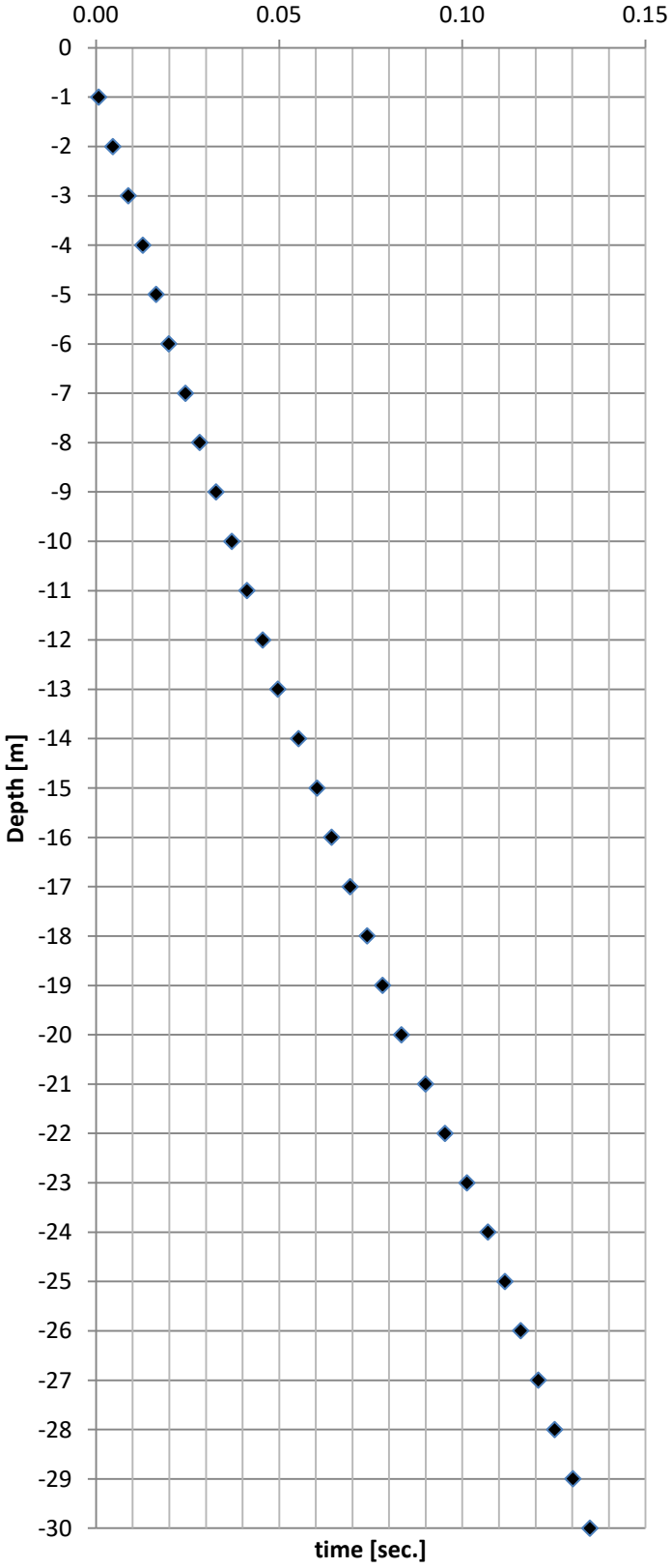
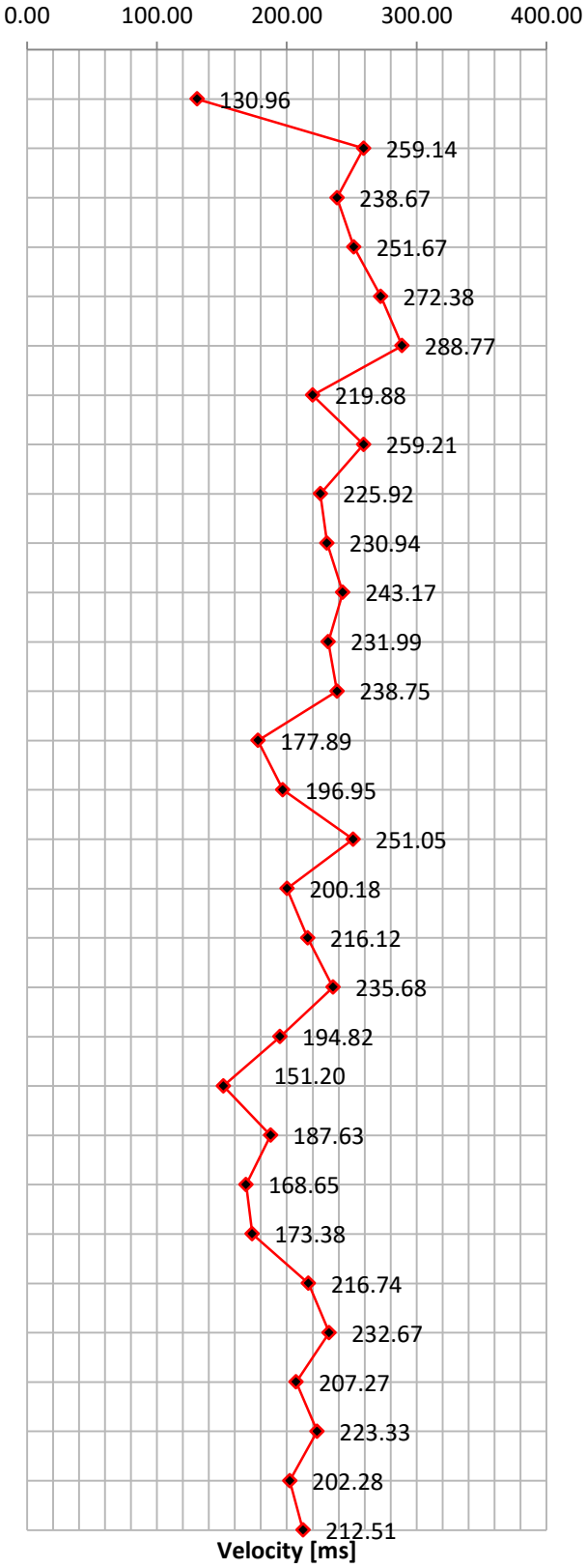



Grafico velocità onde S