



CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Sede legale e recapito postale:

44121 Ferrara - Via Borgo dei Leoni, 28 - C.F. 93076450381
web: www.bonificaferrara.it - e-mail: info@bonificaferrara.it
pec: posta.certificata@pec.bonificaferrara.it

aderente all'

Associazione Nazionale Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

IMPIANTO IDROVORO SCORSURO PROGETTO ESECUTIVO



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

Presidenza del Consiglio dei Ministri
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ALLA RICOSTRUZIONE
NEI TERRITORI DELLE REGIONI EMILIA-ROMAGNA, TOSCANA E MARCHE

Piano nazionale di ripresa e resilienza disciplinato dal Regolamento del Parlamento Europeo (UE) 2021/241 del 12 febbraio 2021, relativo al dispositivo per la ripresa e la resilienza (Next Generation UE), all'attuazione e rendicontazione degli interventi dell'investimento M2C4 2.1A per le più urgenti necessità, segnalati dalle regioni Emilia-Romagna, Toscana e Marche, per la gestione del rischio alluvioni e per la riduzione del rischio idrogeologico. Ordinanza n. **35/2024** del Commissario straordinario alla ricostruzione nel territorio delle regioni Emilia-Romagna, Toscana e Marche.

ID INTERVENTO ER-UBIS-000105

CUP J72B24000910007

TITOLO INTERVENTO "Realizzazione nuovo impianto di scarico del Canale Scorsuro nel Diversivo del Po di Volano per la laminazione delle portate di piena del sistema del reticolo idraulico di bonifica"

RELAZIONE GEOLOGICA

Data:	18/04/2025	ELABORATO:	A.2	Rev.:	1
-------	-------------------	------------	------------	-------	----------

IL PROGETTISTA GENERALE
(Dott. Ing. Stefano Cassarini)

Stefano Cassarini



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
(Dott. Ing. Alessandro Buzzoni)

IL DIRETTORE AREA TERRITORIO
Ing. Alessandro Buzzoni

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Codice Intervento
00	Emissione	D. Capuano	09/04/2025	OC170
01	Revisione 1	D. Capuano	18/04/2025	
02	Revisione 2	--	--	

PROVINCIA DI FERRARA

COMUNE DI FERRARA

**"RELAZIONE GEOLOGICA A CORREDO DELL'INTERVENTO PRESSO SCOLO
SCORSURO INTERSEZIONE CON DIVERSIVO VOLANO, COMUNE DI
FERRARA"**

RELAZIONE GEOLOGICA

IN CONFORMITA' AL D.M. 17.01.2018

(AGGIORNAMENTO DELLE «NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»)

COMMITTENTE:

CONSORZIO DI BONIFICA



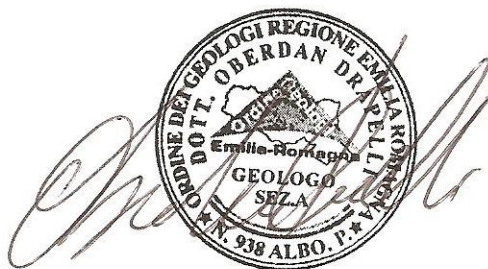
CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

via Borgo dei Leoni, 28 – 44121 Ferrara

REDAZIONE:

Dott. Geol. Oberdan Drapelli

N° 938 ORDINE DEI GEOLOGI DELL'EMILIA ROMAGNA



REV.	0	EMISSIONE DICEMBRE 2024		
	1			
	2			
	3			

**DRAPELLI DR. OBERDAN –GEOLOGO–
STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
RAVENNA, VIA CERCHIO, 57
e-mail oberdandrapelli@gmail.com
TEL E FAX 0544 202700 CELL 338 8439633**

INDICE

1. GENERALITÀ.....	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
2.2. MODELLO GEOLOGICO LOCALE	7
3. INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE SUL TERRENO	12
4. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO	15
5. MODELLO GEOTECNICO	16
5.1. CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO.....	16
5.2. VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	18
5.3. SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO	19
5.4. DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"	20
5.5. STATO LIMITE ULTIMO – STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE) Error! Bookmark not defined.	
5.6. PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI	Error! Bookmark not defined.
6. SISMICITÀ DELL'AREA	21
7. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	52

1. GENERALITÀ

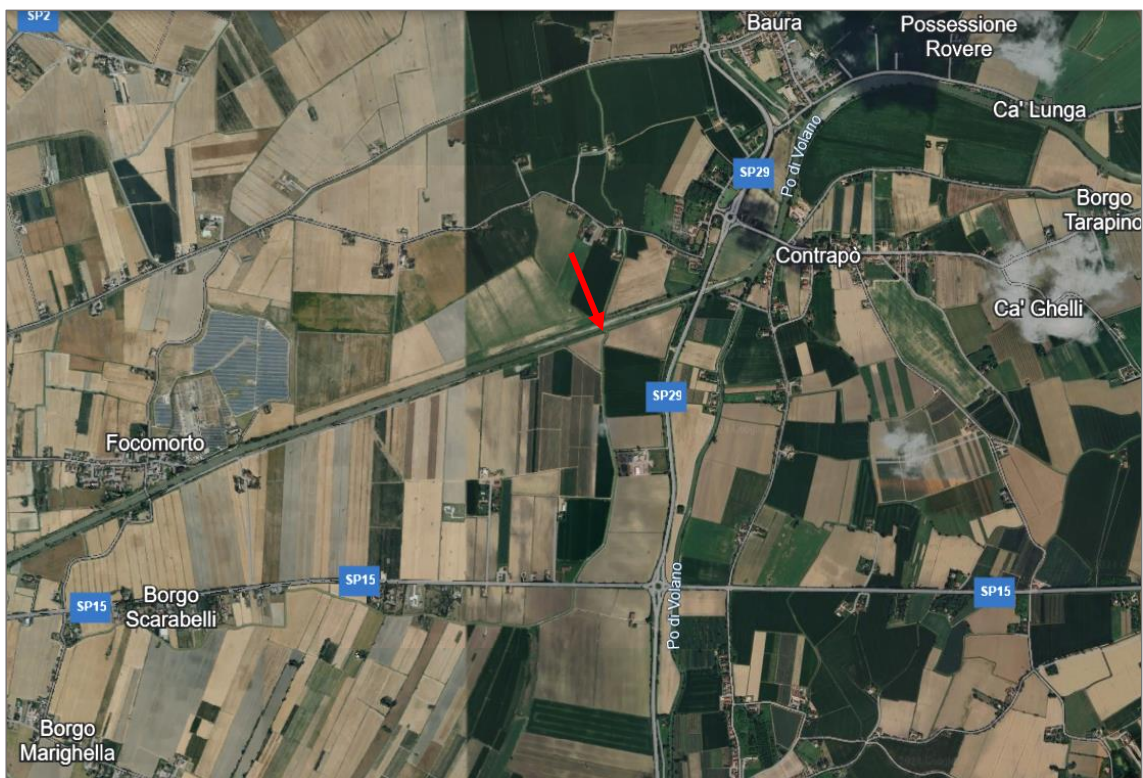
Su incarico della proprietà, si è eseguita un'indagine geognostica sul terreno di fondazione PER IL PROGETTO DI INTERVENTO PRESSO SCOLO SCORSURO INTERSEZIONE CON DIVERSIVO VOLANO, COMUNE DI FERRARA.

Il presente studio inteso a verificare l'idoneità dell'area da un punto di vista geologico e geotecnico agli usi proposti, è basato sull'analisi estesa ad un adeguato intorno degli aspetti geomorfologici, litologici, e idrologici, in modo da caratterizzare l'area nel suo insieme, in quanto rivestono particolare importanza ai fini dell'intervento previsto. Una volta definiti gli obbiettivi dell'indagine, si è proceduto alla raccolta dei dati esistenti in bibliografia ed ai sopralluoghi di campagna.

Per meglio caratterizzare la natura dei terreni sono state effettuate n.2 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono (CPTU), spinte fino alla profondità di circa -25 m da p.c., in modo da acquisire i parametri litologici e geotecnici necessari a verificare l'idoneità all'intervento.

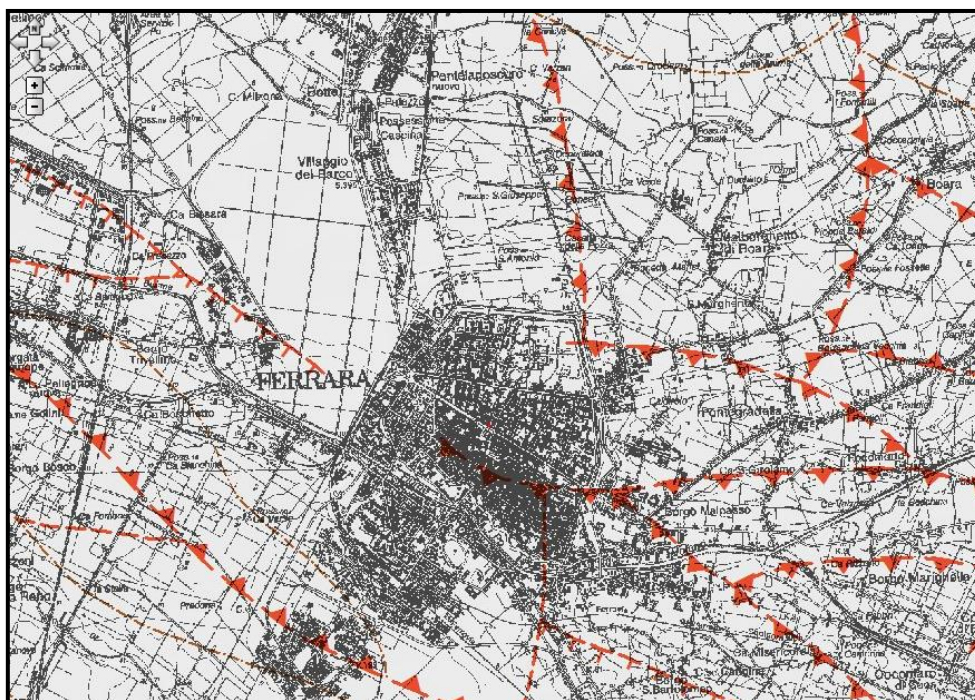
Inoltre si è realizzata una indagine geofisica articolata in un'esecuzione di una prospezione sismica di superficie tipo M.A.S.W. mediante approccio HS e una misura di rumore sismico tipo HVSR a stazione singola. Tali indagini hanno lo scopo di definire la velocità delle onde di taglio (V_s), la frequenza fondamentale del sito e ottenere informazioni circa la sequenza sismostratigrafica locale.

Lo studio dal punto di vista sia geotecnico che sismico è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»), facendo riferimento alla circolare n° 7 del 21/01/2019.



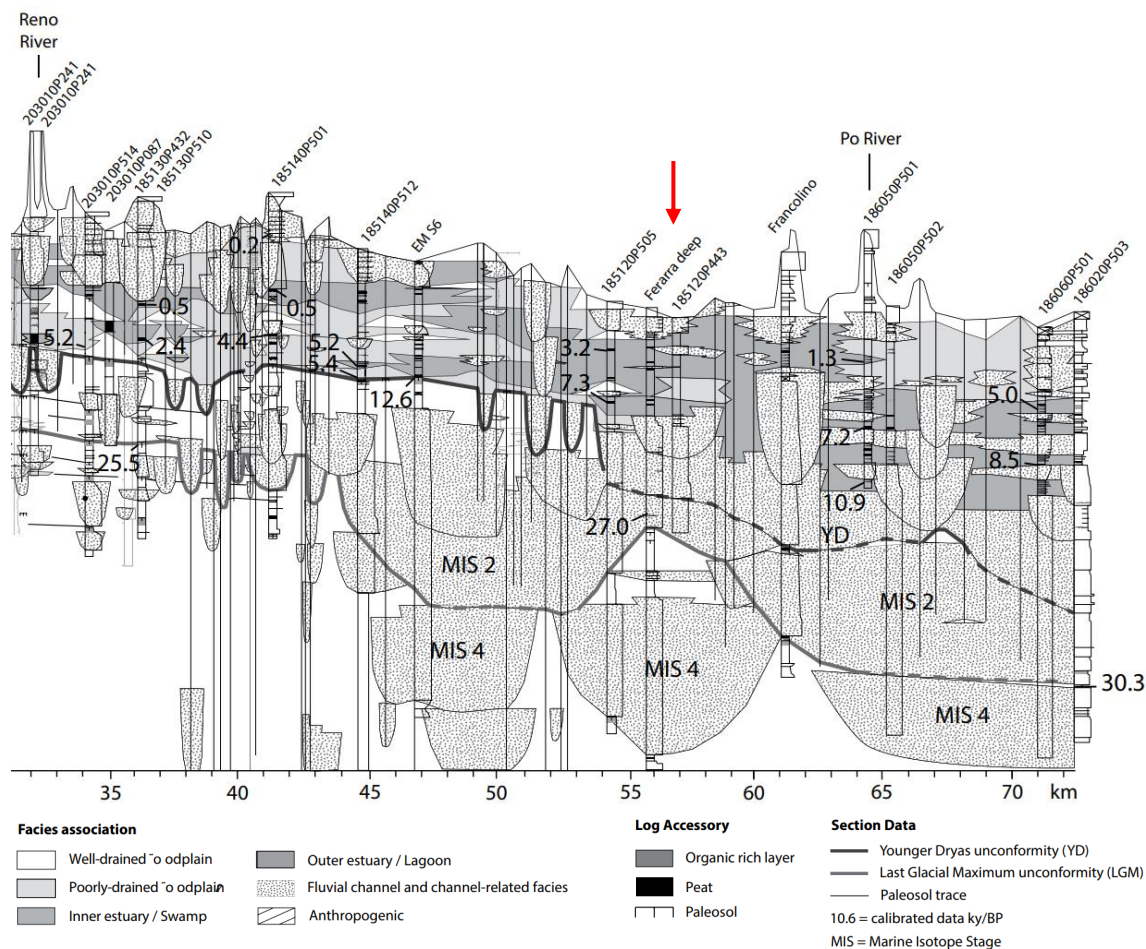
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Le caratteristiche fisiche generali, la composizione litologica, l'assetto strutturale, le risorse naturali disponibili, il grado di stabilità attuale di un territorio sono la risultante e la sintesi della sua evoluzione geologica. Il territorio del Comune di Ferrara fa parte dell'ampio bacino sedimentario padano di cui ha condiviso e condivide le vicissitudini geologiche. Nell'Oligocene e nel Miocene inferiore si accentua il processo di emersione di vaste aree: la catena Alpina è già quasi completamente emersa, mentre il Paleoappennino è in piena insorgenza e fra queste si imposta una fossa, che tenderà a sprofondare quanto più si innalzeranno le Alpi e l'Appennino, con un movimento non continuo, ma alternante ed articolato in più fasi. Inizialmente la fossa è interessata da una forte subsidenza e da una rapida sedimentazione dei materiali detritici, trasportati dai fiumi e derivanti dall'erosione delle terre emerse. Si ha così un imponente accumulo di sedimenti tendenzialmente grossolani, con granulometrie decrescenti da NW verso SE. Il fondo della fossa non è regolare ma articolato da una serie di pieghe, o dorsali, longitudinali, dovute sia a fenomeni di compressione sia a subsidenza differenziale. Con la fine del Miocene inferiore, durante il Langhiano, si registra una pausa dell'apporto clastico grossolano coincidente forse con una pausa dell'orogenesi e conseguente deposizione di marne e argille.



Nel Miocene medio, riprende la subsidenza e continua il ripiegamento del fondo della fossa con locale emersione di alcune dorsali che costituiscono vere e proprie isole nel mare miocenico. Segue, nel Miocene superiore, una pausa della subsidenza e si instaura un ambiente lagunare ipersalino con sedimentazione di depositi evaporitici. Il passaggio Miocene-Pliocene corrisponde ad un'ulteriore fase tettonica con accentuazione dei fenomeni di piegamento e ad una trasgressione con emersione dal mare di vaste aree e di parte della dorsale del settore sud-orientale (dorsale ferrarese). Notevoli fenomeni erosivi modellano le aree emerse e vengono a scomparire, nelle aree più sollevate, spessori anche notevoli di sedimenti antichi. La subsidenza riprende nel Pliocene inferiore, con deposizione di sedimenti clastici grossolani nelle depressioni e di sedimenti a granulometria minore sulle dorsali sommerse, restano tuttavia ancora emergenti alcune delle culminazioni maggiori come ad esempio la dorsale ferrarese. Alla fine del Pliocene inferiore si verifica una nuova fase di emersioni e piegamento, senza segni evidenti di variazione dell'orientamento delle direttrici tettoniche. Con il Pliocene medio riprende la subsidenza, più intensa nelle fosse, meno intensa nelle dorsali, e continua accentuandosi sino al quaternario, che è caratterizzato da una estensione del dominio marino per un abbassamento generale del bacino con valori massimi nella zona centrale ed orientale, mentre si accentua l'insorgenza dell'Appennino. Nel Quaternario più recente la sedimentazione prevale sulla subsidenza ed il mare si ritira progressivamente dalla pianura, mentre depositi alluvionali ricoprono i più antichi depositi marini. Tale fenomeno si accentua verso il limite orientale della Pianura per le variazioni eustatiche del livello marino durante le glaciazioni.

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



Estratto sezione geologica 228 Sezioni geologiche Emilia-Romagna (A. Amorosi et al. 2017)

2.2. MODELLO GEOLOGICO LOCALE

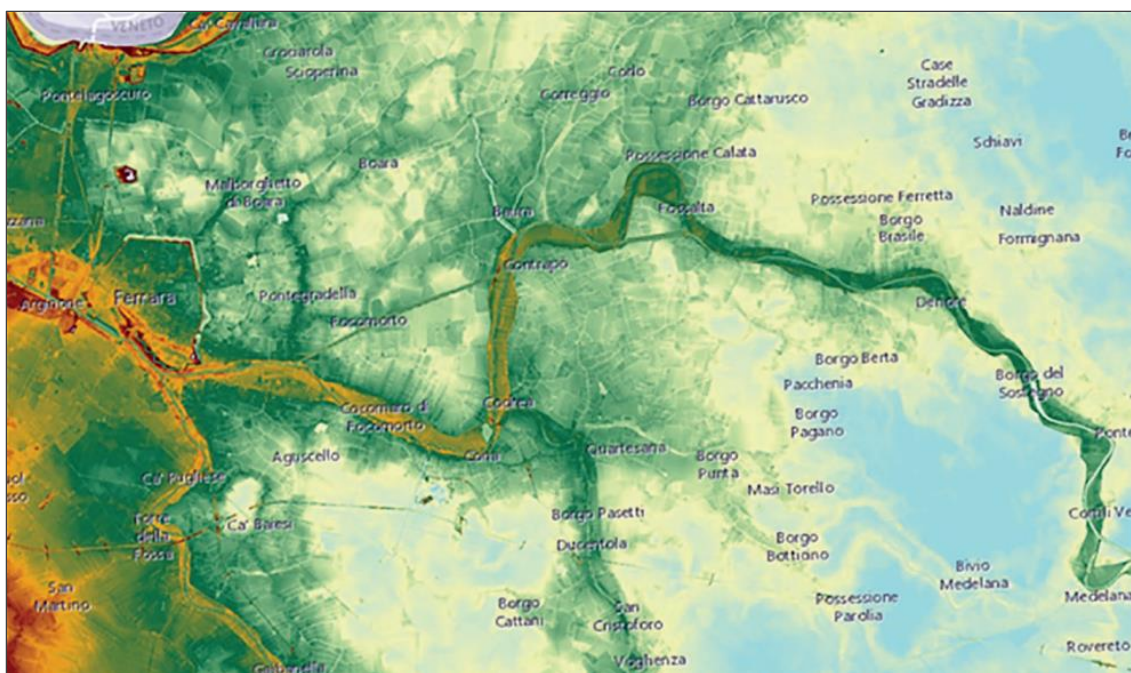
La zona oggetto del presente studio rientra nel settore orientale dell'ampio bacino padano; l'evoluzione strutturale dell'area è intimamente legata alle diverse fasi tettoniche che hanno interessato il comparto Sudalpino ed Appenninico. L'area è inserita nella parte più orientale dell'arco delle pieghe appenniniche che a settentrione si accavallano alla monoclinale pedemontana, testimonianza di un raccorciamento crostale. Le fasi tettoniche caratterizzanti tali deformazioni, hanno generato sequenze alterne di ambienti deposizionali di tipo marino, costiero, deltizio e lagunare, strettamente collegati e controllati da processi di sollevamento e di subsidenza. Il territorio ha subito importanti fenomeni di subsidenza dal Pliocene all'inizio del Quaternario; alla fine di tale periodo si instaura un importante fenomeno di sedimentazione che, in connessione con le regressioni marine provocate dalle glaciazioni, generano sedimenti continentali

sovrapposti a sedimenti di origine marina. Si assiste quindi ad una trasgressione marina con arretramento della linea di costa di svariati chilometri rispetto all'attuale a cui segue una regressione multifase che sposta verso oriente la linea di costa sino alla posizione attuale. Il complesso plio-quaternario del basso ferrarese riflette la pluralità di ambienti succedutisi in varie fasi: esso risulta infatti costituito da un'alternanza di sedimenti sabbiosi, limosi ed argillosi miscelati tra loro in varie misure. L'assetto attuale del territorio, formato da fenomeni di deposizione sedimentaria legati a morfodinamiche di tipo fluviale/deltizio e costiero ha avuto un'evoluzione geologica molto recente ed appare legato anche all'attività antropica. Numerosi sono i bacini lagunari e le aree paludose che hanno occupato la zona sin dall'Età del Bronzo, età a cui sono riferibili i primi cordoni litoranei ancora oggi in parte visibili. L'assetto attuale del territorio è dovuto anche all'azione antropica, che mediante svariate opere (bonifica, costruzione di argini circondariali, ecc) ha fortemente modificato l'ambiente. La litologia prevalente di tutta l'area è costituita da sabbia, di genesi litoranea dunale e di spiaggia, rinvenibile sino a profondità medie di -15.00 metri; si passa poi a sabbie limose e limi sabbiosi. Seguono in profondità le argille marine, fino a -30.00 e -50.00 m a cui seguono nuovamente sabbie continentali e di transizione. Per quanto riguarda invece la superficie del territorio comunale è interamente formata da sedimenti fluviali del Po, Reno, Savena ed altri corsi appenninici, facenti parte della porzione più recente dell'Olocene. Questi sedimenti sono attribuibili al Subsistema di Ravenna (AES8), secondo i criteri della cartografia geologica della Regione Emilia Romagna e del Servizio Geologico Nazionale. La porzione più recente, di età post-romana, è ascritta all'Unità di Modena (AES8a). Sedimenti più antichi di 3000-4000 anni sono probabilmente assenti e la maggior parte del territorio è formata da sedimenti di età post-romana (Unità di Modena, secondo i suddetti criteri di suddivisione stratigrafica).

Nel sottosuolo, uno spessore variabile fra 10 e 30 m circa è sempre formato da sedimenti olocenici del Subsistema di Ravenna (AES8), di bassa pianura alluvionale e deltizia, che registrano prima un avvicinamento trasgressivo e poi un allontanamento regressivo della linea di costa, pur rimanendo sempre in condizioni continentali. La fase di massima trasgressione è marcata dalla maggiore diffusione di fanghi palustri e torbe, caratterizzati da valori di resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica e velocità delle onde

sismiche particolarmente basse. Nella parte inferiore della successione trasgressiva, sono spesso diffusi limi pedogenizzati, di piana alluvionale drenata, caratterizzati da più elevate velocità Vs e da livelli di paleosuolo particolarmente resistenti alla penetrazione, a causa di concrezioni diagenetiche carbonatiche.

L'evoluzione ambientale e deposizionale dell'area risente quindi della complessa evoluzione di questi sistemi fluviali, marcata dalla costante migrazione laterale dei canali, sotto il controllo di fattori interni alla dinamica fluviale, ma anche di drastiche variazioni climatiche, del livello eustatico marino e della deformazione tettonica in atto.



Modello altimetrico che mostra chiaramente l'espressione morfologica dei corpi sedimentari fluviali, ad oriente di Ferrara. Le tinte altimetriche di toni azzurri indicano quote fra -1 e +1 m rispetto al livello del mare, la gamma cromatica poi descrive quote crescenti, fino al marrone scuro, che individua aree fra +9 e +10 m. Ben visibile è il tracciato del medievale del Po di Volano, che scorreva da Ferrara, per Fossalta, verso Medelana; da esso si stacca verso sud il dosso del coevo Po di Primaro, che serpeggia in direzione di Marrara. (M. Stefani, L. Minarelli e A. Pavanati, 2019)

SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO

Il supersistema Emiliano-Romagnolo è l'unità stratigrafica che comprende l'insieme dei depositi quaternari di origine continentale affioranti in corrispondenza del margine appenninico padano (ciclo Qc di Ricci Lucchi et alii, 1982) ed i sedimenti ad essi correlati nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola. Questi ultimi, nel settore orientale, includono depositi alluvionali che passano verso est a depositi deltizi e marini, organizzati

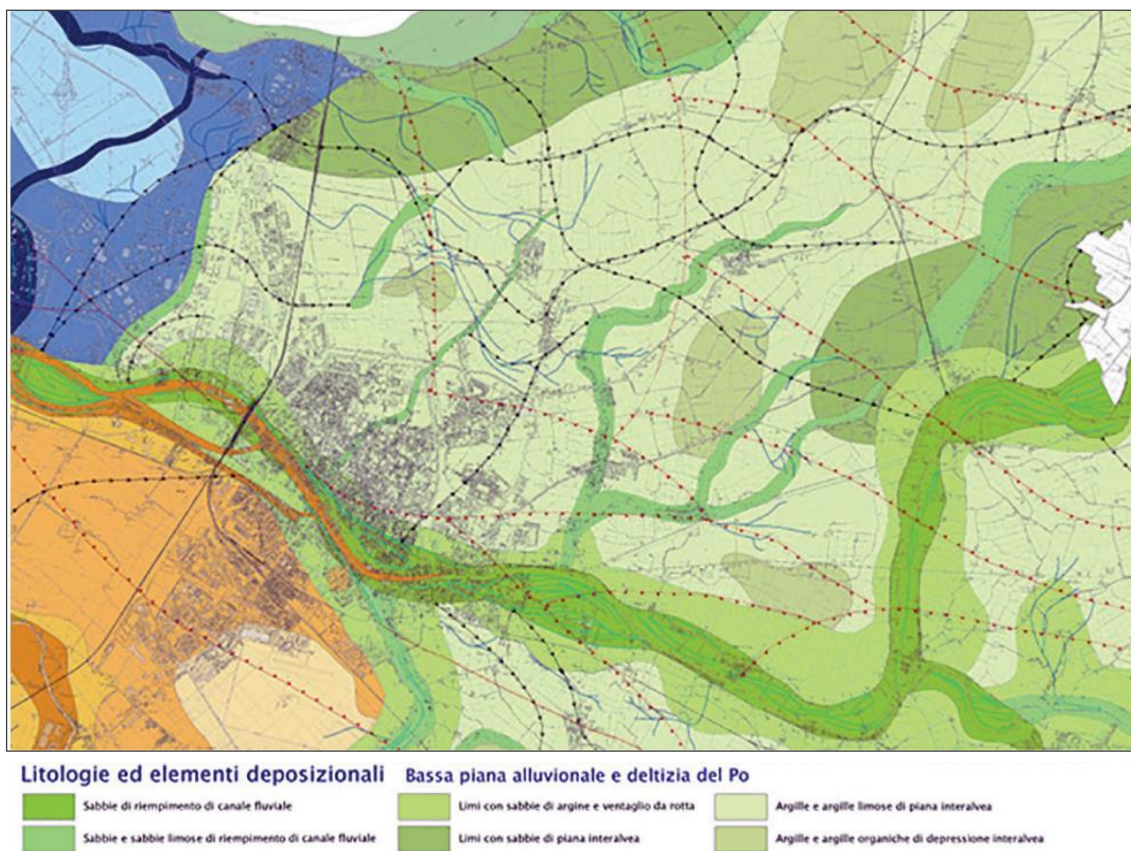
in cicli deposizionali di vario ordine gerarchico. Il limite inferiore del supersistema Emiliano-Romagnolo affiora solamente a ridosso del margine appenninico e nei settori intravallivi dove è fortemente discordante sui depositi marini mio-pliocenici e del Pleistocene medio. Verso NE, la superficie di discordanza si immerge in profondità e passa verosimilmente ad una superficie di continuità stratigrafica e/o paraconcordanza. Il limite superiore coincide col piano topografico. L'età dell'unità è Pleistocene medio - Attuale (regione emilia-romagna & ENI-AGIP, 1998). Il supersistema Emiliano-Romagnolo comprende due sistemi distinti (sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI) e sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES).

SUBSISTEMA DI RAVENNA (AES8)

Il subsistema di Ravenna costituisce la porzione sommitale del sistema Emiliano-Romagnolo Superiore. È delimitato alla base da un limite inconforme non affiorante, corrispondente ad una lacuna stratigrafica, evidenziato da datazioni con il metodo del ^{14}C ; superiormente il limite coincide con l'attuale piano topografico. Il subsistema di Ravenna presenta spessori mediamente compresi tra 12 e 30 metri, e comprende sabbie, argille e limi di ambiente deltizio, litorale e marino-marginale.

Al tetto del subsistema di Ravenna è stata riconosciuta un'ulteriore superficie di discontinuità, ben definita al margine appenninico padano, che permette di distinguere un'unità di rango minore denominata unità di Modena (AES8a). Nell'area tipo l'unità di Modena presenta un limite inferiore inconforme, marcato da superfici di erosione fluviale che si correlano lateralmente a depositi con fronte di alterazione superiore al metro di spessore, caratterizzato dallo sviluppo di un suolo o più suoli sovrapposti; in questi suoli l'orizzonte superficiale risulta da decarbonatato a parzialmente decarbonatato mentre si osserva un orizzonte profondo ad accumulo di carbonato di calcio; il colore degli orizzonti varia da bruno giallastro a giallo olivastro. Il limite superiore dell'unità coincide con il piano topografico. Al tetto dell'unità sono presenti depositi con fronti di alterazione inferiore al metro e suoli calcarei; gli orizzonti presentano un colore da bruno oliva a grigio oliva. Il limite inferiore dell'unità di Modena è datato al periodo post-romano e segna l'instaurarsi di un importante fase di deterioramento climatico che, tra il IV e il VI secolo

d .C., determinò un consistente incremento della piovosità con conseguente modifica della rete idrografica e alluvionamento di gran parte della pianura (veggiani, 1974).



Stralcio della carta geologica comprendente l'area urbana di Ferrara. I toni di blu rappresentano i depositi della piana a meandri del Po, i verdi quelli della sua bassa pianura alluvionale. L'area è dominata dal corpo allungato delle sabbie del Po di Volano, affiancato dai suoi argini naturali. Nel corso del '500, depositi di Reno colmarono il precedente alveo del Po. Elementi lineari rappresentano la proiezione delle strutture fragili compressive, quelle a freccette il tracciato di corpi sepolti di alveo. (M. Stefani, L.Minarelli e A. Pavanati, 2019)

3 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE SUL TERRENO

I risultati prodotti da questo elaborato sono il frutto dell'analisi di dati presenti in bibliografia e dati ottenuti dalle indagini effettuate. Il numero delle verticali d'indagine e la loro profondità sono stati definiti in funzione della finalità dell'indagine stessa, essendo necessarie la caratterizzazione litostratigrafia (modello geologico), la ricostruzione dei parametri geotecnici e la valutazione della liquefazione dei terreni di fondazione.

CPTU

Le n.2 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono (*CPTU*) sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN, montato su CAMION MERCEDES UNIMOG, con ancoraggi laterali per incrementare il contrasto durante la penetrazione profonda. Le indagini hanno raggiunto la profondità di circa -25.00 m da p.c..

La prova statica CPTU consiste nell'infissione nel terreno, a velocità costante, di una punta conica, di dimensioni e caratteristiche standard, a mezzo di batterie di aste cave all'interno delle quali viene fatto passare il cavo di segnale.

La punta utilizzata presenta le dimensioni standard europee: apertura di 60°, diametro di 35,7 mm e area di 10 cmq per la misura della pressione di rottura (Q_c), manicotto di attrito per la misurazione delle resistenze di attrito laterale (f_s) con superficie di 150 cmq, velocità di penetrazione della punta-manicotto pari a 2 cm/sec. La speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso sensori di pressione elettrici. Inoltre erano attivi anche due inclinometri posti a 90°, per il controllo della deviazione delle aste dalla verticale (essenziale per prove in profondità).

Il trasduttore di profondità fornisce la profondità reale della punta e la velocità di avanzamento. Grazie al software di acquisizione i risultati della prova vengono registrati e visualizzati in tempo reale sul monitor di un P.C., permettendo così di controllare la corretta esecuzione della prova stessa.

Le misure riportate nei tabulati sono relative a:

- Q_c : resistenza alla punta, a rottura (MPa);
- F_s : resistenza di attrito laterale locale (kPa);
- R_f : rapporto F_s/Q_c (%);

- U2: pressione dinamica nei pori (KPa);
- Speed: velocità di avanzamento (cm/s);
- Tilt: angolo di deviazione dalla verticale (°).

PROVA DI DISSIPAZIONE

In entrambe le verticali durante l'avanzamento dell'indagine è stata realizzata una prova di dissipazione. Tale prova permette di monitorare il decremento nel tempo della pressione dell'acqua interstiziale. L'infissione in condizioni non drenate della punta nel terreno, genera una sovrappressione dell'acqua interstiziale (Δu) locale attorno alla punta. Nelle sabbie pulite la penetrazione è sostanzialmente drenata e quindi Δu si dissipa quasi immediatamente a causa dell'alta permeabilità. Mentre nelle argille e nei limi, aventi bassa permeabilità, la Δu misurata richiede un tempo maggiore.

In un tempo sufficiente, in tutti i terreni la misura della pressione dell'acqua interstiziale coinciderà con il valore idrostatico u_0 .

Quindi la pressione dell'acqua interstiziale (u) durante lo svolgimento della prova penetrometrica è una combinazione tra pressione transitoria e pressione idrostatica, cosicché:

$$u = \Delta u + u_0$$

Tale prova può fornire informazioni riguardo le caratteristiche di consolidazione del terreno.

La figura riporta i valori tipici del coefficiente di permeabilità orizzontale (k_h) per una serie di terreni sciolti a granulometria decrescente dalle ghiaie alle argille. Per via della natura usualmente stratificata dei terreni, il valore del coefficiente di permeabilità verticale (k_v) è di solito inferiore al valore di k_h . Il rapporto fra k_h e k_v tipicamente oscilla da 2 a 20 ma può arrivare fino a 100 in presenza di terreni molto stratificati [220].

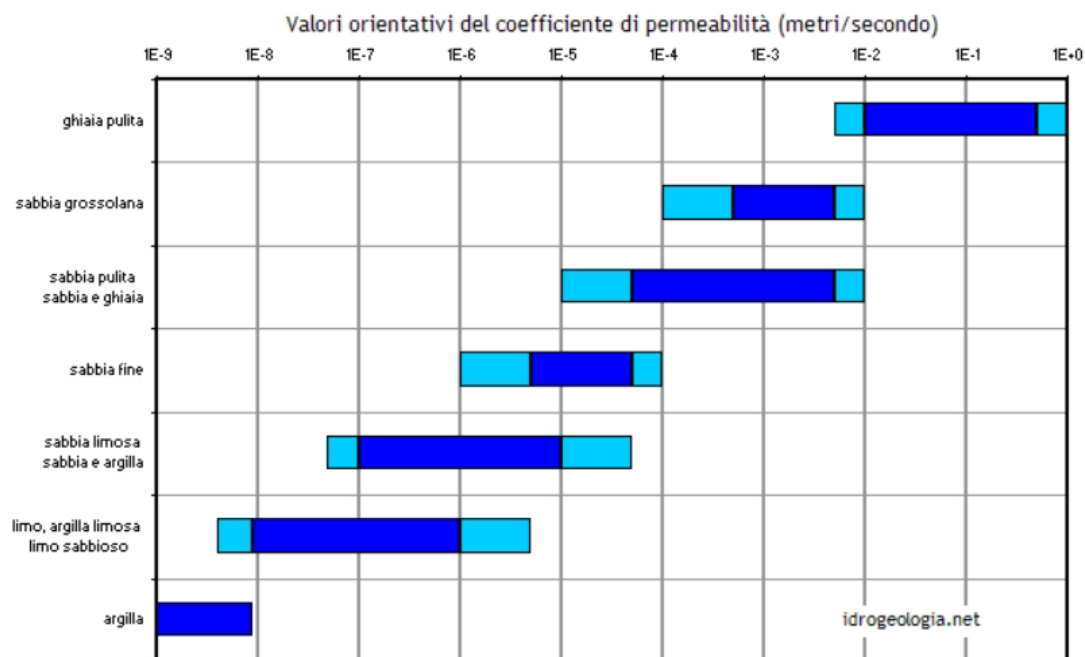


Fig. 1 – Valori orientativi del coefficiente di permeabilità orizzontale in metri/sec per terreni sciolti a granulometria decrescente dalle ghiaie alle argille

CPTU	PROF metri	K m/sec	litologia
1	5.00	10^{-06}	Limo, argilla limosa, limo sabbioso
2	7.00	10^{-07}	Limo, argilla limosa, limo sabbioso

INDAGINI GEOFISICHE

Inoltre si è realizzata una indagine geofisica articolata in un'esecuzione di una prospezione sismica di superficie tipo M.A.S.W. mediante approccio HS e una misura di rumore sismico tipo HVSR a stazione singola.

L'esecuzione di una prospezione sismica di superficie tipo M.A.S.W. mediante approccio HS[®], permette di identificare il profilo della velocità delle onde di taglio (V_s) nel sito.

Nel dettaglio si tratta di definire frequenza per frequenza il tempo impiegato dal segnale prodotto dalla sorgente (Martellata) per raggiungere il geofono posto ad una certa distanza, in modo tale da avere una misura assoluta (e non relativa) del tempo. Se per la velocità di fase non è strettamente rilevante conoscere il momento esatto dell'energizzazione (la velocità di fase è di fatto una pendenza, quindi non necessita della conoscenza del tempo zero), per la velocità di gruppo è fondamentale che il tempo zero

(spesso definito dai sismologi tempo di origine) sia esattamente coincidente all'energizzazione, come nella sismica a rifrazione e/o riflessione.

I dati ottenuti sono stati integrati con due misure di rumore sismico tipo HVSr a stazione singola della durata di 30 minuti.

3. STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

I dati ricavati dalle due prove penetrometriche elettriche, spinte fino alla profondità di - 25.00 m dal piano campagna, hanno restituito le seguenti stratigrafie:

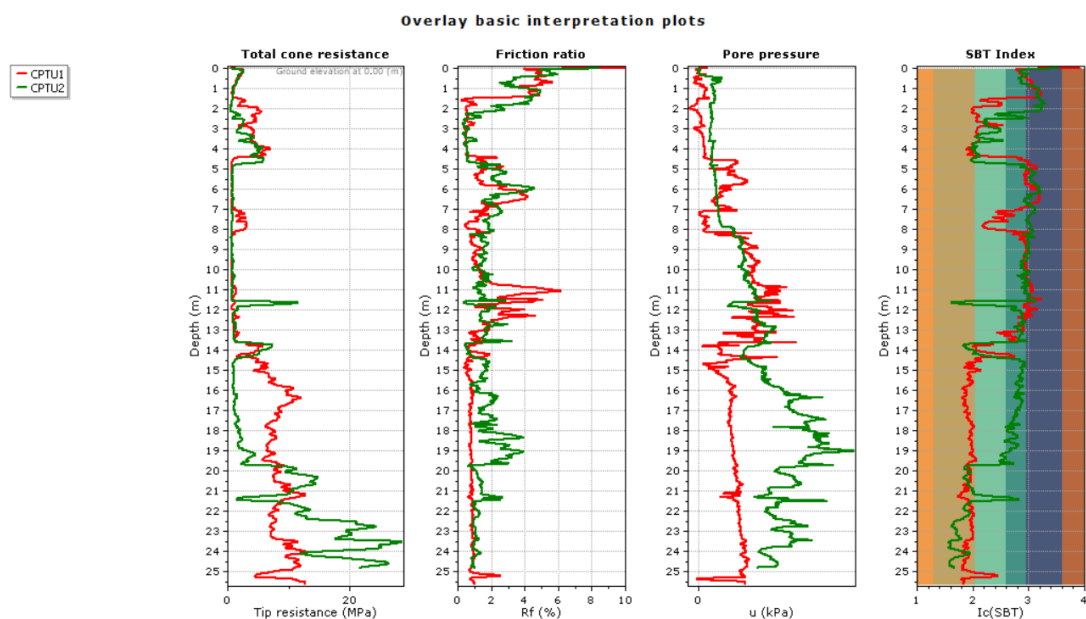
CPTU1

- Da 0.0 m a -1.90 m circa: Argille media consistenza;
- Da -1.90 m a -4.40 m circa: Alternanze di livelli con limi sabbiosi, sabbie limose e sabbie;
- Da -4.40 m a -13.60 m circa: Argille da tenere a mediamente consistenti e livelli di limi e subordinati limi sabbiosi;
- Da -13.60 m a -15.80 m circa: Sabbie limose e limi sabbiosi;
- Da -15.80 m a -25.80 m circa: Sabbie e limi sabbiosi da sciolte a mediamente addensate;

CPTU2

- Da 0.0 m a -2.50 m circa: Argille media consistenza;
- Da -2.50 m a -4.70 m circa: Alternanze di livelli con limi sabbiosi, sabbie limose e sabbie;
- Da -4.70 m a -13.60 m circa: Argille, argille limose
- Da -13.60 m a -14.30 m circa: Limo sabbioso e sabbia limosa
- Da -14.30 m a -19.70 m circa: Argilla e argilla limosa
- Da -19.70 m a -22.40 m circa: Sabbia e sabbia limosa mediamente addensata
- Da -22.40 m a -24.90 m circa: Sabbia e sabbia limosa addensata

La profondità della falda freatica, risultata a circa -2.00 m dal piano campagna.



Sezione litologica delle 2 cptu

5. MODELLO GEOTECNICO

5.1. CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO

Sono stati calcolati i valori caratteristici X_k dei parametri del terreno, acquisiti attraverso le indagini geognostiche e alle conoscenze dell'area in esame. I valori caratteristici X_k si definiscono calcolando il 5° percentile della distribuzione media della serie di dati ottenuti dalle prove CPT. Tale stima cautelativa indica un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei risultati ottenibili da una serie illimitata di prove, ossia al di sopra del quale troviamo il 95% dei valori della distribuzione media della serie di dati (coesione non drenata C_u e angolo d'attrito ϕ).

Successivamente applicando il fattore riduttivo γ_M , sono stati calcolati i valori di progetto della resistenza del terreno X_d . I valori caratteristici sono:

- la coesione non drenata C_{uk} (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare) ϕ_k

MODELLO GEOTECNICO E VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito è riportato il modello stratigrafico ed i valori caratteristici e di progetto dei livelli litotecnici individuati.

Prof.da m a m.	Descrizione	Qc Media (Mpa)	γ (t/mc)	γ^* (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed (Kg/cmq)	Ey (Kg/cmq)	Ni
0.0-1.90	coesivo	1.5	1.95	1.99	26	24	75	71	75	45	0.40
1.90-4.40	granulare	4.5	1.8	1.88	30	28	/	/	112.5	80	0.35
4.40-13.6	coesivo	0.95	1.90	1.95	23	21	47.5	44	58	40	0.40
13.6-15.8	granulare	5.5	1.83	1.91	31	29	/	/	124	80	0.35
15.8-16.8	granulare	10.2	1.90	2.00	35	33	/	/	177	180	0.30
16.8-20.6	granulare	7.5	1.80	1.88	32	30	/	/	153.5	96	0.30
20.6-21.5	granulare	10.3	1.90	2.0	35	33	/	/	178	180	0.30
21.5-23.5	granulare	7.5	1.80	1.88	32	30	/	/	153.5	96	0.30
23.5-25.80	granulare	10.2	1.90	2.00	35	33	/	/	177	180	0.30

CPTU2

Prof.da m a m.	Descrizione	Qc Media (Mpa)	γ (t/mc)	γ^* (t/mc)	ϕ_m	ϕ_k	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed (Kg/cmq)	Ey (Kg/cmq)	Ni
0.0-2.50	coesivo	1.1	1.91	1.96	25	23	55	52	64	45	0.40
2.50-4.70	granulare	3.5	1.78	1.85	29	27	/	/	99	80	0.35
4.70-13.60	coesivo	0.9	1.89	1.95	23	21	45	42	55.5	40	0.40
13.60-14.30	granulare	5.8	1.84	1.92	31	29	/	/	130	85	0.35
14.30-19.70	coesivo	1.5	1.95	2.00	26	24	75	70	75	45	0.40
19.70-22.40	granulare	10.7	1.92	2.00	35	33	/	/	183	180	0.30
22.4-24.90	granulare	21.1	2.00	2.08	36	34	/	/	290	196	0.30

Dove:

- Qc = Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cmq)
- γ o γ^* = Peso specifico secco e saturo (t/mc)
- Cum = Coesione non drenata media
- ϕ_m = Angolo di attrito interno (°) medio
- Ed = Modulo edometrico (caratteristico)
- cuk = Coesione non drenata caratteristica
- ϕ_k = Angolo di attrito interno (°) caratteristico
- Ni = Coefficiente di Poisson

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. del 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»). In questo caso il fattore di sicurezza (o fattore riduttivo) γ_M utilizzato nei calcoli è quello relativo all’**approccio 2** (si usano i valori della colonna (M1)):

$\gamma_{\phi} = 1$ per i terreni granulari e $\gamma_{cu} = 1$ per i terreni coesivi

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	1,0	1,0

5.2. VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»). Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell’effetto delle azioni, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Il valore E_d si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove:

E_k = valore caratteristico dell’azione

F_k = azione caratteristica di progetto

X_k = parametro geotecnico caratteristico di progetto

a_d = geometria di progetto

γ_F = coefficiente parziale per le azioni

γ_E = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

γ_M = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$.

Il valore E_d si ricava dalla funzione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

5.3. SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

La verifica della suddetta condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nell'approccio 2 si ha una sola combinazione.

Nella scelta dell'approccio di progetto bisogna tener conto che le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite (SLU di tipo geotecnico):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa (nel caso di fondazioni isolate)
- stabilità globale

NTC 2008 e s.m. in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni») - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

5.4. DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI “ED”

Il comune di FERRARA ricade in Zona 3, ai sensi del OPCM 3274 del 20 marzo 2003 e successive variazioni, quindi la combinazione delle azioni da impiegare per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all’azione sismica E è la seguente (v. § 2.5.3 dell’ NTC 2008/2018):

$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ (v. § 2.5.5 dell’ NTC 2008/2018)

Dove:

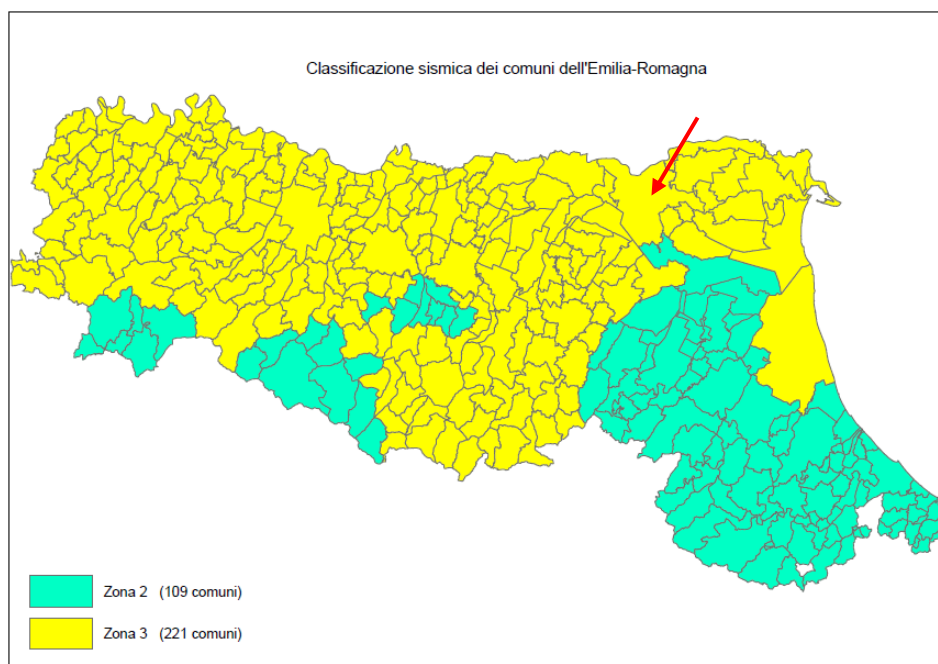
- E sono le azioni derivanti da terremoti;
- G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell’acqua;
- P è la pretensione o precompressione (se permanenti)
- Q azioni variabili nel tempo
- ψ rappresenta la durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell’azione variabile (quasi permanente, frequente, raro).

Quanto detto fin ora dovrà essere usato per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo ed applicato ai valori di E_d fornito dal progettista assieme agli altri fattori riferiti alla struttura vera e propria (carichi tipo di fondazione ecc.) e decidendo quale tipo di approccio si intende intraprendere.

6. SISMICITÀ DELL'AREA

La classificazione sismica costituisce un riferimento tecnico-amministrativo per graduare l'attività di controllo dei progetti e la priorità delle azioni e misure di prevenzione e mitigazione del rischio sismico. Secondo l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 recante i "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative per la costruzione in zona sismica", pubblicata sul supplemento ordinario 72 della Gazzetta Ufficiale n. 105 dell' 8/05/2003, il territorio comunale di Ferrara risulta classificato all'interno della "zona 3 - zona a bassa sismicità" e un valore di accelerazione massima orizzontale a_g pari a 0,132 g. Secondo la precedente classificazione il Comune di Ferrara non risultava zona sismica.

Con Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 sono state approvate le Norme Tecniche per le Costruzioni e sono andate in vigore a far data dal 6 marzo 2008 (dopo un periodo di regime transitorio sono entrate definitivamente in vigore dal 01/07/2009). Infine il 17 gennaio del 2018, con Decreto del Ministero delle Infrastrutture, sono state approvate le "N.T.C. 2018" (entrate in vigore il 22/03/2018) che, relativamente alla classificazione sismica non hanno modificato quanto indicato dalle precedenti.

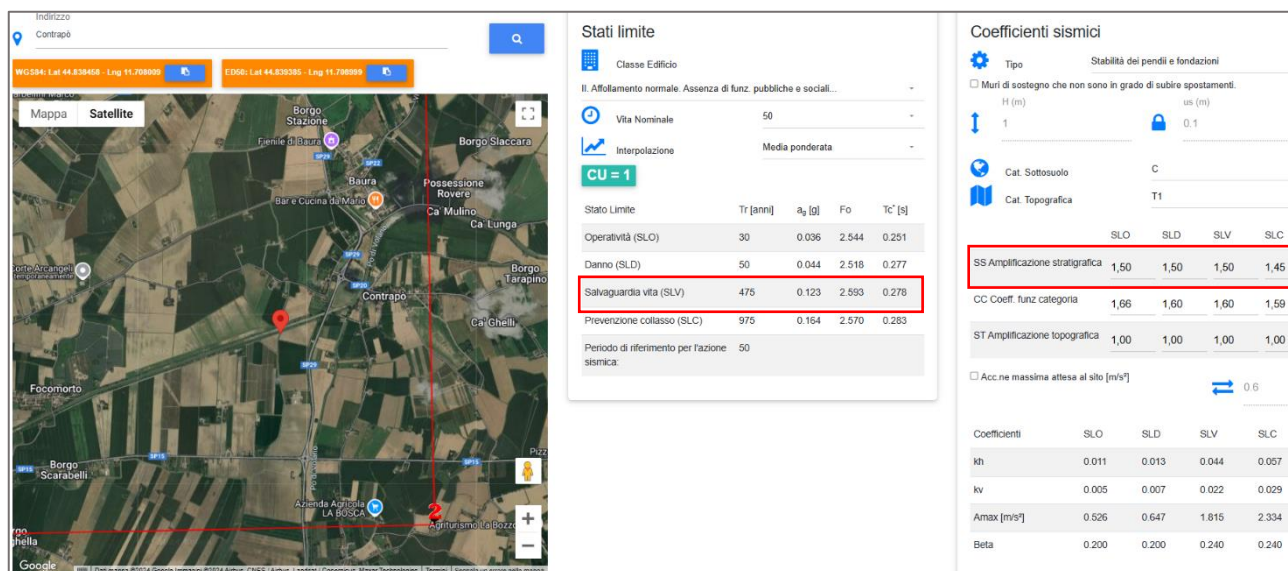


Si fa inoltre presente che tutto il territorio comunale di Ferrara ricade all'esterno della zona sismogenetica 912 infatti si può affermare che l'area in esame è fuori dalla Dorsale Ferrarese, e dunque non è sede epicentrale di eventi sismici.

Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, riferimento alla tabella 3.2.II (NTC 2018), Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzodell'approccio semplificato, si inserisce tale suolo nella **categoria "C"** "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina consistenti in spessori superiori a 30 metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche aventi una VS30compresa tra 180 m/s e 360 m/s".

Infatti dai calcoli si ottiene una velocità equivalente **Vseq= Vs30: 189 ÷ 191 m/s**.

PARAMETRI SISMICI



Stati limite

Classe Edificio: II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c [s]
Operatività (SLO)	30	0.036	2.544	0.251
Danno (SLD)	50	0.044	2.518	0.277
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.123	2.593	0.278
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.164	2.570	0.283

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1

us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,45
CC Coeff. funz categoria	1,66	1,60	1,60	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.011	0.013	0.044	0.057
k_v	0.005	0.007	0.022	0.029
A_{max} [m/s²]	0.526	0.647	1.815	2.334
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

L'accelerazione calcolata applicando la normativa, mediante il programma Geostru,

risulta: $A_{max} = a_g (slv) * ss (slv) = 0.123 * 1.50 = 0.18$

6.2. STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Località: Scolo Scorsuro, Baura (FE).

Ai fini della redazione di apposito Studio di RSL ci si riferirà anche ai dati sismici di caratterizzazione locale redatti da altro Professionista/Collega, il Dott. M. Rolfini il quale ha eseguito una serie di indagini sismiche che vengono in calce allegate. In relazione ci si riferirà anche ad altri dati.

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate 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 a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

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

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

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

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 3.2.II da NTC 2018., sulla base delle misure locali eseguite dal Dott. Geol. M. Rolfini (di cui sopra) si può individuare per l'area in esame la Categoria "semplificata" di riferimento C, evidenziata.

**Caratterizzazione Sismica da Approccio Semplificato, Tab. 3.2.ii del D.M./N.T.C. 2018,
per Categoria C e Classe d'Uso II.**

Premessa:

Si è provveduto a caratterizzare l'area d'indagine secondo i contenuti delle N.T.C. Per le necessità della presente fase di caratterizzazione si è utilizzato il software Geostru PS Parametri Sismici ®, di GeoStru ©. Di seguito si riportano i vari parametri individuati relativi alla categoria C, Classe d'Uso III e sulla base delle assunzioni di seguito riportate; starà al progettista eventualmente modificarle, in tal caso si dovrà ritenere non più valido quanto di seguito riportato.

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. $C_U = 0.7$;
per il caso in esame si utilizzerà **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 $C_U = 1,00$.

Ricavati i valori di V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:
 $V_R = 50 * 1,00 = 50$ 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 a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

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

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

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

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

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana. Poiché è **$V_R = 50$ anni**, il tempo di ritorno T_R sarà:

Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

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

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 NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = 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_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 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 NTC08:

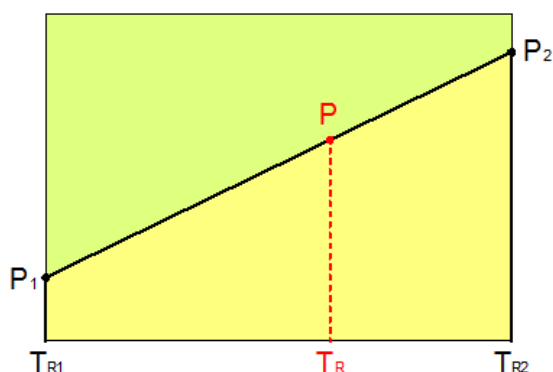
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , 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 NTC08:

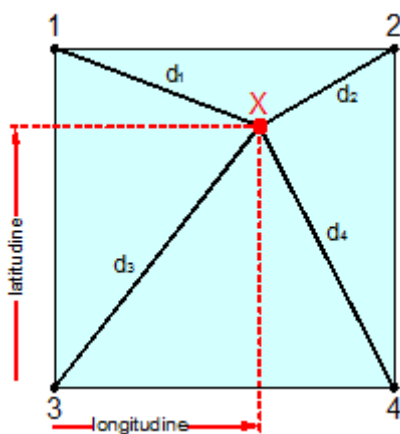
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

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 NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

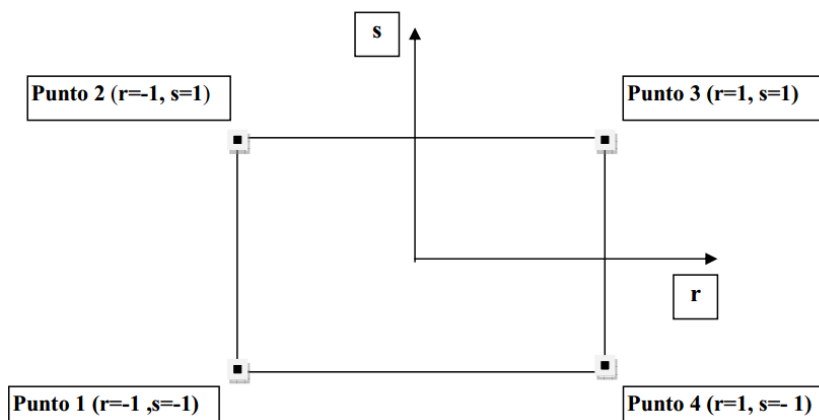


Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, 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:

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

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ 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 $\pm 0,01g$ 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 4 vertici 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 P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

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.

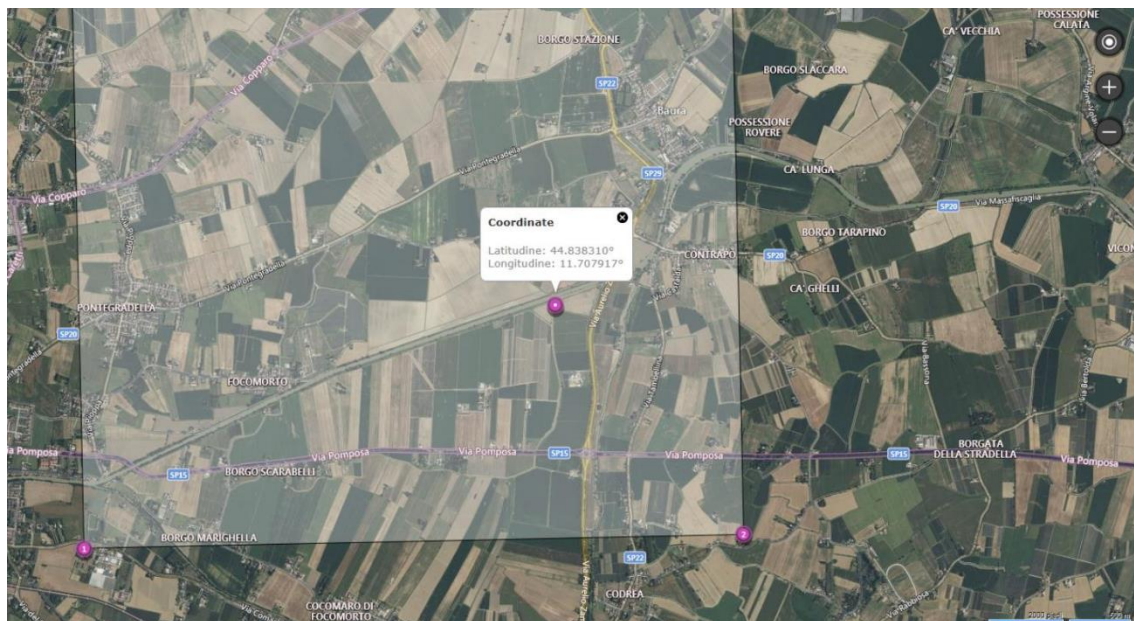
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

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) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g . 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:** $S_T = 1.40$.

Pericolosità sismica di base:

Ubicazione dell'area 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):	44.8383102 [°]
Longitudine (WGS84):	11.7079172 [°]
Latitudine (ED50):	44.8392372 [°]
Longitudine (ED50):	11.7089071 [°]

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	15403	44.820820	11.658590	4465.36
2	15404	44.821870	11.729020	2499.03
3	15182	44.871860	11.727540	3913.47
4	15181	44.870810	11.657090	5385.93

Punto d'indagine:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.036	2.544	0.251
SLD	50	0.044	2.518	0.277
SLV	475	0.123	2.593	0.278
SLC	975	0.164	2.570	0.283

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	ag	F0	Tc*
--------------	----	----	----	-----

	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	30	0.037	2.546	0.253
SLD	50	0.047	2.484	0.276
	72	0.056	2.481	0.282
	101	0.067	2.480	0.283
	140	0.078	2.551	0.274
	201	0.094	2.575	0.271
SLV	475	0.136	2.595	0.272
SLC	975	0.184	2.545	0.279
	2475	0.266	2.455	0.289

Punto 2:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.036	2.543	0.252
SLD	50	0.045	2.503	0.277
	72	0.054	2.492	0.282
	101	0.062	2.529	0.287
	140	0.074	2.555	0.278
	201	0.088	2.603	0.271
SLV	475	0.129	2.601	0.274
SLC	975	0.173	2.556	0.280
	2475	0.249	2.475	0.290

Punto 3:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.034	2.543	0.248
SLD	50	0.041	2.553	0.277
	72	0.048	2.523	0.286
	101	0.056	2.520	0.293
	140	0.065	2.525	0.295
	201	0.076	2.563	0.290
SLV	475	0.108	2.576	0.287
SLC	975	0.141	2.603	0.288
	2475	0.196	2.552	0.298

Punto 4:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.035	2.546	0.249
SLD	50	0.042	2.540	0.276
	72	0.051	2.484	0.282
	101	0.059	2.503	0.291
	140	0.070	2.491	0.288
	201	0.081	2.571	0.281
SLV	475	0.117	2.598	0.280
SLC	975	0.154	2.586	0.284
	2475	0.218	2.527	0.293

Pericolosità sismica di sito:Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

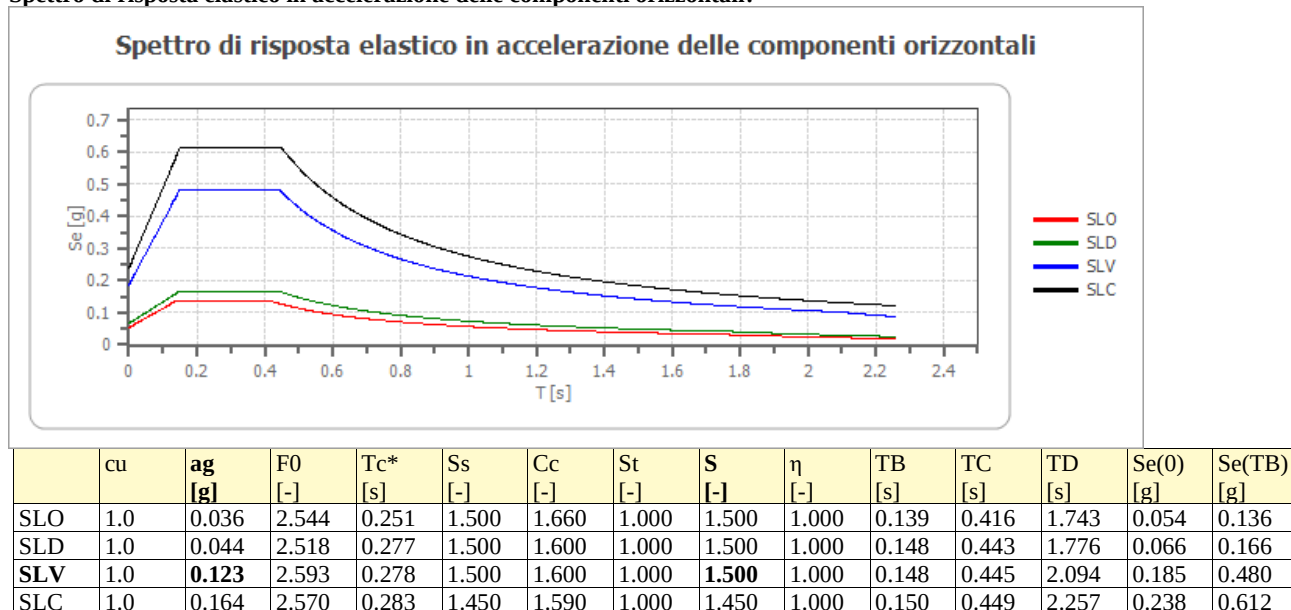
1.000

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.011	0.013	0.044	0.057
kv	0.005	0.007	0.022	0.029
amax [m/s²]	0.526	0.647	1.815	2.335
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

Valore d'ancoraggio dello Spettro di Risposta Elastico in Accelerazione (per le componenti orizzontali):

S X Ag/g ovvero PGA = 1.5 X 0.123 = 0.1845 g ovvero **0.18 g**.

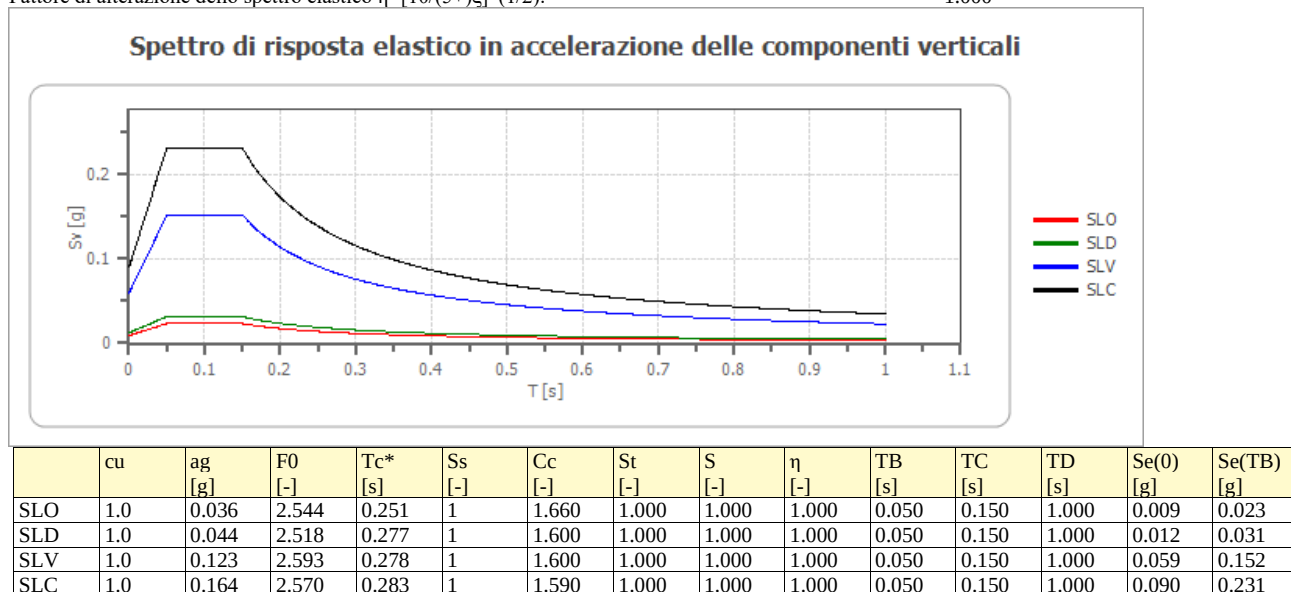
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1.000

**Spettro di progetto:**

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q:

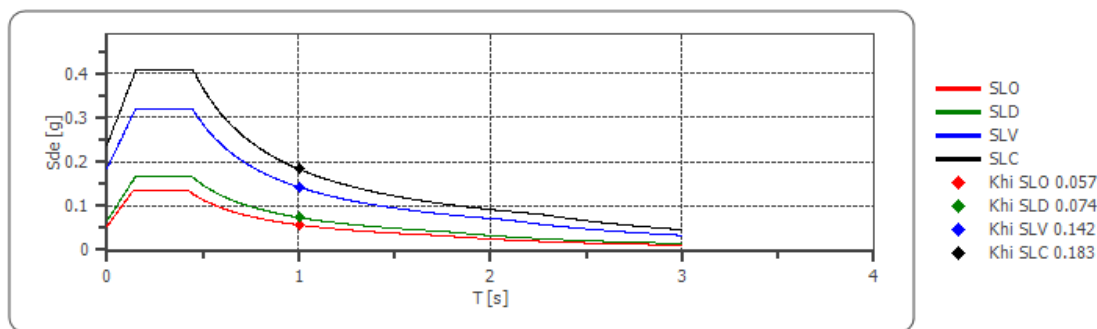
1.50

Periodo fondamentale T:

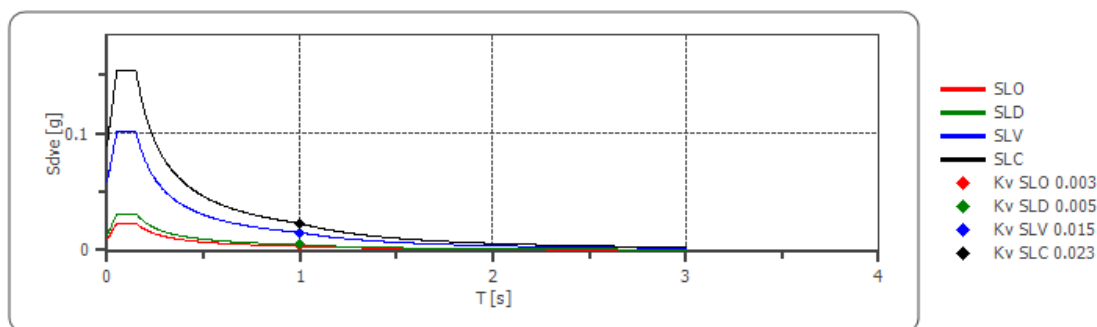
1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.057	0.074	0.142	0.183
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.003	0.005	0.015	0.023

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali

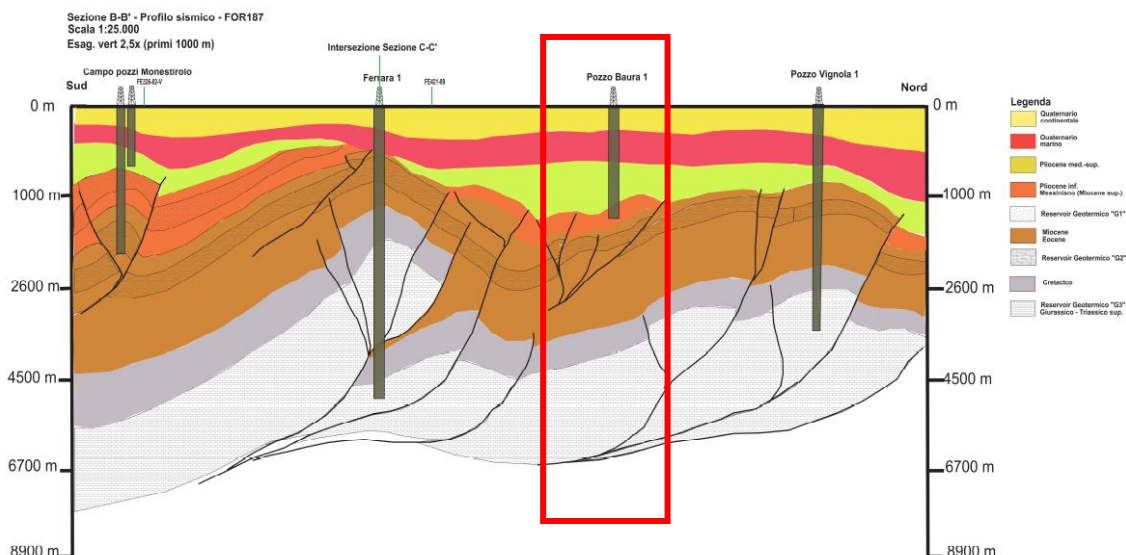


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.036	2.544	0.251	1.500	1.660	1.000	1.500	1.000	0.139	0.416	1.743	0.054	0.136
SLO verticale	1.0	0.036	2.544	0.251	1.500	1.660	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.009	0.023
SLD orizzontale	1.0	0.044	2.518	0.277	1.500	1.600	1.000	1.500	1.000	0.148	0.443	1.776	0.066	0.166
SLD verticale	1.0	0.044	2.518	0.277	1.500	1.600	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.031
SLV orizzontale	1.0	0.123	2.593	0.278	1.500	1.600	1.000	1.500	1.500	0.148	0.445	2.094	0.185	0.320
SLV verticale	1.0	0.123	2.593	0.278	1.500	1.600	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.059	0.101
SLC orizzontale	1.0	0.164	2.570	0.283	1.450	1.590	1.000	1.450	1.500	0.150	0.449	2.257	0.238	0.408
SLC verticale	1.0	0.164	2.570	0.283	1.450	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.090	0.154

Studio di RSL, Considerazioni preliminari:

per l'area in esame si riporterà anche apposito Studio di RSL, che viene di seguito illustrato. In fase di progettazione degli eventuali interventi edificatori da realizzarsi sull'area in esame ci si potrà eventualmente rivolgere a tale studio che supererà l'“Approccio Semplificato” da Tab. 3.2.I del DM/NTC 18. La redazione di uno studio di RSL richiede l'individuazione di un modello stratigrafico- “sismico” e debitamente profondo che possa essere ritenuto sufficientemente robusto. Per la Bassa Pianura Padana è questo un esercizio estremamente complicato. Normalmente infatti la profondità del *bed-rock*

(o *bed- rock- like* come di seguito si intenderà) non è di facile individuazione e tale individuazione quasi mai è sufficientemente accurata. Altrettanto può dirsi per la conoscenza stratigrafica sino al *bed- rock*. Per la definizione di tali dati non ci si può che riferire a dati di bibliografia i quali però non sono dotati della necessaria accuratezza stratigrafica. Mancano anche altre importanti informazioni quali le caratterizzazioni geotecnico- “sismiche” riferibili alle singole deposizioni e/o ai terreni locali (intesi come deposizioni caratteristiche ad esempio della Bassa Bolognese e certamente dell’area in esame). Altrettanto difficile è addivenire a profili profondi (oltre i 30 metri) dei valori di Vs. molte di queste necessarie conoscenze non possono però essere oggetto della presente relazione, perché per entità dei costi connessi sono ampiamente eccessivi rispetto all’oggetto stesso. Dovrebbero quindi piuttosto essere messi a disposizione dai vari documenti di MS redatti dalle Amministrazioni Comunali che sono redatti/legittimati sotto il diretto controllo degli appositi Enti Regionali. Per l’area in esame ed i suoi pressi ci si potrà riferire a dati di stratigrafia profonda (che però derivano dal Progetto Riserve idriche Sotterranee, con evidenti ripercussioni sulla qualità del dato...) di seguito riportati. Oltre all’assenza di stratigrafie sufficientemente robuste, non ci si può nemmeno riferire a curve di decadimento locali e per tutto ciò il modello che verrà di seguito proposto potrà ovviamente essere oggetto di valutazioni critiche e di implementazioni (ciò che del tutto è plausibile per qualsiasi modello di RSL). In tutti i casi, per le scelte relative alla definizione del seguente Studio di RSL si è proceduto a favore di sicurezza, mediando tutti i dati a disposizione e le loro (a volte pure molto ampie) indeterminatezze ed utilizzando sempre il principio di cautela e penalizzazione. Di seguito si riporta apposita stratigrafia reperita presso l’apposito data- base Regionale che può essere intesa come riferimento locale- la Sez. 227.



Studio di RSL Introduzione, Procedura di calcolo:

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;

2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;

2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile “trasferire” l’accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero:

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l’ N -esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$\left[\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial z \partial t} \right]$, la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati

verticalmente può essere definita dall’equazione dell’onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; η la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z,t) = U(z)e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (3)$$

dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come:

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho \omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\eta$, ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*.

Questo può essere ulteriormente riscritto come:

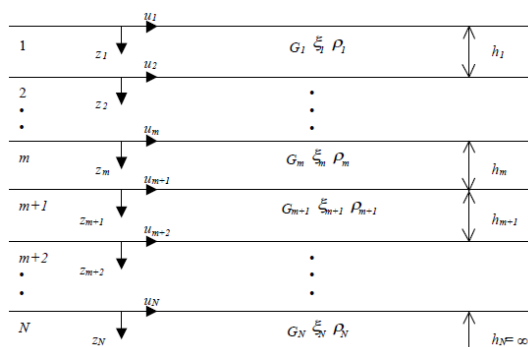
$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice * indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$



Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre k^* rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* \left[E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \right] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) ed al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell' m -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha:

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

Ovvero:

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove α_m^* rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati m ed $m+1$, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che $E_1 = F_1$.

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad m . La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità degli strati m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

A_{mn} rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti m e n .

In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$\dot{u}(z,t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z,t) \quad \ddot{u}(z,t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z,t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

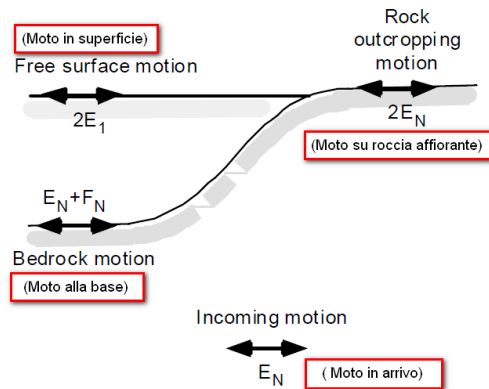
La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità z e al tempo t dalla relazione:

$$\gamma(z,t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z,t) = G^* \gamma(z,t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica alla seguente Figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.



Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad E_N ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a $E_N + F_N$. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ($E_N = F_N$),

il moto avrà ampiezza pari a $2E_N$. La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per $G(\gamma)$ adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

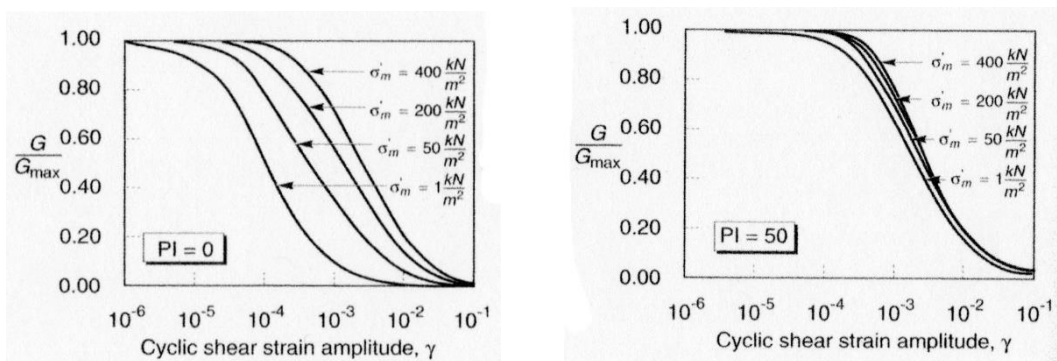
$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove G_{max} è dato dalla relazione:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.

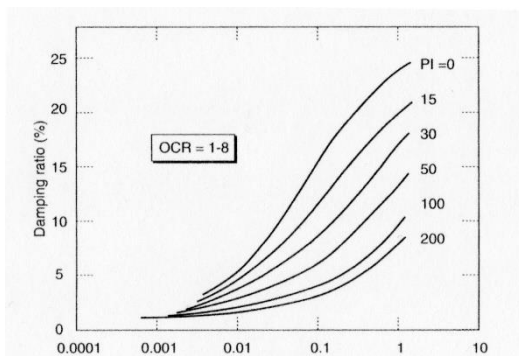


Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso ξ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.



Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

RISULTANZE DELLO STUDIO DI RSL

Cantiere
Via
Latitudine
Longitudine

Baura, Scolo Scorsuro
Rafanello, Baura
44.83831[°]
11.7079172[°]

Stratigrafia:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	5.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	42.43	18.5	150.0	21.7
2	5.0	10.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	55.97	19.0	170.0	138.5
3	15.0	30.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	124.24	19.5	250.0	378.8
4	45.0	50.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	274.72	22.0	350.0	828.9
5	95.0	75.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	678.39	22.0	550.0	1590.8
6	oo	--	Smorzamento costante	1261.47	22.0	750.0	2047.9

Strato con falda:

2

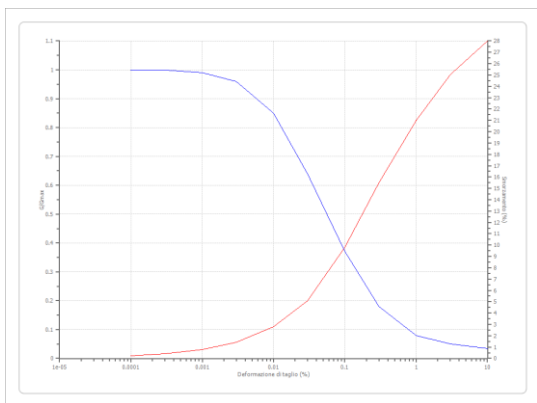
Strato rilevamento accelerogramma:

6 Affiorante

Terreni:

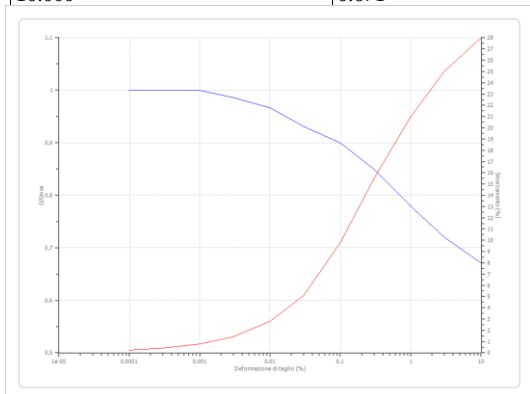
Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)

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



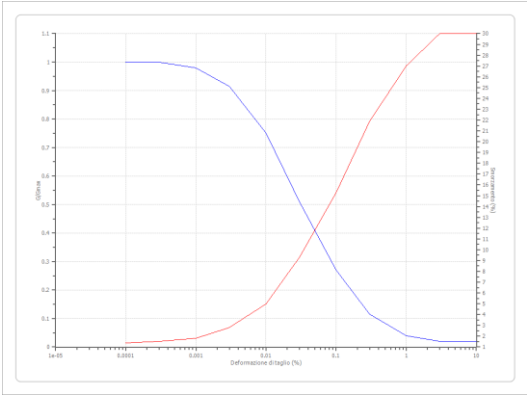
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)

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



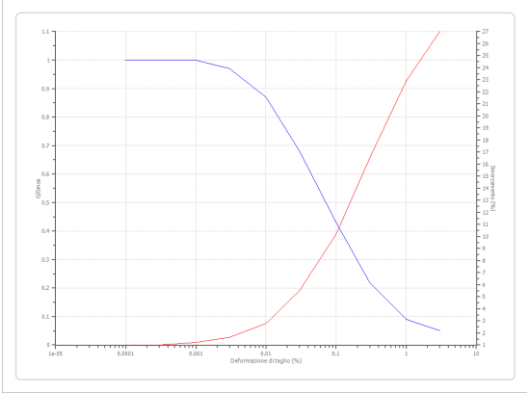
EPRI Sand (1993) 0-6 metri

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



EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.000
0.0003	1.000	0.0003	1.000
0.001	1.000	0.001	1.200
0.003	0.970	0.003	1.640
0.010	0.870	0.010	2.800
0.030	0.680	0.030	5.490
0.100	0.430	0.100	10.200
0.300	0.220	0.300	16.500
1.000	0.090	1.000	22.900
3.000	0.050	3.000	27.000



ELABORAZIONE

Numero di iterazioni 25
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 2008

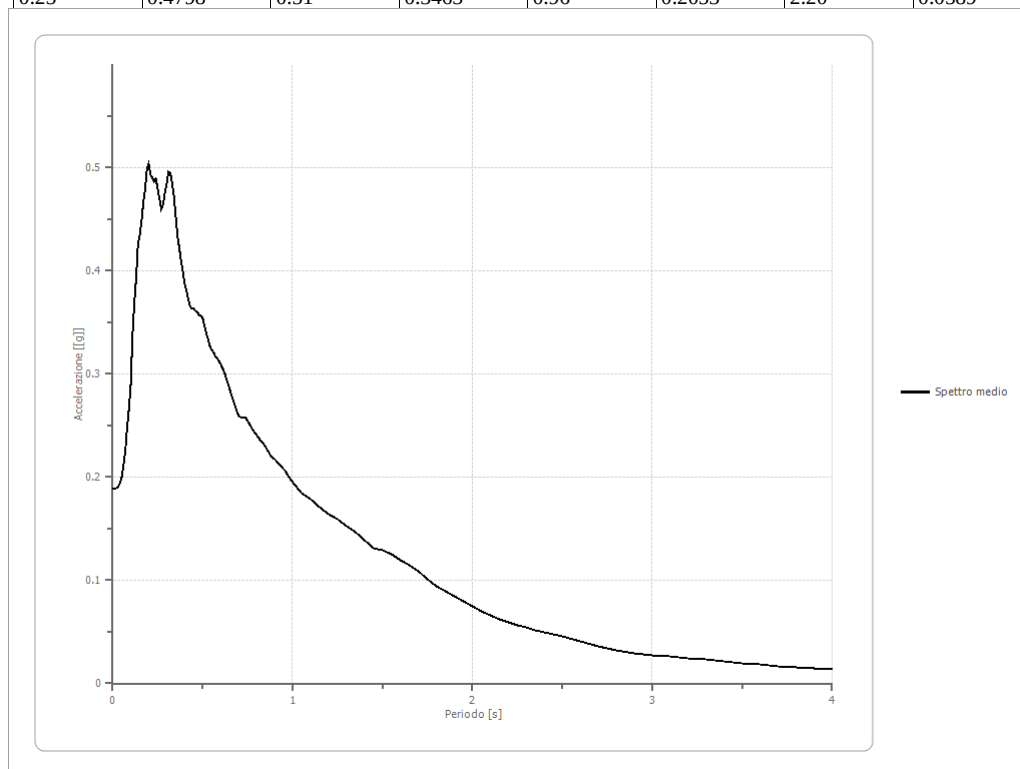
Tai	0.200 [s]
Tvi	0.920 [s]
Tao	0.200 [s]
Tvo	1.300 [s]
Sami	3.011 [m/s ²]
Svmi	0.158 [m/s]
Samo	4.438 [m/s ²]
Svmo	0.329 [m/s]
Fa	1.474 [-]
Fv	2.081 [-]
TB	0.155 [s]
TC	0.466 [s]
TD	2.092 [s]
SA(0)	0.181 [g]
SA(TB)	0.452 [g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale:

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. input/output [m]	Housner FA
0.100	0.500	0.044	0.073	0.200	1.653
0.500	1.000	0.077	0.152	0.500	1.981
0.100	1.500	0.196	0.389	0.067	1.979
0.100	2.500	0.341	0.680	0.040	1.995

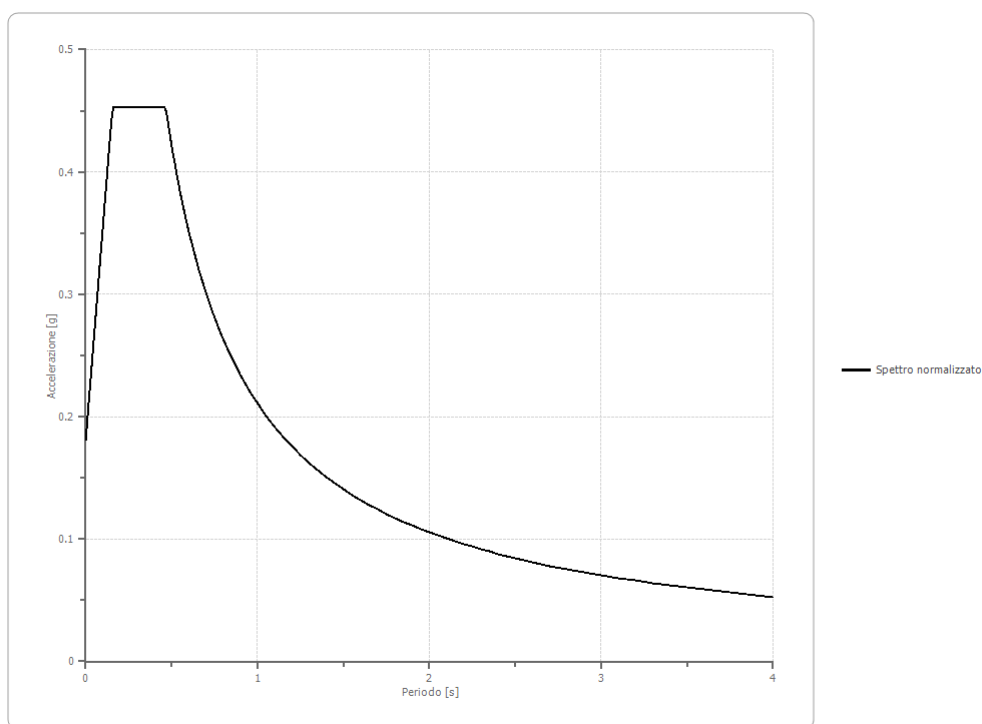
Spettro medio di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1886	0.26	0.4701	0.52	0.3401	0.98	0.2003	2.25	0.0564
0.01	0.1886	0.27	0.4600	0.53	0.3340	1.00	0.1948	2.30	0.0540
0.02	0.1891	0.28	0.4644	0.54	0.3271	1.05	0.1845	2.35	0.0517
0.03	0.1906	0.29	0.4756	0.55	0.3234	1.10	0.1787	2.40	0.0495
0.04	0.1940	0.30	0.4845	0.56	0.3210	1.15	0.1712	2.50	0.0452
0.05	0.2003	0.31	0.4960	0.57	0.3174	1.20	0.1644	2.60	0.0408
0.06	0.2114	0.32	0.4952	0.58	0.3156	1.25	0.1590	2.70	0.0363
0.07	0.2250	0.33	0.4855	0.60	0.3102	1.30	0.1525	2.80	0.0323
0.08	0.2471	0.34	0.4724	0.62	0.3016	1.35	0.1466	2.90	0.0296
0.09	0.2657	0.35	0.4531	0.64	0.2909	1.40	0.1384	3.00	0.0277
0.10	0.2895	0.36	0.4337	0.66	0.2795	1.45	0.1314	3.10	0.0260
0.11	0.3367	0.37	0.4221	0.68	0.2688	1.50	0.1292	3.20	0.0243
0.12	0.3686	0.38	0.4097	0.70	0.2597	1.55	0.1256	3.30	0.0229
0.13	0.3927	0.39	0.3989	0.72	0.2577	1.60	0.1199	3.40	0.0212
0.14	0.4254	0.40	0.3875	0.74	0.2574	1.65	0.1149	3.50	0.0196
0.15	0.4336	0.41	0.3801	0.76	0.2511	1.70	0.1088	3.60	0.0180
0.16	0.4475	0.42	0.3728	0.78	0.2461	1.75	0.1014	3.70	0.0167
0.17	0.4664	0.43	0.3660	0.80	0.2404	1.80	0.0945	3.80	0.0154
0.18	0.4790	0.44	0.3636	0.82	0.2357	1.85	0.0893	3.90	0.0146
0.19	0.4981	0.45	0.3635	0.84	0.2320	1.90	0.0846	4.00	0.0138
0.20	0.5041	0.46	0.3616	0.86	0.2261	1.95	0.0797		
0.21	0.4929	0.47	0.3599	0.88	0.2202	2.00	0.0745		
0.22	0.4899	0.48	0.3573	0.90	0.2174	2.05	0.0698		
0.23	0.4863	0.49	0.3567	0.92	0.2136	2.10	0.0661		
0.24	0.4891	0.50	0.3539	0.94	0.2098	2.15	0.0622		
0.25	0.4798	0.51	0.3463	0.96	0.2053	2.20	0.0589		



Spettro normalizzato di risposta elastico:

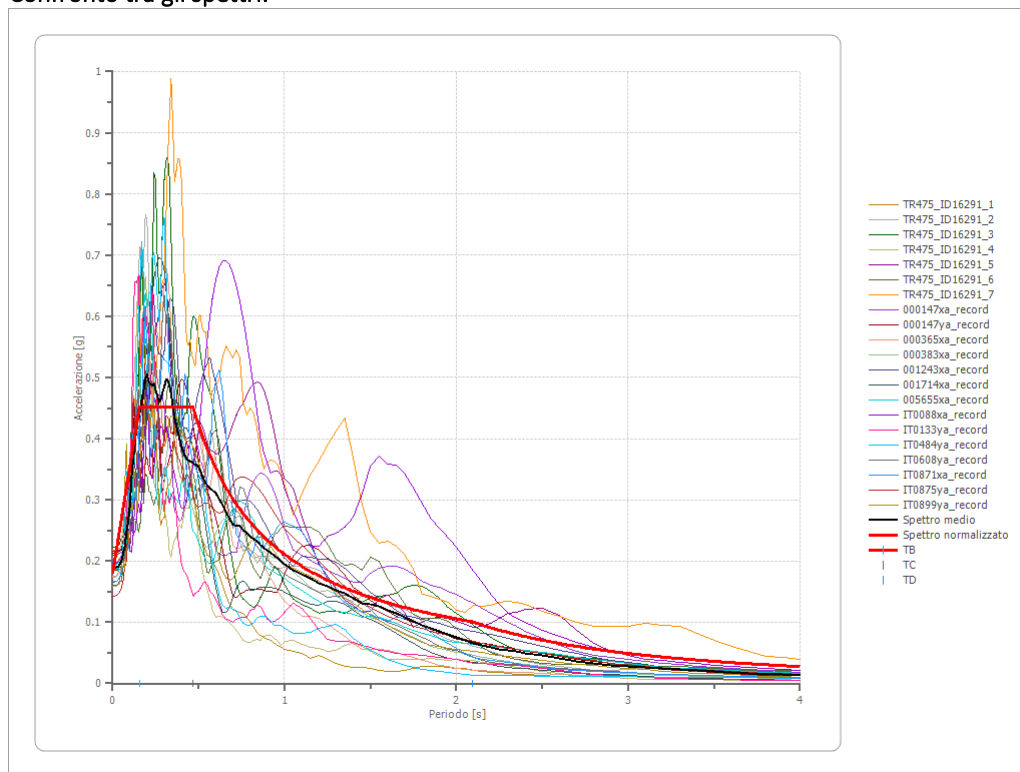
Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1807	0.26	0.4524	0.52	0.4055	0.98	0.2152	2.25	0.0937
0.01	0.1982	0.27	0.4524	0.53	0.3978	1.00	0.2109	2.30	0.0917
0.02	0.2157	0.28	0.4524	0.54	0.3905	1.05	0.2008	2.35	0.0897
0.03	0.2331	0.29	0.4524	0.55	0.3834	1.10	0.1917	2.40	0.0879
0.04	0.2506	0.30	0.4524	0.56	0.3765	1.15	0.1834	2.50	0.0843
0.05	0.2681	0.31	0.4524	0.57	0.3699	1.20	0.1757	2.60	0.0811
0.06	0.2856	0.32	0.4524	0.58	0.3635	1.25	0.1687	2.70	0.0781
0.07	0.3031	0.33	0.4524	0.60	0.3514	1.30	0.1622	2.80	0.0753
0.08	0.3206	0.34	0.4524	0.62	0.3401	1.35	0.1562	2.90	0.0727
0.09	0.3380	0.35	0.4524	0.64	0.3295	1.40	0.1506	3.00	0.0703
0.10	0.3555	0.36	0.4524	0.66	0.3195	1.45	0.1454	3.10	0.0680
0.11	0.3730	0.37	0.4524	0.68	0.3101	1.50	0.1406	3.20	0.0659
0.12	0.3905	0.38	0.4524	0.70	0.3012	1.55	0.1360	3.30	0.0639
0.13	0.4080	0.39	0.4524	0.72	0.2929	1.60	0.1318	3.40	0.0620
0.14	0.4255	0.40	0.4524	0.74	0.2849	1.65	0.1278	3.50	0.0602
0.15	0.4430	0.41	0.4524	0.76	0.2774	1.70	0.1240	3.60	0.0586
0.16	0.4524	0.42	0.4524	0.78	0.2703	1.75	0.1205	3.70	0.0570
0.17	0.4524	0.43	0.4524	0.80	0.2636	1.80	0.1171	3.80	0.0555
0.18	0.4524	0.44	0.4524	0.82	0.2571	1.85	0.1140	3.90	0.0541
0.19	0.4524	0.45	0.4524	0.84	0.2510	1.90	0.1110	4.00	0.0527
0.20	0.4524	0.46	0.4524	0.86	0.2452	1.95	0.1081		
0.21	0.4524	0.47	0.4486	0.88	0.2396	2.00	0.1054		
0.22	0.4524	0.48	0.4393	0.90	0.2343	2.05	0.1029		
0.23	0.4524	0.49	0.4303	0.92	0.2292	2.10	0.1004		
0.24	0.4524	0.50	0.4217	0.94	0.2243	2.15	0.0981		
0.25	0.4524	0.51	0.4134	0.96	0.2196	2.20	0.0958		

**Parametri spettro normalizzato:**

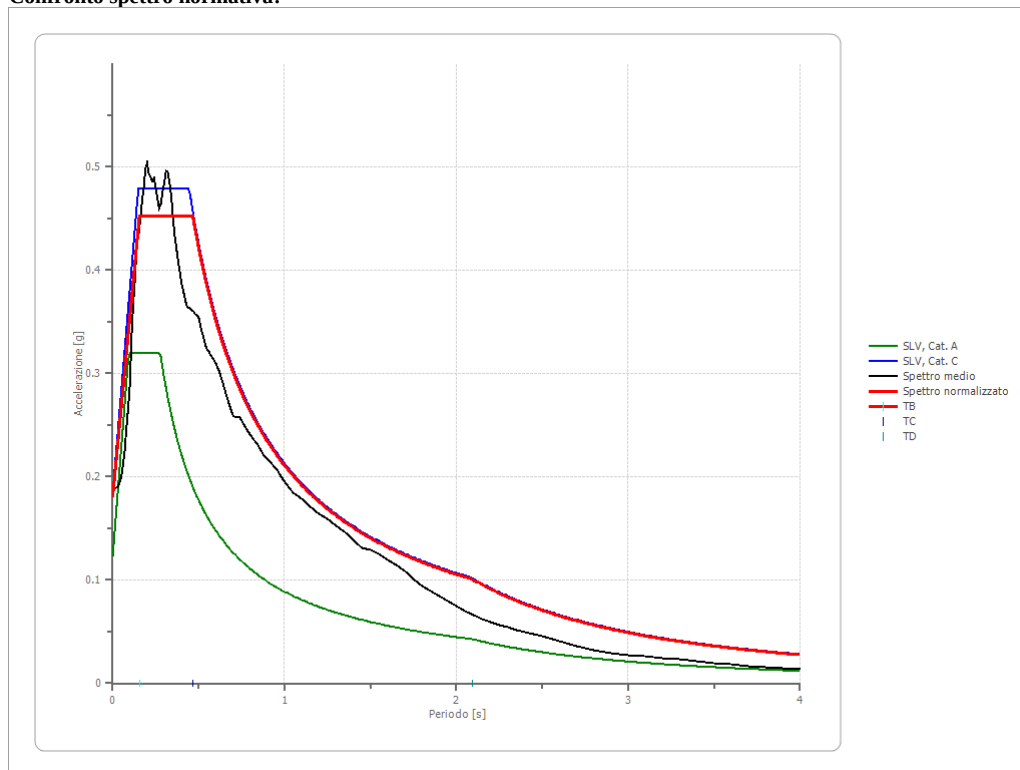
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.181	2.504	--	0.155	0.466	2.092	0.181	0.452

Con tale valore di A_g è stato calcolato il potenziale di liquefazione.

Confronto tra gli spettri:



Confronto spettro normativa:



7. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Durante un terremoto il terreno può essere visto come sottoposto da una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso. In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva, un'elevata magnitudo del sisma e una lunga durata dello stesso rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito a prevalenza sabbiosa. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori $> 1,00$ m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione. Come indicato nelle delibere regionali, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPTU e tra questi in particolare il metodo di Robertson. Per il presente studio è stata quindi realizzata la verifica della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma su entrambe le verticali delle prove penetrometriche statiche eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 3.0" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Robertson (2009). Le analisi eseguite seguono le procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 1. Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del

fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR. La metodologia utilizzata permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento del deposito, espresse dai valori della resistenza penetrometrica q_c normalizzati con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR).

Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è definito dal rapporto:

$FSL = CRR \cdot MSF / CSR$ (dove MSF è il coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma).

$FSL > 1$ liquefazione assente

È necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), per la liquefazione occorre che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri.

Si segnala che nel caso specifico, alcuni degli strati considerati hanno presentato fattori di sicurezza inferiori a 1 pertanto per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione I_L , definito dalla seguente scala:

- $I_L = 0$ → NON LIQUEFACIBILE ($FI > 1$)
- $0 < I_L \leq 2$ → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"
- $2 < I_L \leq 5$ → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MODERATO"
- $5 < I_L \leq 15$ → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ALTO"
- $I_L > 15$ → RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MOLTO ALTO"

L'indice del potenziale di liquefazione, I_L è definito dalla seguente relazione:

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

in cui z è la profondità dal piano campagna in metri e $w(z) = 10 - 0.5z$; ad una data quota z il fattore $F(z) = F$ vale:

$F = 1 - FL$ se $FL \leq 1.0$

$F = 0$ se $FL > 1.0$

dove FL è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Per il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione I_L si sono ottenuti i seguenti risultati.

Dati di input:

Autore: ROBERTSON 2009

Falda (in situ) = -2.00

Falda (earthq.) = -1.00 m

Magnitudo: 6.14

 $a_{\max} = 0.18$

CPTU1 IL=1.607

CPTU2 IL=2.103

Pertanto, essendo il valore di IL compreso tra 1 e 3, il rischio è classificato in BASSO/MODERATO.

Project title: Scolo Scorsuro (FE)

Location : Ferrara

