COMUNE DI CALESTANO

PROVINCIA DI PARMA

PROGETTO :

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA SCUOLA SECONDARIA DI I° GRADO, MEDIANTE OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO, ARCHITETTONICO ED AMPLIAMENTO STRUTTURALE.
PNRR M4C1 - I 3.3 MINISTERO ISTRUZIONE
CUP I83H19000400001

UBICAZIONE :	VIA ROMA n. 12 - CALESTANO (PR)		
PROGETTO :	ESECUTIVO		
OGGETTO :	RELAZIONE GEOLOGICA		
TAVOLA :	STR.15	DATA : 30 SETTEMBRE 2022	
		SCALA : -	REV : -

PROGETTISTA :

ING. MARTINA ELEONORA CONCARI
con studio in Via Duca Alessandro,11 - 43123 Parma (PR)

COLLABORATORI :

ING. SIMONE LEONI
con studio in Strada per Parma, 35/H3 - Loc. Pilastro - 43013 Langhirano (PR)

ARCH. FRANCESCO PAVESI
con studio in Via Pablo, 2/2 - Loc. Torrechiara - 43013 Langhirano (PR)

ING. FILIPPO PANICIERI
con studio in Via Marconi, 8 - 43035 Felino (PR)

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI ED ELETTRICI :

ING. ANGELO NASO
con studio in Via Duca Alessandro,11 - 43123 Parma (PR)

ING. GIAMPAOLO VECCHI
con studio in Via Mazzini, 22 - 43013 Langhirano (PR)

Il PROGETTISTA SI RISERVA LA PROPRIETA' DI QUESTO DISEGNO CON IL DIVIETO DI RIPRODURLO O TRASFERIRLO A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA

PROVINCIA DI PARMA
COMUNE DI CALESTANO

Studio geologico-geotecnico e caratterizzazione sismica comprensiva degli approfondimenti di risposta sismica locale (RSL) propedeutici dell'analisi di vulnerabilità per la Scuola media "G. Micheli" di Calestano (PR).

Comune di Calestano
Via Giuseppe Mazzini, 16
43038 - Sala Baganza (PR)
PEC: protocollo@postacert.comune.calestano.pr.it

Committente:
Studio di Ingegneria Dott. Ing. Martina Eleonora Concari
Via Duca Alessandro, 11
43123 - Parma (PR)
E-mail ing.concari@gmail.com

Analisi geologica e geotecnica:
MaC Studio Tecnico e Geologico
Via Cotti, 13 – 43030 – San Michele Tiorre – Felino
P.IVA 02787240346
Tel. 0521-336.192 Fax 0521-336.193
E-mail info@studiomac.it

Marzo, 2022

Dott. Geol. Luca Calzolari

SOMMARIO:

1. PREMESSA 5
2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO 6
PARTE I – STUDIO GEOLOGICO 7
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO 8
SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO 10
SUCCESSIONE EPILIGURE 11
4. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE 12
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche SCPT – Allegato 1) 13
6. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI 16
PARTE II – STUDIO SISMICO 18
7. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' DI BASE E DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO 18
Zonizzazione sismogenetica 18
Sismicità del territorio 19
Classificazione sismica comunale 21
8. AZIONE SISMICA 23
Premessa 23
Parametri di riferimento rigido orizzontale 23
Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO – 26
Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo 26
Condizioni topografiche 27
INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA "MASW" 28
Caratteristiche generali dell'indagine 28
Strumentazione impiegata 28
MISURA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSR - HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (IPOTESI DI NAKAMURA) SUL TERRENO 30
Cenni metodologici 30
Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione 31
Elaborazione ed analisi dei dati 31
Analisi dei dati "HVSR1" 31
Analisi dei dati "HVSR2" 33
Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione 36
Spettri di progetto 36
9. SINTESI DEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO – COMUNE DI CALESTANO 37
10. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE 39
PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE 41
11. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE 41
12. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO 44
Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo – Metodo di Terzaghi 44
Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo in condizioni statiche – Metodo di Bowles 45
PARTE IV – RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL) 46
13. PREMESSA 46
14. CENNI TEORICI 47
15. DEFINIZIONE INPUT SISMICO 49
15.1 Macrozonazione sismica regionale ed Inquadramento geologico regionale 49
Strutture attive dell'Emilia — Romagna 50
15.2 Sismicità regionale 51
15.3 Inquadramento sismico e pericolosità sismica 53
15.4 Azione sismica di progetto 53
15.5 Dati di disaggregazione del sito in esame 58
15.6 Estrazione accelerogrammi di input – stato limite S.L.V. 60
16. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE 62
16.1 Sismostratigrafia di input 62
16.2 Accelerogrammi di input 63
16.3 Risultati dell'analisi 63

Spettri di risposta elastici di output 66
18. CONCLUSIONI 69
Studio geologico 69
Studio geotecnico preliminare 71
Risposta Sismica Locale (RSL) 72

Tavole ed Allegati

TAVOLA I	Stralcio Carta Topografica Regionale	1:25.000 (modificata)
TAVOLA II	Stralcio Carta Tecnica Regionale	1:5.000 (modificata)
TAVOLA III	Stralcio planimetrico Catastale	1:2.000 (modificata)
TAVOLA IV	Stralcio Carta Geologica d'Italia	1:100.000 (modificata)
TAVOLA IV bis	Stralcio Carta Geologica Regione Emilia Romagna	1:10.000 (modificata)
TAVOLA V	Stralcio PRG Comune di Calestano	1:10.000 (modificata)
TAVOLA VI	Stralcio Carta di gestione del rischio di alluvioni – Mappa della Pericolosità	1:25.000 (modificata)
TAVOLA VI bis	Stralcio Carta di gestione del rischio di alluvioni – Mappa del Rischio	1:25.000 (modificata)
TAVOLA VII	Stralcio Carta delle indagini	1:5.000 (modificata)
TAVOLA VIII	Stralcio Carta delle frequenze naturali dei terreni	1:5.000 (modificata)
TAVOLA IX	Stralcio Carta microzone omogenee in prospettiva sismica – MOPS	1:5.000 (modificata)
TAVOLA X	Stralcio Carta delle velocità delle onde di taglio	1:5.000 (modificata)
TAVOLA XI	Stralcio Carta microzonazione sismica livello 3 – FA-PGA	1:5.000 (modificata)
TAVOLA XII	Stralcio Carta microzonazione sismica – FA-IS 0.1_0.5 s	1:5.000 (modificata)
TAVOLA XIII	Stralcio Carta microzonazione sismica – FA-IS 0.5_1.0 s	1:5.000 (modificata)
TAVOLA XIV	Stralcio ripresa aerofotogrammetrica	
TAVOLA XV	Pericolosità sismica locale	

TABELLA I	Fondazioni Superficiali (Terzaghi)
TABELLA II	Fondazioni Superficiali (Meyerhof)
TABELLA III	Fondazioni superficiali (Brinch-Hansen) carichi eccentrici, inclinati, coeff. sismico
TABELLA IV	Calcolo del coefficiente del sottofondo

Allegato 1	Prove penetrometriche dinamiche (SCPT)
Allegato 2	Documentazione fotografica
Allegato 3	Report Grilla
Allegato 4	Risposta sismica locale

1. PREMESSA

Su incarico dello Studio di Ingegneria Dott. Ing. Martina Eleonora Concari, con sede in Via Duca Alessandro, 11 a Parma (PR), è stata effettuata un'indagine geologico-tecnica atta a connotare le condizioni "geologiche" zonali nonché le condizioni stratimeccaniche e di rischio sismico di interesse, comprensive degli approfondimenti di risposta sismica locale (RSL) da produrre a corredo dell'analisi della vulnerabilità della Scuola media "G. Micheli" di Calestano (PR).

Gli studi sono stati condotti in accordo con il progettista strutturale degli interventi, la Dott. Ing. Martina Eleonora Concari.

Normativa di riferimento:

- D.M. LL.PP. 11/03/88 – "Norme Tecniche riguardanti le indagini..." G.U. Rep. Ita. N° 127 del 1/06/88;
- Circ LL.PP. n° 30483 del 24/09/1988 "Istruzione per l'applicazione del D.M. 11-03-1988";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 – "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" G.U. Rep. Ita. N° 29 del 5/02/96;
- L.R. Regione Emilia Romagna n°20/2000 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.P.C.M. n° 3274 del 20/02/03 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica ..." G.U. Rep. Ita. N° 252 del 29/10/03;
- Linee Guida AGI, 2005 (ed. provv.) – "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" del marzo 2005;
- Del. di Giunta Regionale n. 1677/2005;
- Ass. Lgs. Regione Emilia-Romagna – Oggetto 2131 – Approvazione atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina ..." in merito a "Indirizzi per gli studi ... territoriale ed urbanistica" (Proposta della giunta regionale in data 10 gennaio 2007, n°1)
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, recante "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- Circ 21 gennaio 2019 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

Lo studio verrà articolato in tre distinte parti (ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni):

1. lo **studio geologico (caratterizzazione e modellazione geologica del sito)**, volto a definire:
    - la caratterizzazione morfologica della zona, i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri litologici, stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità dei terreni e la pericolosità geologica del territorio;
    - lo schema idrologico definendo la posizione e le caratteristiche delle eventuali falde idriche presenti;
    - le proprietà fisico-meccaniche dei principali tipi di terreno presenti (mediante l'individuazione di unità geologico-tecniche locali);

2. lo **studio sismico**, volto a definire:
   - i parametri sismici di riferimento per il sito;
   - la categoria sismica del suolo di fondazione;
   - la stima dell'azione sismica di progetto e della pericolosità sismica del sito (definita sulla base degli spettri di risposta elastici e dei valori di accelerazione massima attesa) per i diversi stati limite prescritti dalla vigente normativa;
   - la stima preliminare del potenziale di liquefazione;

3. lo **studio geotecnico preliminare (metodo alle tensioni ammissibili)**, atto a costituire solo un riferimento per il progettista strutturale al fine di poter inquadrare il contesto indagato secondo le metodologie precedentemente utilizzate, definendo gli eventuali problemi geotecnici emersi, permettendo la programmazione di ulteriori indagini.

Tali studi, realizzati sulla scorta delle informazioni preliminari ipotizzabili circa le strutture in ambito di progetto (tipologia, dimensioni, stima dei carichi di progetto), a compendio delle conoscenze e dell'esperienza del Geologo, forniranno:
   - la stima preliminare del carico limite;
   - la stima del valore del coefficiente di sottofondo.

4. lo **studio di risposta sismica locale RSL** (approccio non semplificato) è stato richiesto in considerazione della tipologia e dell'importanza del complesso edilizio oggetto di verifica al fine di aumentare il grado di accuratezza nella previsione del moto sismico nel sito in esame e di definire in dettaglio l'azione sismica di progetto, come richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).

La relazione geotecnica e le verifiche di sicurezza nei confronti dei vari stati limite (metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali) verranno prodotte in conformità a quanto previsto dalle NTC '18, a seguito della definizione dei valori di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico così come definite dal progettista strutturale.

Si è provveduto all'esecuzione della seguente relazione tra i mesi di dicembre 2021 e marzo 2022.

2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO

L'area di studio è ubicata nel centro dell'abitato di Calestano, classificata all'interno del PRG comunale come "Zona per attrezzature scolastiche" (Art. 70, PRG – Tavola V) e "Area per attrezzature di interesse comune" (Art. 71, PRG – Tavola VIII). L'area in oggetto si colloca ad un'altezza di circa 400 metri s.l.m., e risulta inserita in un contesto morfologico tipico dei terrazzi alluvionali dei torrenti appenninici (Coord. UTM N 4939391,66 E 589218,83 Lat. 44,602340° - Lon.10,124248° Tavola I, II e XIV).

L'area è censita al Nuovo Catasto Terreni del Comune di Calestano, al foglio 25 mappale 468 (Tavola III).

Il presente studio, come anzi detto, è stato realizzato a corredo della valutazione della vulnerabilità della Scuola media "G. Micheli" di Calestano (PR).

PARTE I – STUDIO GEOLOGICO

Dopo una fase preliminare che ha permesso l'inquadramento geologico e la caratterizzazione geomorfologica dei terreni, si è proceduto alla caratterizzazione dei suoli di fondazione mediante l'analisi dei dati geognostici ottenuti da due prove penetrometriche di tipo dinamico (SCPT) spinte fino a circa 1,80 metri dal piano campagna, profondità alla quale è avvenuta l'interruzione delle prove per rifiuto della strumentazione. Si sono inoltre utilizzati dati geognostici, rinvenuti sul portale della Cartografia Geologica della Regione Emilia-Romagna, ricavati da un sondaggio a carotaggio continuo e da alcuni saggi eseguiti con escavatore meccanico, realizzati in prossimità dell'edificio in oggetto.

Si specifica come, nonostante le esigue profondità raggiunte, la caratterizzazione operata sia sufficiente alla definizione del cosiddetto "volume significativo", inteso come il volume interessato dalla trasmissione dei carichi di opere di successivo intervento edificatorio, così come definito dalle raccomandazioni AGI 1975 inerenti la programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche nonché al punto "B3", lettera "B" del succitato D.M. 11/03/1988 e all'art. 7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018.

La presenza di orizzonti ghiaiosi in sub-superficie permette infatti di garantire una immediata dissipazione dei carichi indotti dalle strutture soprastanti.

In aggiunta a tali indagini si è provveduto alla realizzazione di indagini geofisiche mediante tecnica MASW, al fine di ottenere una stratigrafia interpretativa fino alla quota di oltre 30 metri dall'attuale piano campagna, al fine di caratterizzare il "sito" in accordo con quanto previsto dal D.P.C.M 3274 e dalle "Norme tecniche per le costruzioni" – DM. 17/01/2018.

Si sono inoltre realizzate due acquisizioni di microtremore a stazione singola HVSR (rumore ambientale, HVSR) al fine di valutare i valori di frequenza fondamentali f_0 per la stima degli effetti di amplificazione di sito.

Per una definizione a più ampia scala del comparto dal punto di vista sismico, in aggiunta ai dati geofisici sito specifici acquisiti, si sono utilizzati gli studi di micro-zonazione sismica di terzo livello disponibili per il territorio del Comune di Calestano.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO

L'Appennino Settentrionale risulta dalla sovrapposizione tettonica di due grandi insiemi, diversi per litologia, struttura ed origine paleogeografica: un Insieme Esterno Umbro-Toscano ed un insieme Interno Ligure-Emiliano.

L'insieme Esterno è costituito essenzialmente da uno zoccolo continentale appartenente alla Placca Apula su cui poggiano, anche se scollate e deformate, le successioni mesozoico-terziarie che ne rappresentano l'originale copertura sedimentaria.

L'Insieme Interno consta di una serie di unità tettoniche che, per la presenza di ofioliti (rocce ignee tipiche della litosfera oceanica) si sono invece originate in un oceano estendendosi eventualmente anche sulla parte più assottigliata dei margini continentali adiacenti. Queste unità hanno comunque abbandonato il loro substrato originario che è scomparso in subduzione, per sovrascorrere da ovest verso est (vergenza appenninica) sull'Insieme Esterno, che ha avuto ruolo di avanpaese, costituendo perciò una coltre alloctona.

L'insieme Interno comprende due domini detti rispettivamente Ligure Interno e Ligure Esterno (Liguridi), separati da un contatto tettonico lungo il quale il primo si accavalla sul secondo, poggiando per il resto anche sulla Falda Toscana con la sola interposizione dell'Unità di Canetolo. Pur essendo entrambe caratterizzati dalla presenza di ofioliti, queste assumono un differente significato. Mentre nelle Liguridi Interne hanno caratteristiche sicuramente oceaniche (le maggiori masse ofiolitiche si trovano ancora in posizione primaria alla base della successione sedimentaria) nelle Liguridi Esterne non si conoscono ofioliti che costituiscano sicuramente la base della successione, ma compaiono invece come masse scivolate in gran parte nel bacino di sedimentazione ligure del Cretacico superiore e pertanto intercalate in quei sedimenti. Tali depositi rimaneggiati sono un indizio della vicinanza di un rilievo oceanico tettonicamente attivo situato verosimilmente fra Ligure Interno ed Esterno. A questo rilievo ipotetico (Cretacico superiore) che avrebbe in qualche modo separato i due domini è stato dato il nome di "Ruga del Bracco".

Il Dominio Ligure Esterno comprende esclusivamente unità alloctone che hanno abbandonato il loro substrato originario e risultano abitualmente distinti nei *Complessi di base* di età per lo più compresa tra l'Albiano ed il Campaniano inferiore e delle formazioni torbiditiche a dominante calcarea conosciute come flysch ad elmintoidi (Campaniano-Paleocene). Questi nella sola fascia esterna sono seguite da altri flysch anch'essi calcarei, di età paleocenico-eocenica.

L'area oggetto di studio ricade nel Dominio Ligure Esterno ed in particolare nella zona più esterna chiamata anche "Emiliana" caratterizzata dalla comparsa di unità tettoniche (M. Caio, Solignano, M. Cassio, ecc.) in cui i clasti ofiolitici diventano una componente occasionale o sono addirittura assenti. Nei "Complessi di base" compaiono invece estese formazioni terrigene silicoclastiche, quali le Arenarie di Ostia, di Scabiazza, le Argille di San Siro, di provenienza continentale. Infine, mentre nella zona più interna (sempre del Dominio Ligure Esterno) la sedimentazione termina con il flysch ad elmintoidi alla fine del Maastrichtiano o all'inizio del Paleocene, nella Zona Emiliana la successione si completa con potentissimi flysch paleocenico-eocenici che, dopo essersi parzialmente sedimentati sul flysch ad elmintoidi, sono stati in buona parte scollati per costruire unità a se stanti (M. Sporno, Farini d'Olmo, Val Luretta, ecc.) (Figg.re 1 e 2 int.)

A partire dal Miocene superiore sul versante padano continua la compressione con la migrazione verso nord, nord-est del fronte di accavallamento appenninico, con la formazione di bacini fluvio-lacustri plio-pleistocenici. Le successioni sedimentarie di tutti questi bacini, sono

molto simili e costituite da depositi detritici. Esse cominciano sempre con peliti basali grigio-azzurre contenenti livelli ligniferi seguiti da sabbie e conglomerati, mostrando così una stessa tendenza evolutiva, da una fase francamente lacustre e/o palustre ad una di piana alluvionale intermontana.

Sul quaternario marino si verifica in questo modo (netta discordanza angolare) la deposizione dei sistemi deposizionali fluviali del Mindel, del Riss e del Wurm, cui succedono le alluvioni medie e recenti.

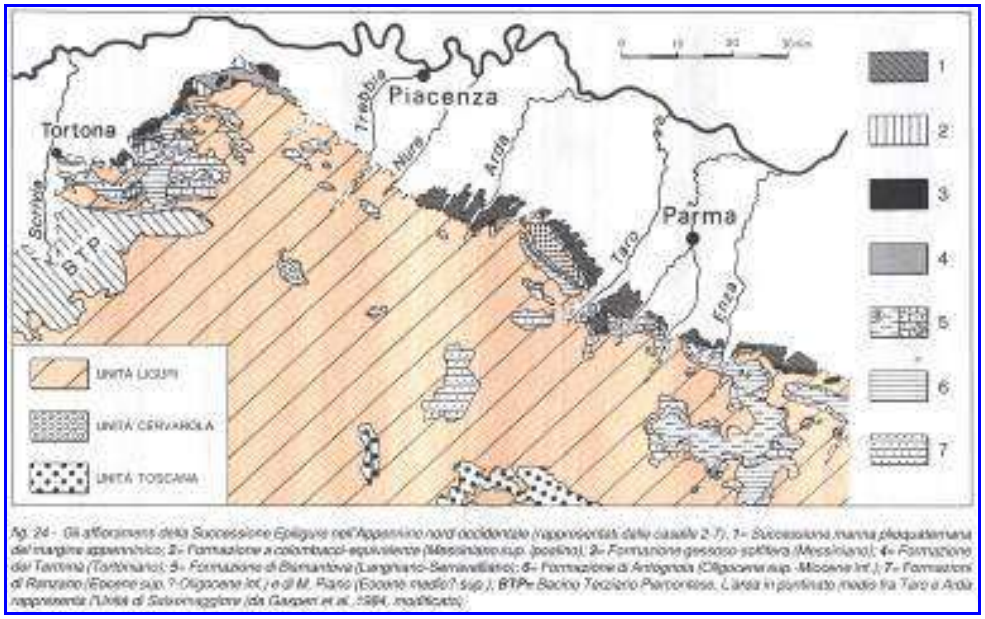


Fig. 24 - Gli affioramenti della Successione Epiligure nell'Appennino nord occidentale (rappresentata dalle casselle 2-7). 1= Successione marina pleistocenica del margine appenninico; 2= Formazione a colombacci-equivalente (Messiniano sup. (pestino)); 3= Formazione gessoso-solfifera (Messiniano); 4= Formazione del Tertona (Tortoniano); 5= Formazione di Bismantova (Langhiano-Serravalliano); 6= Formazione di Antognola (Oligocene sup.-Miocene inf.); 7= Formazioni di Ranzano (Eocene sup.?-Oligocene inf.) e di M. Piano (Eocene medio? sup.); BTP= Bacino Terziario Piemontese. L'area in puntinato (medio tra Taro e Arda) rappresenta l'Unità di Solomaggiore (da Gasperi et al., 1994, modificato).

Figura 1-int *- Rapporti tra Insieme Interno (o Dominio) Liguree la Successione Epiligure (G. Papani e L. Vernia)*

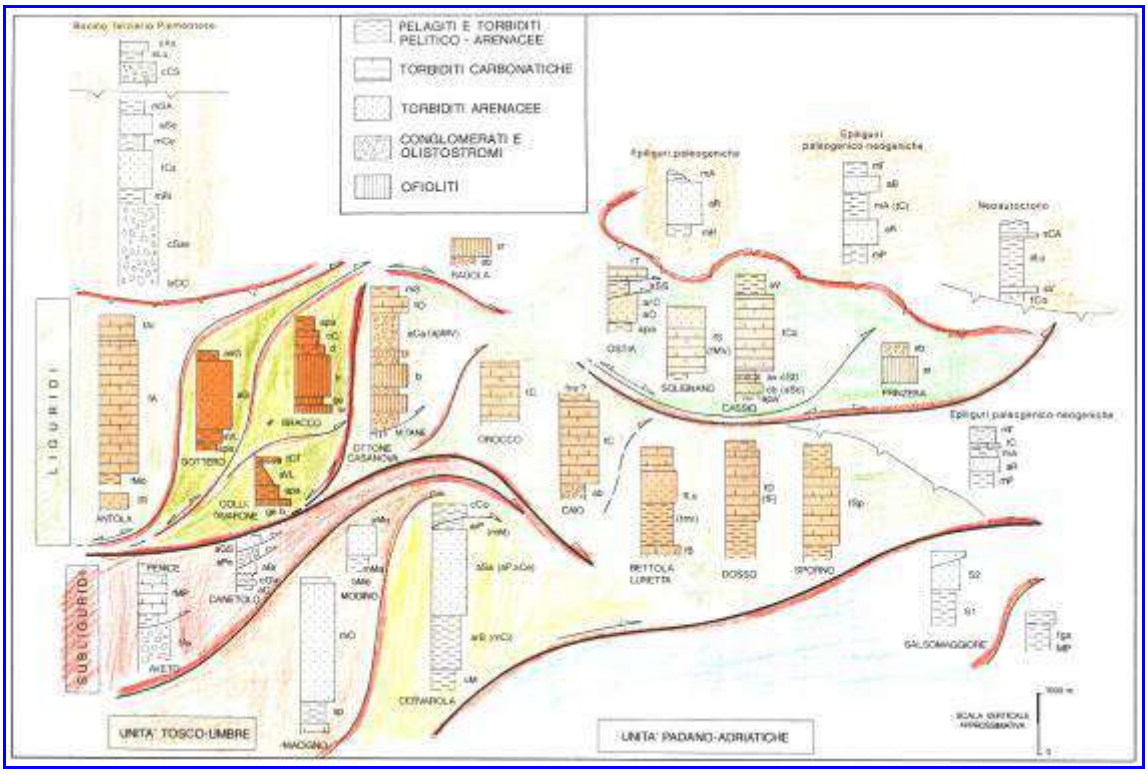


Figura 2-int *- Rappresentazione semplificata della litostratigrafia delle principali Unità presenti (P. Vescovi)*

Descrizione delle Formazioni nell'area di studio

(Sulla base delle Note Illustrative della Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna alla scala 1:10.000, Sezione 199140 Calestano).

SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO

Il Supersintema Emiliano-Romagnolo, affiorante con i suoi terreni più antichi sul margine appenninico padano è stato suddiviso in due unità principali, denominate come segue:

- Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, **AES**
- Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore, **AEI**

Queste due unità sono separate, in corrispondenza del margine appenninico, da una superficie di discontinuità, spesso con discordanza angolare ed erosione, testimonianza di una fase tettonica regionale databile alla fine del Pleistocene inferiore.

Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (**AES**)

Si tratta di un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide. L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio - Olocene.

spessore massimo di circa 100 m;

spessore minimo di circa 20 m

L'AES risulta suddivisibile in 5 Subsintemi, affioranti a quote progressivamente decrescenti lungo il margine appenninico; in ordine crescente di età:

- Subsintema di Ravenna – **AES8** (che comprende l'unità di Modena **AES8a**)
- Subsintema di Villa Verucchio - **AES7** (suddiviso nell'unità di Vignola -**AES7b** e di Niviano -**AES7a**)
- Subsintema di Agazzano - **AES3**
- Subsintema di Maiatico - **AES2** (suddiviso nell'unità di Fico Rosso - **AES2b** e di Miano - **AES2a**)
- Subsintema di Monterlinzana - **AES1**

La sedimentazione dell'AES prende inizio al termine di un evento minore, ancorchè regionale, di sollevamento delle strutture compressive appenniniche, registrato in affioramento da una superficie di discontinuità erosiva. Tale superficie, riconoscibile anche nei profili sismici, risulta particolarmente evidente in corrispondenza dei principali fronti strutturali sepolti (DI DIO *et alii*, 1997a,b).

Subsistema di Ravenna (AES8)

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk (C). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m. (Pleistocene sup. – Olocene)

AES8a - Unità di Modena

Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o piu' antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intra Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m.

(Età post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica).)

SUCCESSIONE EPILIGURE

FYS3 – Flysch di Monte Sporno – membro di Calestano

Marne e marne argillose grigie a frattura da concoide a poliedrica e marne siltose fogliettate, grigio scuro-verdastre, in strati spessi e molto spessi, intercalate a set di strati sottili e medi di areniti medie grigio-nocciola e peliti brune. Alla base degli strati marnosi sono talora presenti calcari e calcari marnosi color crema, in strati medi laminati ben stratificati. Rari livelli marnosi rosati verso il tetto del membro. Contatto graduale con FYS2. Potenza stimata 350 m circa.

(Luteziano)

FYS2 – Flysch di Monte Sporno – membro di Armorano

Calcari marnosi e calcari chiari in strati da medi a molto spessi, a base spesso calcarenitica grigio-verde, e marne e marne argillose grigio-nocciola in sequenze plurimetriche, alternati ad arenti e peliti marnose grigio scure in strati sottili e medi. Sono presenti alcuni livelli marnosi rosati. I calcari presentano talora livelli o liste di selce bruna, come pure base biocalcarenitica grigio-verde, con lamine parallele e ripples, localmente biocalciruditica con numerosi macroforaminiferi (Nummuliti e Orbitoididi). Localmente presente una facies caotica spessa poche decine di metri, costituita da argille scagliettate grigie e rossastre, inglobanti caoticamente lembi di calcare fine, chiaro, ed arenarie fini e medie, nocciola. Spessore parziale massimo 1200 m.

(Ypresiano - Luteziano)

4. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

L'area in oggetto di studio si trova ad un'altezza di circa 400 metri s.l.me risulta inserita in un contesto pianeggiante tipico dei terrazzi alluvionali dei torrenti appenninici, in cui i vari ordini di terrazzi quaternari, separati tra loro da gradini morfologici, si raccordano, con le blande pendenze che li caratterizzano (1°-2°), con l'alveo dei sistemi torrentizi attuali. Nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, **assolutamente stabile e con bassissima predisposizione al dissesto** (Tavola I, II e XIV).

Al contorno dell'area, l'idrografia di superficie è caratterizzata dal Rio Moneglie, che scorre ad una distanza di circa 40 m verso nord-est, e dal Torrente Baganza, posto ad una distanza di circa 300 m verso nord-ovest e che scorre nel tratto d'interesse con direzione verso nord-est.

Nella definizione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni 2019 (Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010 – Secondo Ciclo) – l'area oggetto di studio ricade all'interno dello **scenario di pericolosità di esondazione bassa,** con alluvioni di scarsa probabilità o scenari di eventi estremi, e **classe di rischio media (R2)** (Tavole VI e VI bis).

Nel corso delle indagini effettuate non si è osservata la presenza di un sistema di circolazione idrica al di sotto del piano campagna. Tuttavia, come verificato nel corso di indagini realizzate in analoghi contesti stratigrafici, è possibile l'instaurarsi di altri sistemi di circolazione sub-superficiale, attestati nei livelli a maggior granulometria. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essicazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). **Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili.**

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente (Carta Geologica Regione Emilia-Romagna scala 1:10.000 Sezione 200 130 Tavola IV bis), si colloca in corrispondenza dei depositi alluvionali intravallivi **AES8a – Unità di Modena,** costituiti in prevalenza da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argilloso discontinua. Questi depositi alluvionali ricoprono il substrato roccioso del **Flysch di Monte Sporno – Membro di Calestano – FYS3**, composto da alternanze di arenarie cementate, calcareniti e calcilutiti con livelli pelitici. Questi depositi sono cartografati come **detrito di falda dt** all'interno della Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 85 Parma (Tavola IV).

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche SCPT – Allegato 1)

Le caratteristiche geolitologiche dei terreni di fondazione sono state investigate mediante la realizzazione di prove penetrometriche. La presenza di uno strato superficiale molto compatto e di orizzonti ghiaiosi pochi metri al di sotto del piano campagna ha di fatto obbligato alla realizzazione di indagini di tipo dinamico, non essendo possibile l'ancoraggio dell'attrezzatura per le prove penetrometriche di tipo statico.

Sono state realizzate complessivamente due prove penetrometriche di tipo dinamico andate a rifiuto ad una scarsa profondità, ma in linea con il contesto stratigrafico ipotizzabile nel contesto indagato.

Per le indagini si è utilizzato un penetrometro tipo TG 73/100-200 avente le seguenti caratteristiche: massa maglio di 73 kg, altezza di caduta pari a 75 cm, area punta di 20,43 cmq, peso aste pari a 7,13 kg/me penetrazione standard di 30 cm. L'indagine consiste nell'infiggere nel terreno una serie di aste con punta conica. Il sistema di infissione è costituito da un maglio che batte sulle aste, il dato rilevato è il numero di colpi (numero di volte) che occorre per abbassare il sistema aste/punta di 30 cm nel terreno. Si ottengono così diagrammi che discretizzano il sottosuolo in livelli di 30 cm per l'intera profondità di indagine.

Le caratteristiche del terreno sono state ricavate dalla comparazione dei risultati ottenuti nella presente campagna di indagini ed al compendio con le risultanze di precedenti campagne geognostiche ed informazioni bibliografiche rinvenute sul portale della Cartografia Geologica della Regione Emilia-Romagna (Figure 4 int e 5 int). I risultati delle singole prove sono riportati nell'Allegato 1.

Come anzi detto l'ampiezza dell'indagine, nonostante le scarse profondità raggiunte, risulta essere in accordo con le "Raccomandazioni AGI 1977", nonché al punto "B3", lettera "B" del sopraccitato DM 11.03.88, che prevedono di spingersi nella caratterizzazione dei terreni, fino al limite della porzione di sottosuolo interessato direttamente ed in direttamente dalla costruzione del manufatto ("volume significativo"). In questo caso, infatti, la completa dissipazione dei carichi è ipotizzabile entro i primi metri grazie alla presenza di un orizzonte ghiaioso particolarmente competente.

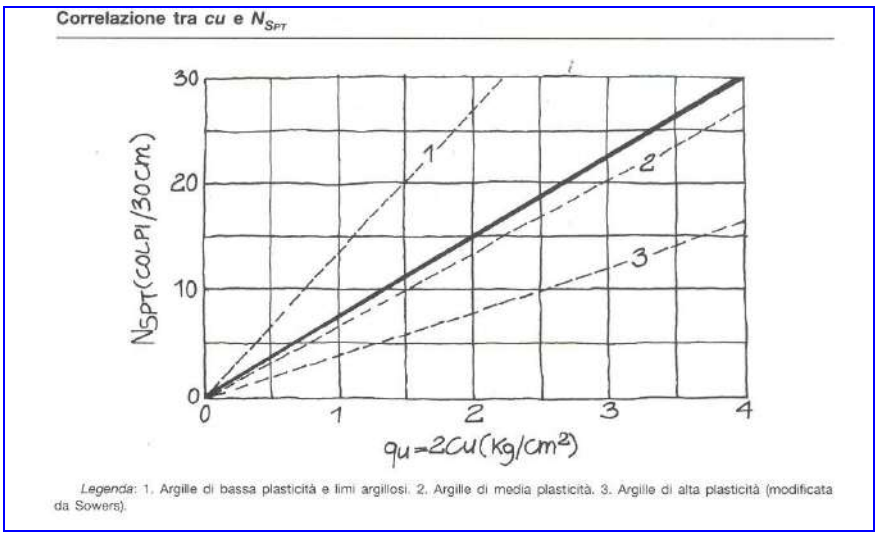


Figura -3 int *Correlazioni tra cu ed Nspt*

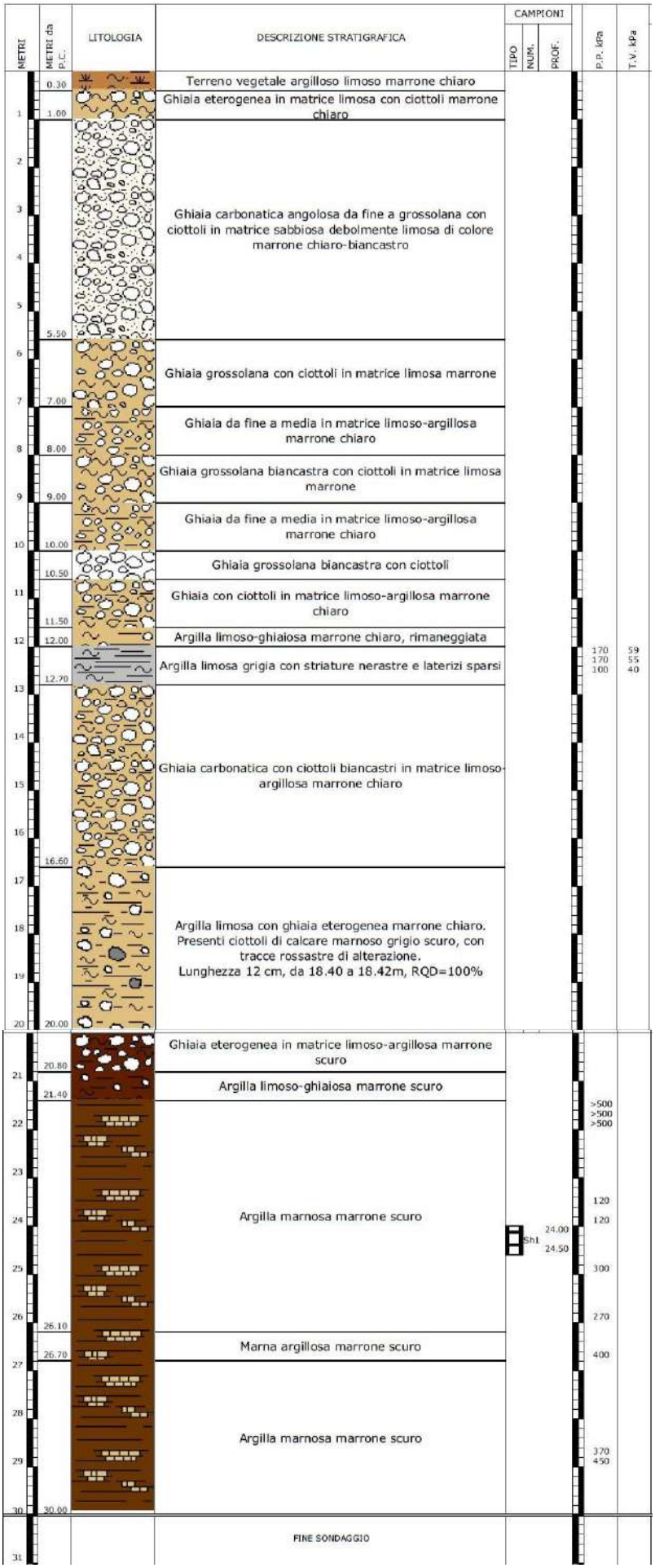


Figura 4 int *Sondaggio a carotaggio continuo realizzato in prossimità dell'area di studio.*

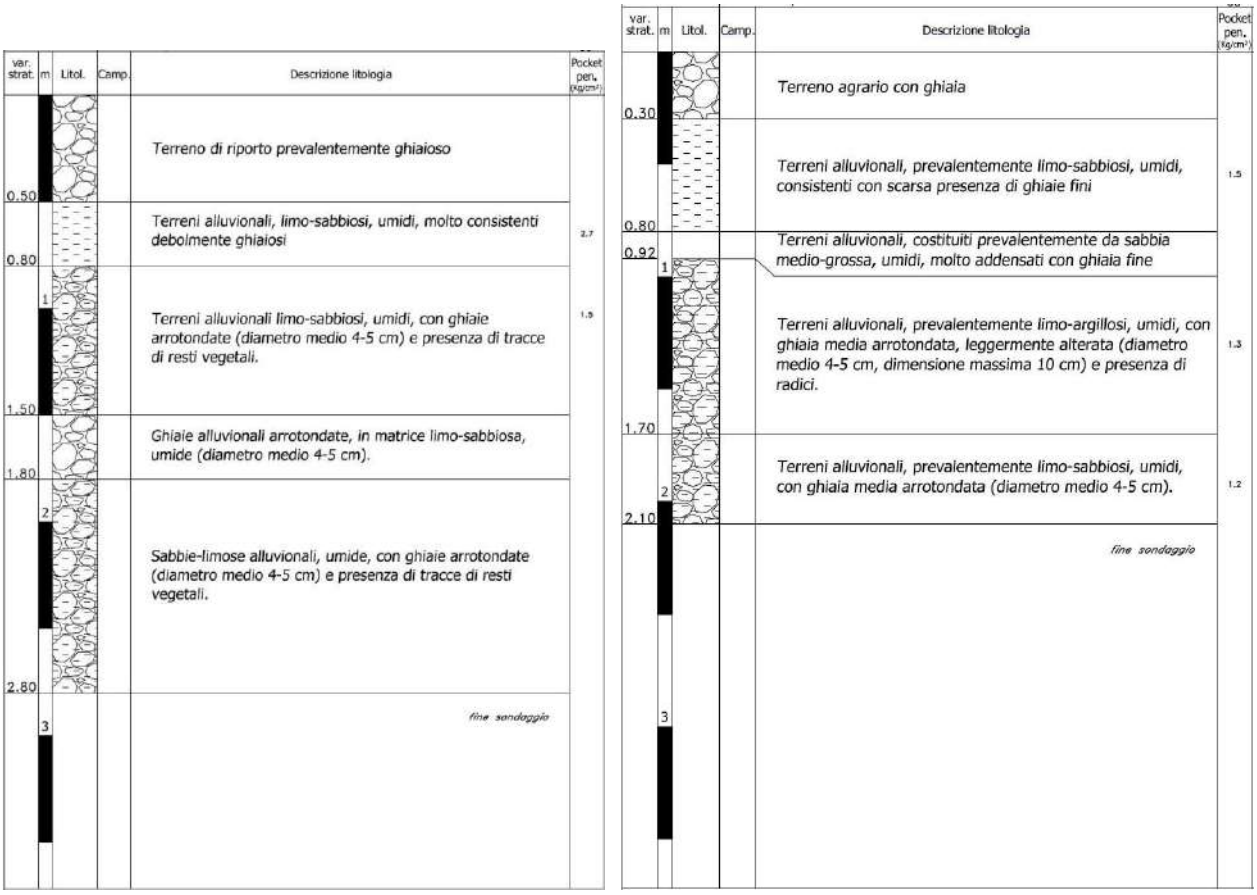


Figura 5-int *Stratigrafie ricavate da saggi con escavatore realizzati in prossimità dell'area di studio.*

6. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI

Dall'analisi dei dati delle prove penetrometriche ed in accordo con le informazioni bibliografiche presenti al contorno, è stato possibile ricostruire il modello geomeccanico e litostratimetrico della porzione di sottosuolo di interesse.

Il sottosuolo è stato suddiviso in 2 intervalli, oltre alla coltre di alterazione superficiale (suoli e terreni rimaneggiati), distinti essenzialmente sulla base dei differenti valori di resistenza meccanica riscontrati (Tabella 1-int).

I parametri geomeccanici riportati per ciascun intervallo, riassumono le principali caratteristiche geotecniche dei terreni e rappresentano la determinazione del loro valore caratteristico come stima cautelativa e ragionata del loro valore per lo stato limite ultimo (SLU) operata sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove in sito e delle misure effettuate (ai sensi dell'art. 6.2.2 del N.T.C. – D.M. 17/01/2018).

In particolare sono stati determinati:

- γ: peso dell'unità di volume del terreno (in sito);
- γ_{SAT}: peso dell'unità di volume del terreno (saturo);
- γ': peso dell'unità di volume del terreno (alleggerito dalla spinta idrostatica);
- **Cu**: coesione non drenata nel caso di terreni a comportamento coesivo;
- **Φ':** angolo di attrito efficace nel caso di terreni a comportamento granulare;
- **E**: modulo di deformazione edometrico (stimato da Mitchell e Gardner, 1975).

Il **primo (A)** intervallo considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è caratterizzato da depositi limoso sabbiosi, a comportamento prevalentemente coesivo e con medio-buoni valori di resistenza meccanica. I valori di NSPT riscontrati nelle prove penetrometriche sono compresi tra i 10 ed i 23 colpi, che corrispondono a valori di resistenza alla punta compresi tra i 60 ed i 130 Kg/cm^2.

(da -0,30 m a -1,20 m al di sotto del piano campagna)

Natura coesiva

- γ: 1.75 t/m^3 = 17.16 kN/m^3;
- γ_{SAT}: 1.85 t/ m^3 = 18.14 kN/m^3;
- γ': 0.85 t/m^3 = 8.34kN/m^3;
- **Cu**: 0.80 kg/cm^2 = 78.45 kPa;
- **E**: 80 kg/cm^2 = 7.85 MPa;

Il **secondo (B)** intervallo considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è stato posto al passaggio a depositi ghiaiosi in matrice sabbioso limosa, che presentano un comportamento prevalentemente granulare e ottimi valori di resistenza meccanica. I valori di NSPT riscontrati nelle prove penetrometriche sono compresi tra i 53 ed i 100 colpi, che corrispondono a valori di resistenza alla punta >300 Kg/cm^2.

La comparsa di questo orizzonte ha portato ben presto all'interruzione per rifiuto strumentale di entrambe le prove penetrometriche.

(dalla fine dell'orizzonte A fino all'interruzione delle prove)

Natura granulare

- γ: 1.80 t/m^3 = 17.65 kN/m^3;
- γ_{SAT}: 1.90 t/ m^3 = 18.63 kN/m^3;
- γ': 0.90 t/m^3 = 8.83kN/m^3;
- **Φ'**: 35°;
- **E**: >150 kg/cm^2 = >14.71 MPa;

Intervallo	Z_{min} (m)	Z_{max} (m)	γ (t/m³)	γ_{SAT}(t/m³)	γ'(t/m³)	Cu (kg/cm2)	Φ'	E (kg/cm²)
			γ(kN/m³)	γ_{SAT}(kN/m³)	γ(kN/m³)	Cu (kPa)		E (MPa)
Suoli	0.00	-0.30	---		---	---	---	---
A	-0.30	-1.20	1.75	1.85	0.85	0.80	---	80
			17.16	*18.14*	*8.34*	*78.45*		*7.85*
B	-1.20	-1.80	1.80	1.90	0.90	---	35°	>150
			17.65	*18.63*	*8.83*	---		*>14.71*

Tabella 1-int *Intervalli litologicamente e geomeccanicamente uniformi individuati*

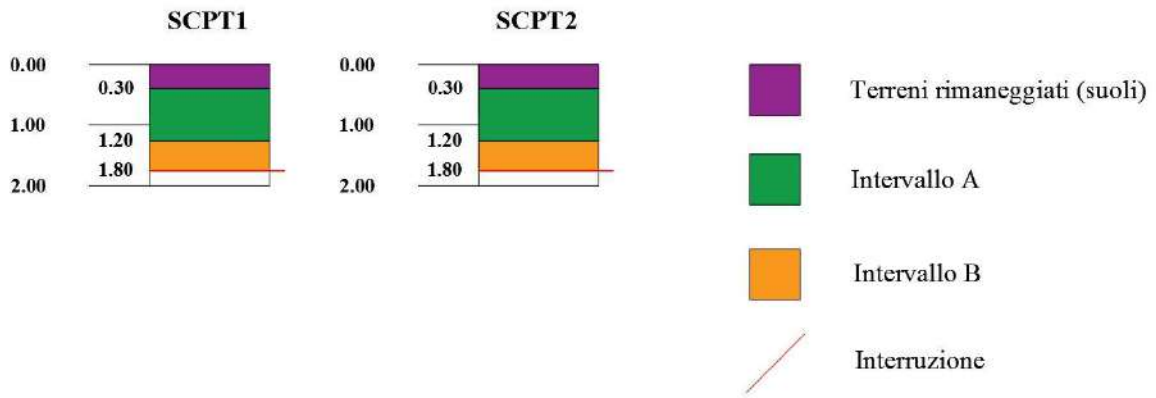


Figura 6 int *– Modello litostratimetrico locale.*

PARTE II – STUDIO SISMICO

7. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' DI BASE E DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO

[tratto da Studio di Microzonazione sismica (primo e secondo livello di approfondimento) Gennaio 2015 – aggiornato e parzialmente modificato]

Zonizzazione sismogenetica

Gli studi sulla pericolosità sismica, promossi dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.), hanno portato alla definizione di una nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano, denominata "ZS9" (Figura 7 int.), a cura del gruppo di lavoro coordinato da C. Meletti e G. Valensise, 2004, che prevede una suddivisione in 36 zone, i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche, geologico –strutturali e/o di differenti caratteristiche della sismicità (distribuzione spaziale, frequenza degli eventi, massima magnitudo rilasciata, ecc.). Essa risulta estremamente importante per gli studi pianificazione territoriale ed, in particolare, nelle valutazioni di pericolosità sismica.

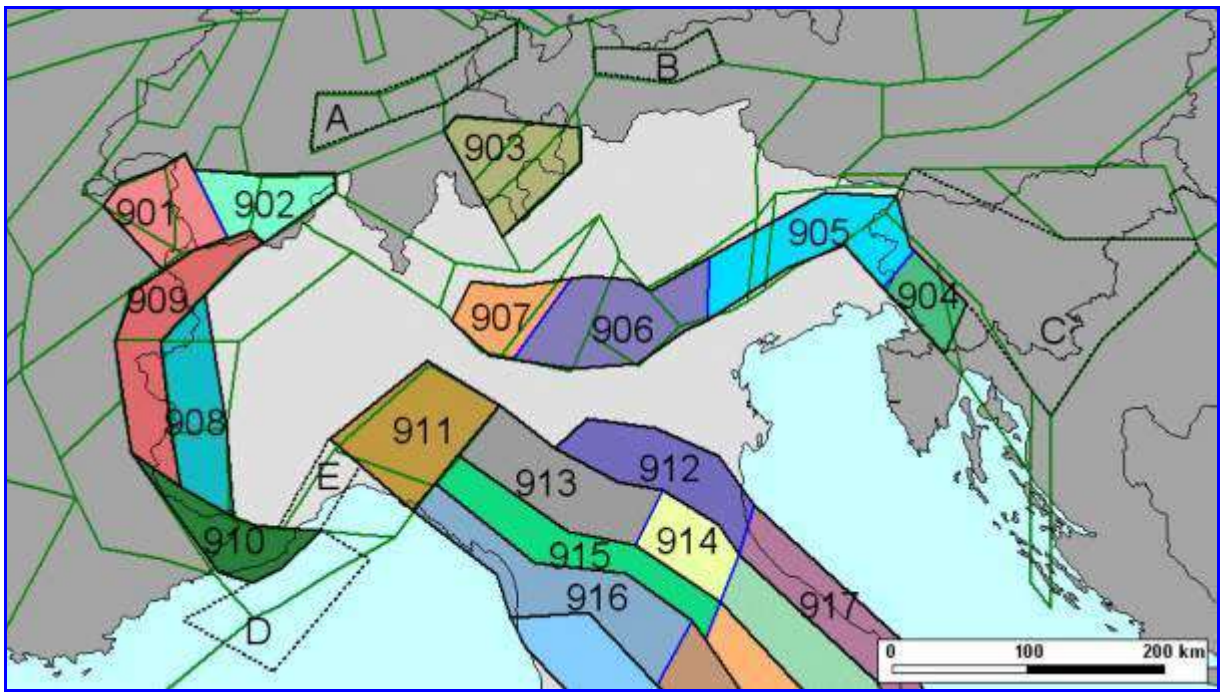


Figura 7 int – *Stralcio della zonizzazione sismogenetica ZS9*

Più specificatamente, il territorio di studio ricade nella zona sismogenetica "913" denominata "Appennino Emiliano".

La Zona 913 è caratterizzata da terremoti di magnitudo medio – bassa, originati da movimenti prevalentemente compressivi in direzione NW con meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture sepolte attive. Il maggior numero di terremoti che si verificano in questa zona presenta il proprio ipocentro a profondità comprese tra 12 e 20 km ed i valori di magnitudo massima previsti, sulla base dei meccanismi focali, sono pari a M_{wmax} = 5,91. A corredo degli studi di zonizzazione sono stati raccolti ed analizzati quasi 2.500 terremoti, spalmati sugli ultimi 1000 anni, limitatamente agli eventi contraddistinti da intensità epicentrale pari ad almeno il V-VI della scala MCS.

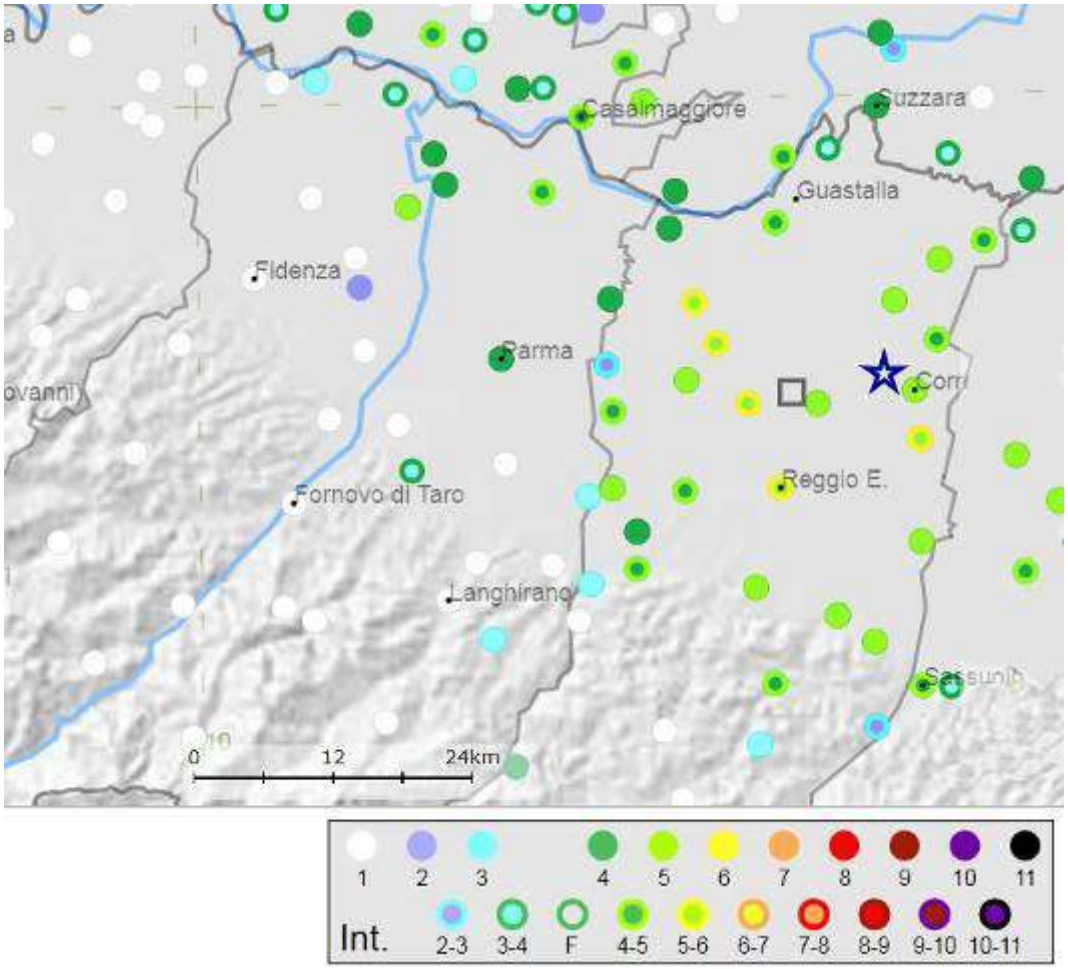


***Figura 8 int** – Principali terremoti in Emilia -Romagna dall'anno 1.000 d.c. al 1990 con indicazione della magnitudo*

Sismicità del territorio

Nella valutazione della pericolosità sismica di una determinata area occorre, in primo luogo, definire la pericolosità di base attraverso una corretta analisi della sismicità evidenziando, sia la distribuzione spaziotemporale degli eventi, sia le caratteristiche di intensità degli stessi, seguita da una valutazione della pericolosità locale determinata dagli aspetti geologico-morfologici del territorio.

L'appennino nord – occidentale è caratterizzato da una sismicità da moderata a media, che si manifesta principalmente lungo le zone di accavallamento frontale del margine appenninico e secondo una fascia con direttrice appenninica che, dalla zona di Varzi, si estende quasi con continuità sino a Borgo Val di Taro e alla Lunigiana, proseguendo poi verso strutture del *graben* della Garfagnana. Allineamenti di terremoti si trovano anche lungo lineamenti trasversali alle due fasce longitudinali e sembrano quasi collegarle; particolarmente evidente è la distribuzione di sismi lungo la Val Parma e la Val Taro.

La storia sismica comunale è stata dedotta da DBMI15 la versione 2021 del Database Macrosismico Italiano (a cura di M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative al Comune di Calestano.

Essa è riassunta nella Tabella 2, dove sono stati elencati gli eventi di maggior intensità al sito (Is>III grado della scala MCS), indicando, per ciascuno di essi, oltre alla stessa intensità al sito: l'anno, il mese, il giorno, l'ora e il minuto in cui si è verificato, la denominazione dell'area dei maggiori effetti (Area Epicentrale), l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io) e la magnitudo momento (Mw).

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
6-7	1920	09	07	05	55	40	Garfagnana	750	10	6.53
6	1898	03	04	21	05		Parmense	313	7-8	5.37
6	1971	07	15	01	33	23	Parmense	228	8	5.51
6	1983	11	09	16	29	52	Parmense	850	6-7	5.04
5	1913	11	25	20	55		Appennino parmense	73	4-5	4.65
5	2008	12	23	15	24	2	Parmense	291	6-7	5.36
4-5	1886	10	15	02	20		Collecchio	44	6	4.70
4-5	1995	10	10	06	54	2	Lunigiana	341	7	4.82
4	1986	10	01	19	53	3	Lunigiana	68	5	4.46
4	1987	02	10	21	20	1	Lunigiana	54	5	4.09
3-4	1893	10	20	20	15		Appennino parmense	25	4-5	4.04
3-4	1989	10	03	09	41	3	Appennino parmense	91	4	4.04
3-4	1995	12	31	21	29	0	Appennino reggiano	96	4-5	4.51
2	1967	04	03	16	36	18	Reggiano	45	5	4.44
NF	1895	05	12	20	29		Reggiano	13	4-5	3.98
NF	1906	08	25	03	11		Parmense	31	5	4.25
NF	1919	06	29	15	06	13	Mugello	565	10	6.38
NF	1957	10	25	23	02	05	Appennino reggiano	79	5-6	4.27
NF	1969	06	24	13	25	18	Parmense	15	5	4.21
NF	1995	03	03	16	16	4	Lunigiana	43	5	4.20
NF	2000	06	18	07	42	0	Pianura emiliana	304	5-6	4.40
NF	2002	06	18	22	23	0	Frignano	186	4	4.30

***Tabella 2 int** – Massimi eventi sismici verificatisi nel comune di Calestano reperiti dall'Archivio DBMI15*

Dalla lettura di tabella si evidenzia che il massimo evento sismico censito e osservato nel territorio del Comune di Calestano si è verificato il 07 settembre 1920 con un'intensità al sito del VI-VII grado della scala MCS e con epicentro in Garfagnana.

Nei cataloghi sismologici esaminati nel presente studio non sono stati individuati terremoti aventi epicentro nel Comune di Calestano, ma il terremoto che ha avuto maggiori effetti nel settore appenninico in esame è certamente l'evento appena citato della Garfagnana.

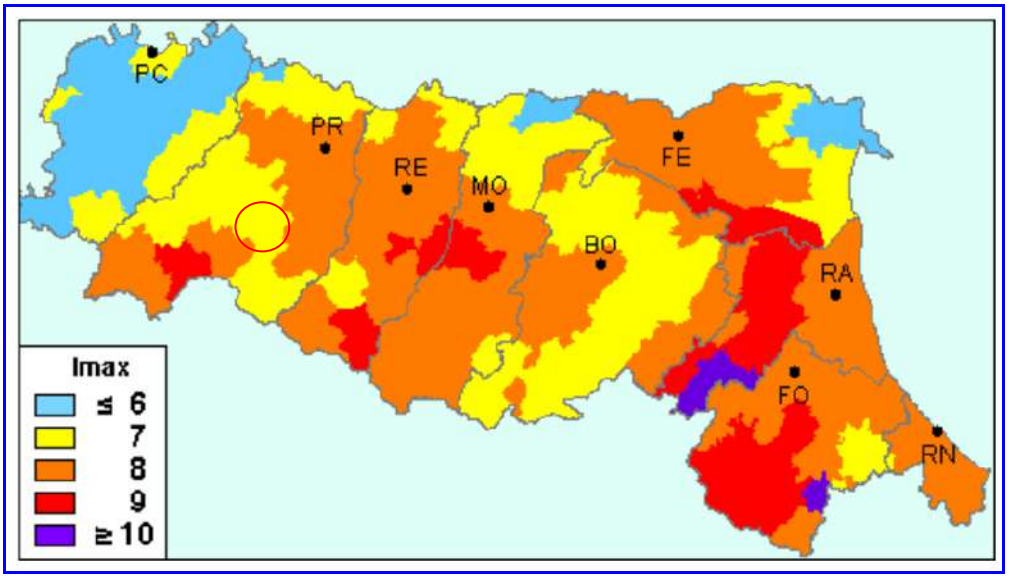


***Figura 9 int** – Carta della massima intensità macrosismica osservata nei comuni dell'Emilia Romagna*

Classificazione sismica comunale

La classificazione sismica dei comuni su tutto il territorio nazionale è stata stabilita dall'All. 1, punto 3 dell'OPCM 3274/2003, utilizzando e aggiornando la precedente proposta nel 1998. La suddivisione è articolata in 4 zone: le prime 3 corrispondono alle zone di sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6), contemplati nella Legge 64/74, mentre la zona 4 è di nuova introduzione. Ciascuna zona è contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, eliminando di fatto la presenza di aree del territorio classificate come non sismiche. In questo modo ad ogni area del territorio nazionale è stato attribuito un differente livello di pericolosità sismica.

Zona sismica	*Descrizione*	*accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni* [a_g]	*accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche)* [a_g]	*numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)*
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25$ g	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g	2.225
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g	2.810
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g	2.185

La classificazione vigente identifica il **Comune di Sala Baganza** in **zona 3** (Fig. 10), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, compresi tra 0,05*g e 0,15*g (dove g è l'accelerazione di gravità).

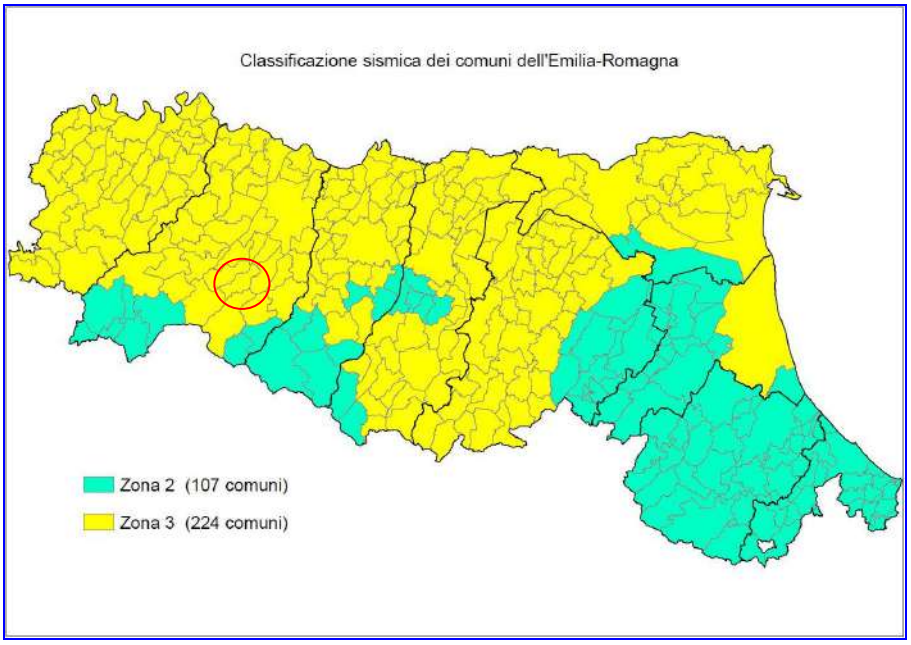


***Figura 10 int** – Nuova classificazione sismica regionale dei Comuni dell'Emilia Romagna*

L'elaborazione dei parametri della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale redatta da INGV (2004) e riportata nell'OPCM 3519 del 28/04/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle

medesime zone", identifica, per la fascia territoriale in oggetto, valori di accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresi tra 0,150 g e 0,175 g (ricavato dalle mappe interattive di pericolosità sismica dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia – INGV. Figura 11 int.).

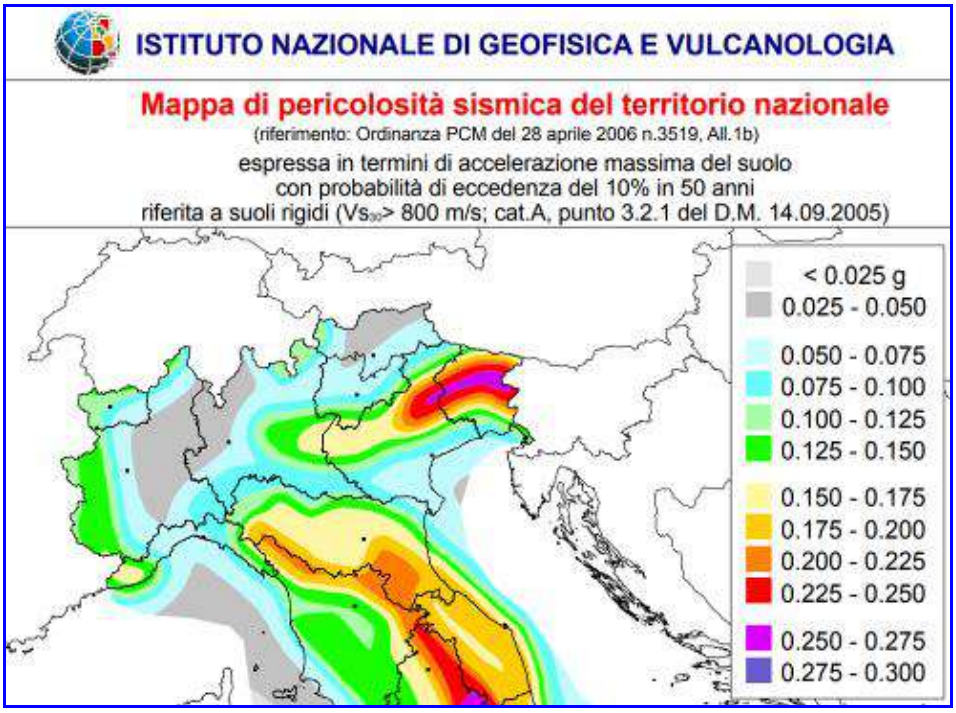


Figura 11 int – *Mappa di pericolosità sismica ricavata dal sito dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia*

8. AZIONE SISMICA

Premessa

L'attuale filosofia di progettazione prestazionale richiede l'analisi della risposta di un sistema a più terremoti di diversa intensità; il sistema deve soddisfare requisiti minimi di sicurezza rispetto agli stati limite di funzionalità e collasso, per ciascuno degli eventi considerati. Generalmente si prescrive una duplice verifica, con riferimento a due peculiari eventi sismici, differenti tra loro per "probabilità di occorrenza":

- un terremoto "probabile" (L_1), caratterizzato da un'intensità che ha una probabilità di eccedenza (P1) in un arco temporale (Ts) correlato alla durata del sistema in esame;
- un terremoto "severo" e "poco probabile" (L_2), caratterizzato da una intensità che, nello stesso periodo di riferimento (Ts), ha una probabilità di eccedenza (P2) più bassa.

Tipicamente il terremoto di riferimento L_1 è definito come l'evento che ha una probabilità di eccedenza del 50 % durante la vita nominale del sistema, mentre quello di livello L_2 corrisponde ad una probabilità di eccedenza del 10 %.

Nell'ambito della progettazione devono essere chiaramente definite, per l'opera in esame, le prestazioni che devono essere soddisfatte, come grado di danno ammissibile per i differenti terremoti di progetto. I tre gradi di danno individuabili in relazione ai terremoti di differente livello (L1 ed L2) concorrono nel definire tre classi di prestazione.

Parametri di riferimento rigido orizzontale

Al fine di poter definire le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, deve essere valutata la **"pericolosità sismica di base"** del sito di costruzione.

Questa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $\mathbf{a_g}$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A – si veda paragrafo successivo), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $\mathbf{S_e(T)}$.

Ai fini dell'applicazione del D.M. 17/01/2018, sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV, sono stati definiti, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), i valori dei parametri di sito necessari per determinare le forme spettrali di progetto.

Tali parametri sono:

- $\mathbf{a_g}$ accelerazione orizzontale massima sul sito;
- $\mathbf{F_O}$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $\mathbf{T_C^*}$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essi dipendono da:

- **LON** longitudine del sito oggetto di studio;
- **LAT** latitudine del sito oggetto di studio;
- $\mathbf{V_R}$ **periodo di riferimento:** definisce un intervallo temporale al quale devono essere rapportate le azioni sismiche su ciascuna costruzione.
  $\mathbf{V_R = V_N \times C_U}$;
- $\mathbf{V_N}$ **vita nominale** dell'opera in progetto, cioè numero di anni nel corso dei quali l'opera deve poter essere usata per lo scopo per la quale è destinata, essendo soggetta alla ordinaria manutenzione

- **C_U** **coefficiente d'uso** è definito al variare della classe d'uso dell'opera che a sua volta suddivide le costruzioni in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dell'opera

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

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

*Vita nominale **V_N** per diversi tipi di opere (D.M. 17/01/2018 – Tabella 2.4.I)*

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in *Classe d'uso III* o in *Classe d'uso IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in *Classe d'uso IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Classi di costruzioni secondo il D.M. 17/01/2018

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

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

*Valori del coefficiente d'uso **C_U** (D.M. 17/01/2018 – Tabella 2.4.II)*

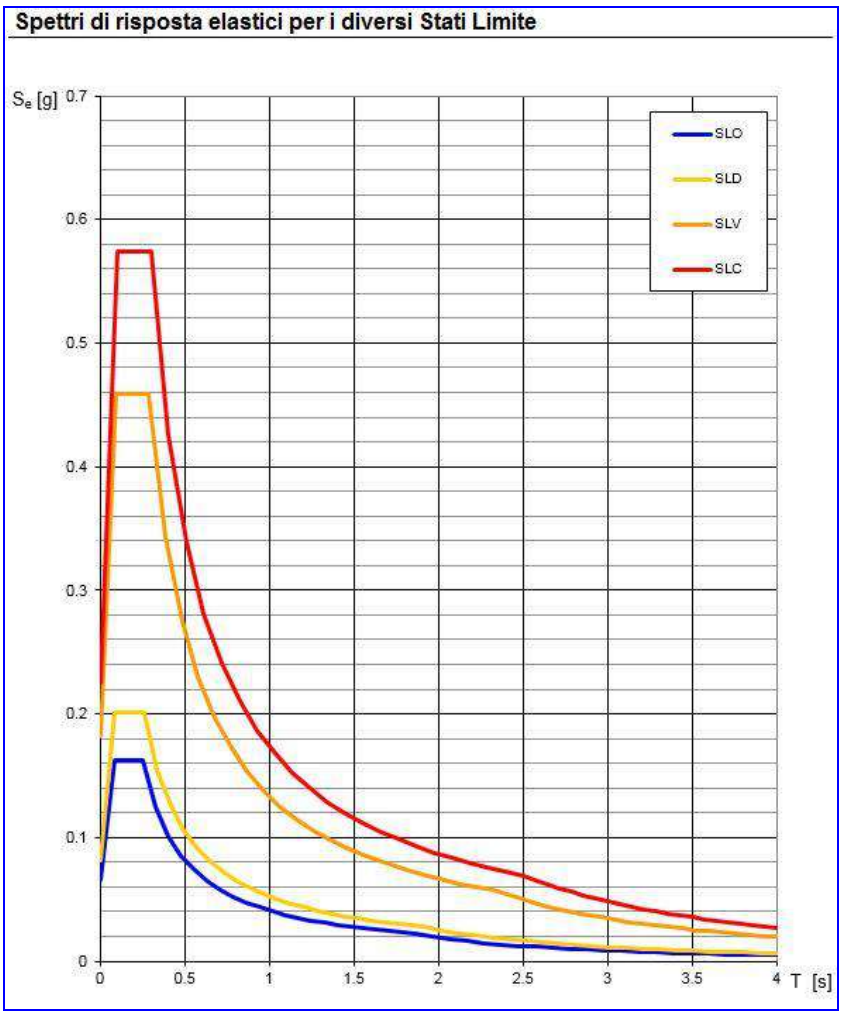
Sulla base dei valori di progetto e dei siti di riferimento, sono di seguito riportati i parametri di sito da considerare al fine della determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto:

LON	10,124248°
LAT	44,602340°
V_N	50 anni
Classe	III
C_U	1.5

STATO LIMITE	**T_R** (anni)	**a_g** (g)	**F_O**	**T_c^*** (s)
SLO	45	0,065	2,469	0,253
SLD	75	0,081	2,480	0,262
SLV	712	0,181	2,521	0,291
SLC	1462	0,225	2,544	0,302

Stati Limite		P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.I)



Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite (elaborazioni effettuate con "Spettri NTC-18" ver. 1.03)

Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO –

Si denomina "risposta sismica locale" l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "superficie" il "piano di riferimento" per le diverse tipologie strutturali:

- per fondazioni superficiali questo coincide con il piano di imposta delle stesse ;
- per 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.

Le modifiche del moto sismico prodotte dalle condizioni locali sono complessivamente indicate come effetti di sito. In relazione alle tipologie di indagine condotte ed ai dati geotecnici disponibili verranno utilizzati metodi di studio basati sulla definizione di categorie di sottosuolo (in accordo con quanto proposto dall'Eurocodice 8 – EC8).

Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo

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.

Categorie di sottosuolo (D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.II)

Il parametro meccanico di base per la classificazione di un sito è $Vs_{,eq}$ calcolato secondo la seguente espressione:

$$V_{S,eq} = H / (\sum_{i...N} (h_i / V_{S,i}))$$

Dove:

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 e terreno molto rigido, caratterizzato da V_S non inferiore a 800 m/s. La profondità H del substrato è calcolata a partire dal piano di imposta per le fondazioni superficiali, dalla testa dei pali per le fondazioni profonde e a partire dalla testa dell'opera per le opere di sostegno.

$V_{S,eq} = V_{S,30}$ quando la profondità del substrato sia superiore a 30 metri.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

h_i e V_i indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Per la classificazione del sito in oggetto si è definito il parametro meccanico di base definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, $Vs_{,eq}$ realizzando indagini geofisiche in sito mediante la tecnica "MASW" brevemente descritta nel successivo paragrafo.

Essendo il substrato in posto superiore ai 30 metri è possibile utilizzare il parametro $V_{S,30}$ individuato dalle prove MASW.

Le elaborazioni effettuate hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo "C" (si veda oltre).

Condizioni topografiche

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono prescritte specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse: e tabella.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Categorie topografiche (D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.IV)

Categorie topografiche riferite a geometrie prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore ai 30 metri

STATO LIMITE		Ss	Cc	St	k_h	k_v	Amax [m/s²]	β
SLE	SLO	1,500	1.650	1,000	0,020	0,010	0.961	0.200
	SLD	1,500	1.630	1,000	0,024	0,012	1.185	0.200
SLU	SLV	1,430	1.580	1,000	0,062	0,031	2.539	0.240
	SLC	1,360	1.560	1,000	0,086	0,043	2.995	0.280

INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA "MASW"

Caratteristiche generali dell'indagine

L'indagine effettuata è stata condotta con l'ausilio della tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), alla luce degli spazi e della logistica operativa riscontrata in cantiere, nonché tenendo conto delle finalità dell'indagine e del grado di dettaglio auspicabile dai risultati.

La tecnica Masw permette di realizzare una modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di superficie (di *Rayleigh* e di *Love*), attraverso una dettagliata ricostruzione della distribuzione delle onde S nel sottosuolo, realizzata mediante modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde superficiali, registrate da opportuno sismografo, con l'ausilio di geofoni di superficie a bassa frequenze ed indotte mediante energizzazione con fonte artificiale (massa battente).

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (Vs), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1) acquisizione dei dati sperimentali;
2) estrazione della curva di dispersione;
3) inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D), che descrive la variazione di Vs con la profondità.

Strumentazione impiegata

Per l'indagine effettuata si è acquisito i dati con un tromografo digitale *Moho* S.r.L modello "*Tromino ENGY BLU*", che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra leggeri e ultra compatti in alta risoluzione. Lo strumento racchiude al suo interno 3 terne (2 di velocimetri e l'altra di accelerometri) di sensori ortogonali tra loro e con possibilità di campionamento nell'intervallo di frequenze compreso tra 0.1 e 1024 Hz. Attraverso l'uso di un trigger radio wireless, con cui si registrano e regolano i tempi di energizzazione, questo strumento permette di eseguire prove di *sismica attiva* come la prova MASW.

La linea di acquisizione si è sviluppata su una lunghezza di 27 metri su cui si sono eseguite energizzazioni ogni 3 metri di distanza fino al raggiungimento di 9 energizzazioni.

In questo caso la registrazione è stata effettuata con una frequenza di campionamento di 512 Hz.

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software per prove MASW "Grilla" della Moho S.r.l.

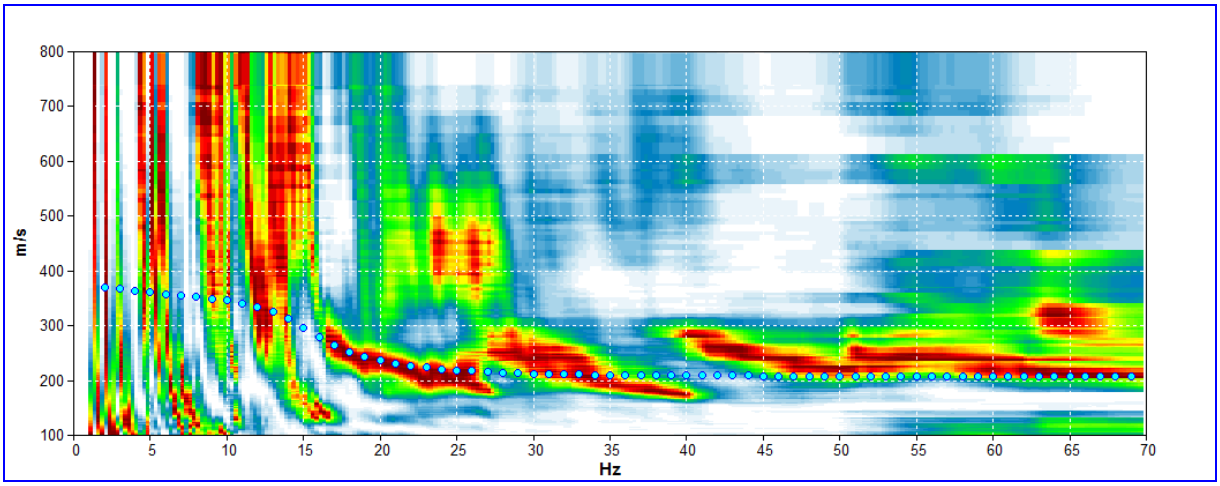


Figura 12 int – *Velocità di fase/frequenza.*

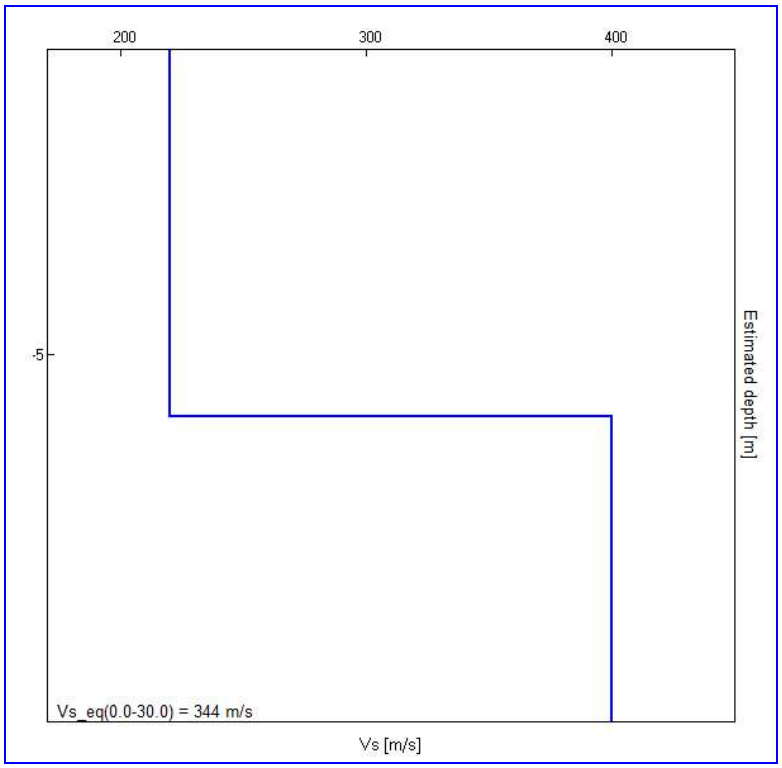


Figura 13 int – *Velocità onde S/profondità.*

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
6.00	6.00	220	0.42
inf.	inf.	400	0.42

Vs_eq(0.0-30.0) = 344 m/s

Secondo il calcolo effettuato, utilizzando la formula espressa in precedenza, si ottiene una **velocità V_{S30}=344 m/sec**, che permette di classificare l'area indagata nella categoria di **sottosuolo C** (così come definita nella normativa vigente).

MISURA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSR - HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (IPOTESI DI NAKAMURA) SUL TERRENO

Cenni metodologici

Il metodo dei rapporti spettrali di singola stazione *HVSR* è' largamente utilizzato in paesi con elevato rischio sismico quali il Giappone per la stima degli effetti di amplificazione di sito.

Il microtremore, un'impercettibile oscillazione naturale del suolo, è presente in qualsiasi punto della superficie terrestre e consiste per lo più nelle onde sismiche prodotte dal vento e dal moto ondoso marino negli strati superficiali della terra. Anche le attività umane (industrie, traffico stradale ecc.) possono produrre localmente microtremore, ma in genere tale segnale viene attenuato piuttosto rapidamente a causa delle sue caratteristiche di alta frequenza.

E' interessante evidenziare come il microtremore agisca da oscillatore naturale e quindi permetta, tramite adeguata strumentazione, la misura diretta delle frequenze di vibrazione dei terreni e dei manufatti. La tecnica utilizzata, proposta da *Nakamura* (*Nakamura, Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. QR of RTRI, Vol. 30, No.1, 25-33)* per lo studio delle amplificazioni di sito assume che i microtremori consistano principalmente di onde di *Rayleigh* che si propagano in un singolo strato soffice su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito. Tale tecnica permette di separare i termini di sorgente-percorso e di sito tramite i rapporti tra le componenti del moto, senza utilizzare alcun sito di riferimento.

Le ipotesi su cui si basa la tecnica di *Nakamura* sono le seguenti:

- i microtremori sono generati da sorgenti superficiali, e non da sorgenti profonde i cui contributi sono trascurabili;
- le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base dello strato considerato;
- la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale;
- il picco visibile nei rapporti *H/V* (rapporto tra l'ampiezza spettrale della componente orizzontale e l'ampiezza spettrale della componente verticale) è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore ed è invece fortemente dipendente dalle condizioni stratigrafico-litologiche del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di vibrazione del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di *Rayleigh*.

Le principali applicazione delle prove H/V si possono così sintetizzare:

- misura delle frequenze di risonanza dei suoli e dei fabbricati;
- effetti di sito e microzonazione sismica (curve H/V, metodo di *Nakamura*);
- stratigrafia sismica passiva;
- Vs_{30} da *fit* vincolato della curva H/V;
- segnalazione dei possibili fenomeni di doppia risonanza suolo-struttura.

Di particolare importanza è la frequenza di vibrazione del sito, caratterizzata dal maggiore rapporto di ampiezze *H/V*, nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (frequenze generalmente inferiori a 15 Hz), denominata frequenza fondamentale di vibrazione $\mathbf{f_0}$.

E' possibile poi determinare la profondità degli strati sismici mediante la misura diretta delle frequenze di vibrazione, associata alla misura delle velocità delle onde S tramite la relazione:

$$\mathbf{f_0 = Vs/4H}$$

dove Vs è la velocità media delle onde di taglio, e H è la profondità della discontinuità sismo-stratigrafica.

A causa della pesante non-univocità della soluzione, una modellazione del solo *HVSR*, in mancanza di un solido ancoraggio stratigrafico e senza quantitative informazioni sulle Vs ottenute da misure MASW/ESAC-REMI o da altri metodi da prove in foro (*Cross-Hole*, *Down-Hole*), non risulta affidabile per la determinazione del profilo di velocità delle onde S e quindi della valutazione della Vs30.

Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromografo digitale della ditta *Moho* S.r.L modello "*Tromino ENGY BLU*", che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra leggeri e ultra compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno 3 terne (2 di velocimetri e l'altra di accelerometri) di sensori ortogonali tra loro e con possibilità di campionamento nell'intervallo di frequenze compreso tra 0.1 e 1024 Hz.

In questo caso le registrazioni hanno avuto una lunghezza di 20 minuti, con un campionamento a 128 Hz.

Data la situazione logistica dell'area da indagare le prove sono state realizzate nelle aree verdi disponibili.

Elaborazione ed analisi dei dati

Per l'elaborazione dei dati sismici è stato utilizzato il *software* **"Grilla"**.

Il programma consente di effettuare:

- analisi spettrale completa delle tracce, calcolo delle curve H/V per la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo;
- procedure di pulizia delle tracce nel dominio del tempo e delle frequenze;
- test sulla significatività dei picchi secondo le linee guida europee (Criteri *Sesame*);
- determinazione delle frequenze dei modi di vibrare delle strutture con rimozione dell'effetto di sottosuolo;
- creazione di un *report* automatico con tabelle e illustrazioni.

Analisi dei dati "HVSR1"

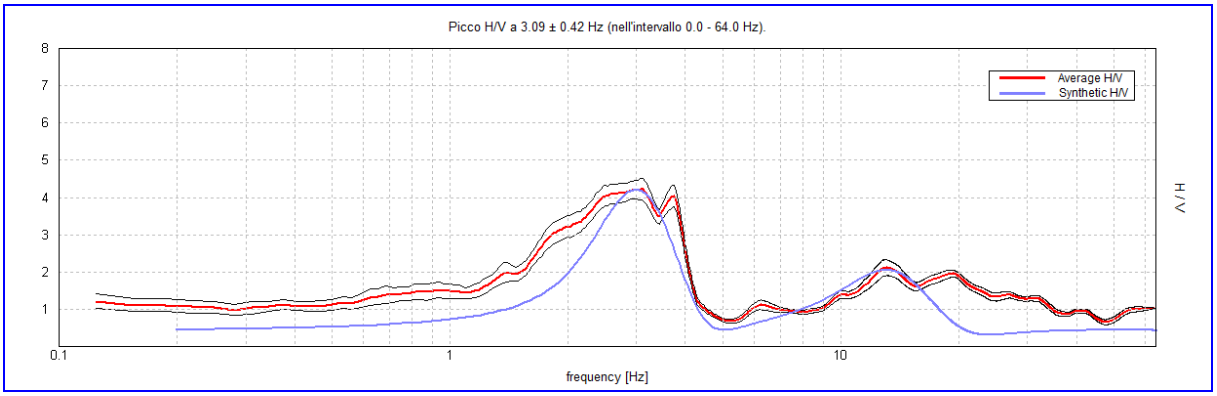
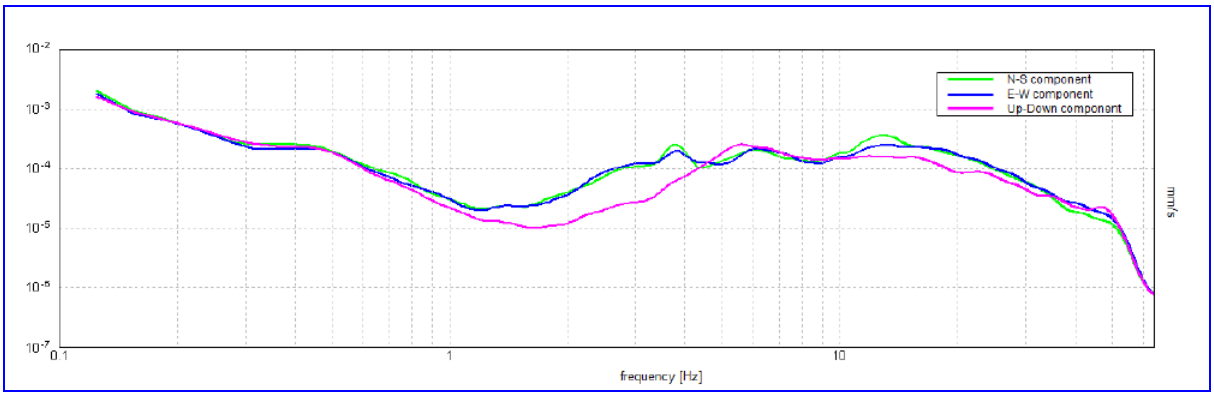


Figura 14 int – *Rapporto H/V in frequenza per l'acquisizione "HVSR1".*

Analizzando i risultati della prova si possono fare le seguenti considerazioni:

- la frequenza di sito con maggiore ampiezza è stata riconosciuta ad una frequenza di 3.09 ± 0.42 Hz, nel range compreso tra 0.0 ed i 64 Hz. Questo picco risulta certamente di natura stratigrafica e rappresenta il passaggio dai depositi alluvionali alla formazione rocciosa del Flysch di Monte Sporno ad una profondità di circa 34 metri. Il valore del rapporto H/V e pari a circa 4.
- Il secondo picco è stato individuato alla frequenza di circa 14.00 Hz. Questo picco certamente di natura stratigrafica rappresenta il passaggio tra depositi alluvionali a maggior grado di compattazione ad una profondità di circa 4,00 metri. Il valore del rapporto H/V e pari a 2,0.
- la verifica della natura stratigrafica del picco identificato è stata operata analizzando le due condizioni fondamentali:



minimo della componente verticale: le onde di Rayleigh hanno la caratteristica di mostrare un annullamento della componente verticale ad una frequenza che coincide con le frequenze di risonanza dell'onda S nel sito;

chiusura della curva H/V ad un valore di $2f_0$: qualunque picco di natura stratigrafica si chiude ad una frequenza pari a due volte quella massima;

- il grafico H/V evidenzia mediamente un buon accoppiamento delle due componenti orizzontali (E/O e N/S). Questo denota un modello tipicamente monodimensionale (1D);
- nel grafico appare in maniera ben marcata il limite dello strumento broadband (banda larga) per la modellazione a frequenze al di sotto di 1 Hz, per effetti di tilt strumentale, dipendendo il segnale in larga misura da condizioni atmosferiche e ed oceaniche;

Per ricostruire l'assetto sismo-stratigrafico più profondo la curva del rapporto H/V è stata "invertita".

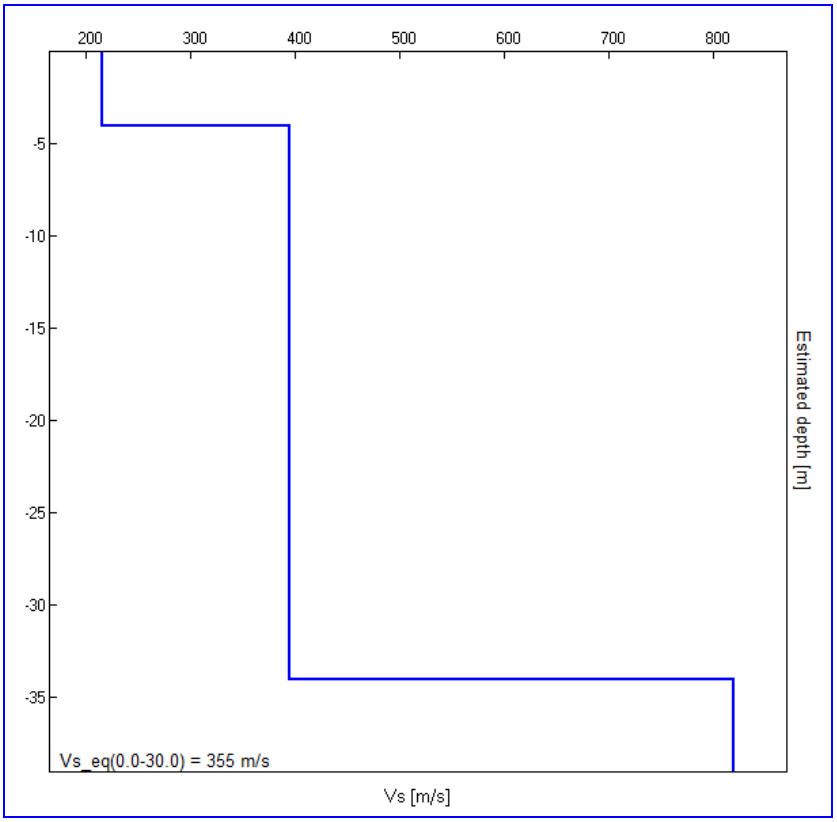


Figura 15 int *Profilo Vs profondo ricavato dall'inversione della prova HVSR1*

Analisi dei dati "HVSR2"

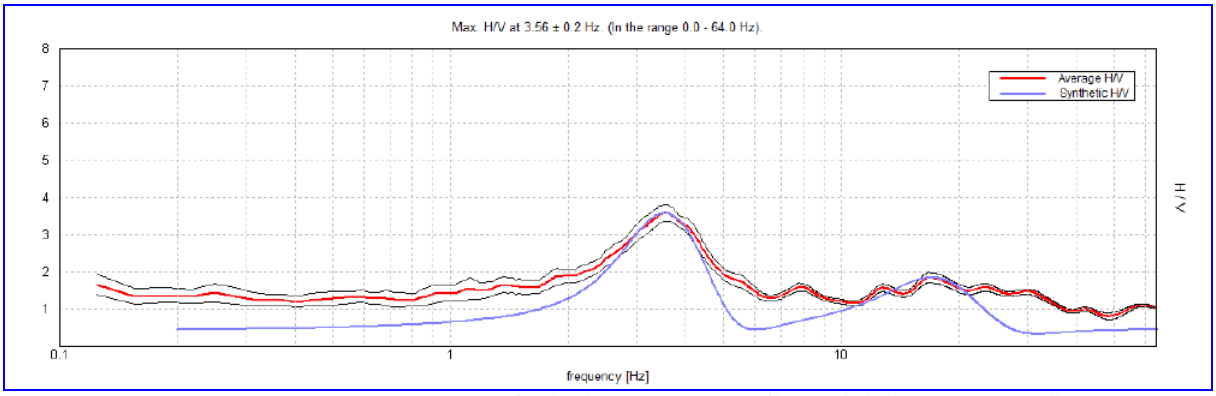
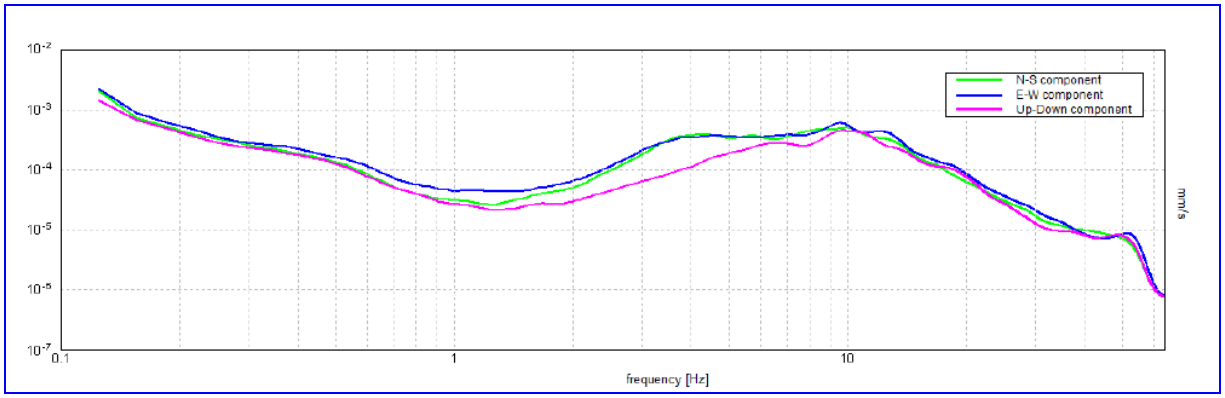


Figura 16 int – *Rapporto H/V in frequenza per l'acquisizione "HVSR2".*

Analizzando i risultati delle prove si possono fare le seguenti considerazioni:

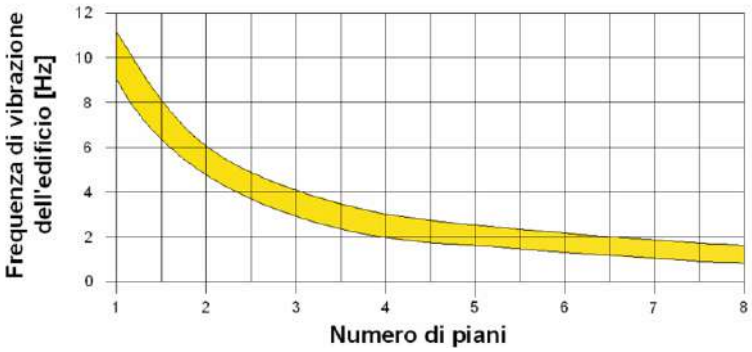
- la frequenza di sito con maggiore ampiezza è stata riconosciuta ad una frequenza di 3.56 ± 0.2 Hz, nel range compreso tra 0.0 ed i 64 Hz. Questo picco risulta certamente di natura stratigrafica e rappresenta il passaggio dai depositi alluvionali alla formazione rocciosa del Flysch di Monte Sporno ad una profondità di circa 23 metri. Il valore del rapporto H/V e pari a circa 3.5.
- Il secondo picco è stato individuato alla frequenza di circa 18.00 Hz. Questo picco certamente di natura stratigrafica rappresenta il passaggio tra depositi alluvionali a maggior grado di compattazione ad una profondità compresa tra circa 2,00 e 3,00 metri. Il valore del rapporto H/V e pari a 1,9.
- la verifica della natura stratigrafica del picco identificato è stata operata analizzando le due condizioni fondamentali:



minimo della componente verticale: le onde di Rayleigh hanno la caratteristica di mostrare un annullamento della componente verticale ad una frequenza che coincide con le frequenze di risonanza dell'onda S nel sito;

chiusura della curva H/V ad un valore di $2f_0$: qualunque picco di natura stratigrafica si chiude ad una frequenza pari a due volte quella massima;

- il grafico H/V evidenzia mediamente un buon accoppiamento delle due componenti orizzontali (E/O e N/S. Questo denota un modello tipicamente monodimensionale (1D).
- nel grafico appare in maniera ben marcata il limite dello strumento broadband (banda larga) per la modellazione a frequenze al di sotto di 0.8 Hz, per effetti di tilt strumentale, dipendendo il segnale in larga misura da condizioni atmosferiche e ed oceaniche;
- l'edificio oggetto di studio presenta un periodo proprio compreso tra 9 ed 11 Hz;



Per ricostruire l'assetto sismo-stratigrafico più profondo la curva del rapporto H/V è stata "invertita".

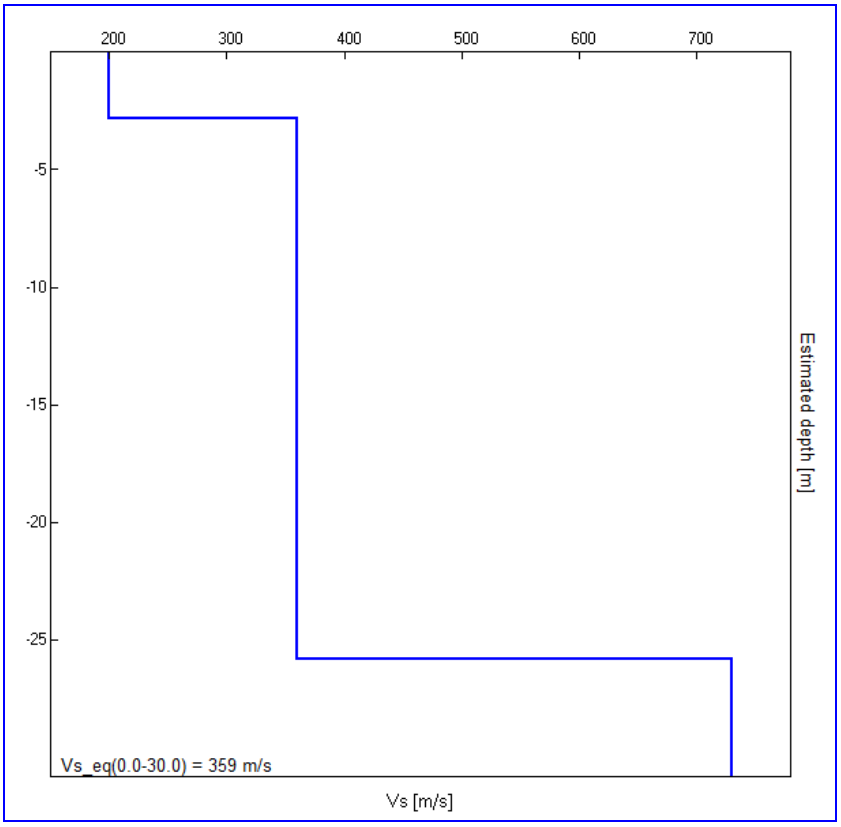


Figura 17 int *Profilo Vs profondo ricavato dall'inversione della prova HVSR2*

Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione

Alla scala del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale può essere decomposta secondo tre componenti (direzioni ortogonali) rappresentate generalmente mediante spettri di risposta. Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione. Altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto (art.7.3.2.5 N.T.C.).

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo **spettro di risposta elastico in accelerazione** che esprime una forma spettrale (spettro normalizzato) per uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Spettri di progetto

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata

Per gli **stati limite ultimi** qualora le verifiche non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto Sd(T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con 1/q, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto la non linearità di materiale.

In tal caso, non disponendo delle caratteristiche strutturali definitive delle opere in progetto, verranno presi in considerazione gli spettri relativi al terreno anche per SLV, di seguito esposti e desunti dall'utilizzo del programma "*Spettri di risposta ver. 1.03**" – Consiglio Superiore Lavori Pubblici e dal software *Geostru-spettri2*.

Le risposte ascrivibili al comportamento inelastico della struttura a seguito di sollecitazione sismica, saranno oggetto di valutazione da parte del Progettista incaricato.

9. SINTESI DEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO – COMUNE DI CALESTANO

L'Amministrazione Comunale ha provveduto alla realizzazione degli studi di microzonazione sismica di III livello in gran parte del territorio comunale.

Di seguito si riporta una sintesi di quanto evidenziato dagli studi effettuati. Gli stralci delle tavole tematiche relativamente all'areale indagato sono riportati in allegato.

Sintesi degli studi di microzonazione sismica

- Frequenza naturale dei terreni:
  Zona compresa in una Classe di frequenza che può variare tra 2 e 8 Hz e superiore a 8 Hz (2 Hz < f_0 < 8 Hz; f_0 > 8 Hz) – Tavola VIII;

- MOPS – Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica:
  L'edificio si trova a cavallo tra due zone:
  2003 ZONA 3: successione stratigrafica costituita da substrato geologico caratterizzato da alternanza di litotipi stratificati, ricoperto da detrito di origine alluvionale, a granulometria mista, prevalentemente ghiaiosa, di spessore medio pari a circa 5,00 m – Tavola IX;
  2005 ZONA 5: successione stratigrafica costituita da substrato geologico caratterizzato da alternanza di litotipi stratificati, ricoperto da detrito di origine alluvionale, a granulometria mista, prevalentemente ghiaiosa, di spessore medio pari a circa 15,00 m – Tavola IX;

- Velocità delle onde di taglio S:
  VS_H compresa tra 200 e 428 Velocità Vs (m/s) delle onde di taglio S nei terreni di "copertura" sovrastanti il "substrato rigido" (Vs ≥ 800 m/s) o "non rigido" (Vs < 800 m/s) sottostante – Tavola X;

- FA_{PGA}: Fattore di amplificazione in termini di picco di accelerazione (Peak Ground Acceleration):
  L'edificio si trova a cavallo tra due zone:
  Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA_{PGA} 1.5 ed 1.6 – Tavola XI;
  Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA_{PGA} 2.3 ed 2.4 – Tavola XI;

- $FA_{is\ 0.1\text{-}0.5\ s}$: Fattore di amplificazione di sito in termini di rapporto tra intensità dello spettro di risposta in pseudovelocità, calcolato in superficie e quello calcolato su suolo rigido nell"intervallo 0.1-0.5 s:
  L'edificio si trova a cavallo tra due zone:
  Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra $FA_{is\ 0.1\text{-}0.5\ s}$ 1.3 ed 1.4 – Tavola XII;
  Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra $FA_{sa\ 0.1\text{-}0.5\ s}$ 1.5 ed 1.6 – Tavola XII;

- $FA_{is\ 0.1\text{-}0.5\ s}$: Fattore di amplificazione di sito in termini di rapporto tra intensità dello spettro di risposta in pseudovelocità, calcolato in superficie e quello calcolato su suolo rigido nell"intervallo 0.5-1.0 s:

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FH $_{is\ 0.5\text{-}1.0\ s}$ 1.3 e 1.4 – Tavola XVI;

10. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

In condizioni sismiche, il termine "liquefazione" comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della resistenza al taglio. La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzata e definitiva.

La liquefazione include tre principali fenomeni. Il primo è la "fluidificazione" che avviene quando le tensioni tangenziali richieste per assicurare le condizioni di equilibrio statico sono maggiori della resistenza al taglio del terreno al termine del terremoto. Ne consegue che una volta avviate, le deformazioni prodotte dalla fluidificazione possono proseguire anche dopo il terremoto. Il secondo fenomeno è quello della "mobilità ciclica" che si verifica quando le tensioni di taglio necessarie all'equilibrio statico sono minori della resistenza del terreno al termine del terremoto; in tal caso le deformazioni si sviluppano in maniera incrementale durante il terremoto. Il terzo fenomeno, che rappresenta un caso particolare di mobilità ciclica, è quello della "liquefazione ciclica" che si verifica nelle condizioni di free-field e piano campagna orizzontale.

Posizione del problema

In linea di principio, l'analisi di suscettibilità alla liquefazione di un dato sito richiede:

1. la valutazione delle caratteristiche dell'evento sismico atteso (fattore scatenante)
2. la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo (fattore predisponente);
3. la stima degli effetti conseguenti alla liquefazione.

In relazione al tipo di analisi prescelto, le caratteristiche del moto sismico dovranno essere valutate in termini di grandezze rappresentative (es. magnitudo, durata o storia temporale delle accelerazioni).

Per la caratterizzazione geotecnica del sito in esame dovranno essere effettuate opportune indagini in sito che permettano, direttamente od attraverso correlazioni empiriche, di caratterizzare:

- la profondità della falda;
- le condizioni stratigrafiche;
- le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni costituenti il deposito.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle analisi di pericolosità di liquefazione, se il livello di danno indotto dal fenomeno non è compatibile con la stabilità del sito, dovrà essere eventualmente valutata la possibilità di non utilizzare il sito o di modificare le caratteristiche dei manufatti oggetto di studio (od eventualmente di migliorare le caratteristiche meccaniche dei terreni).

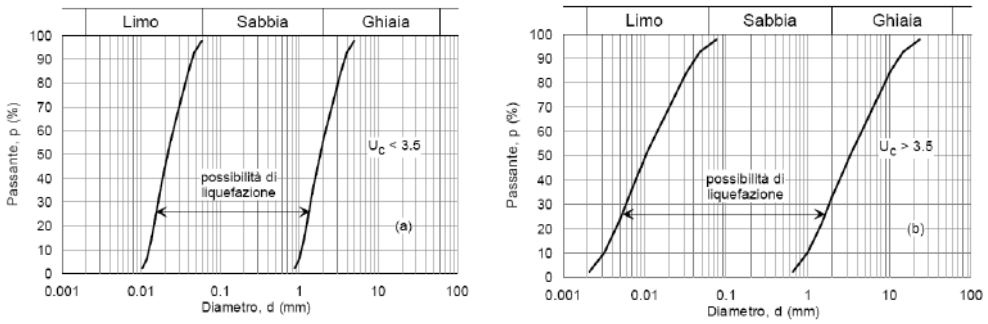
Rischio di liquefazione: verifica preliminare

Ai fini della presente relazione (in accordo con la normativa di riferimento), il termine "liquefazione" denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Sulla base di un'analisi preliminare della sismicità del sito e delle caratteristiche geotecniche del deposito, si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione sia estremamente bassa o nulla nel caso in cui si manifesti almeno una delle seguenti condizioni (art. 7.11.3.4.2 N.T.C.):

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1*g*;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata ($N1$)60 > 30 oppure qc1N > 180 dove ($N1$)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5



Nel contesto geologico esistente, il rischio di liquefazione può essere considerato del tutto irrilevante, grazie all'analisi stratigrafica delle formazioni esistenti, che permette di **escludere con assoluta certezza la presenza di litotipi sabbiosi classati suscettibili a fenomeni di liquefazione.**

PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE

I risultati rappresentano un riferimento per il progettista e saranno quindi da utilizzare in fase preliminare esclusivamente per permettere un corretto predimensionamento delle strutture fondali e non utilizzabili per le verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture, le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), che dovranno essere eseguite dal progettista stesso (art. 6.2.2 N.T.C.).

I calcoli geotecnici sono stati sviluppati in via preliminare, sulla scorta delle soluzioni progettuali ipotizzate.

In relazione alle condizioni in essere nell'area è stato sviluppato un calcolo che vede il piano fondale impostato nelle porzioni più superficiali dei terreni di fondazione, ad una profondità di circa -1,50 m dal piano campagna, all'interno dei depositi ghiaiosi dell'orizzonte B (così come definito nel capitolo 6), depositi che hanno mandato a rifiuto le prove penetrometriche.

Come tipologia dell'impianto fondale sono state considerate fondazioni superficiali nastriformi.

Tipologia di fondazioni:	superficiali nastriformi
Profondità del piano di imposta:	- 1.50 m da p.c.
Larghezza fondazione:	80 cm
Altezza fondazione:	60 cm
Carichi per SLU	centrati

11. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE

Il calcolo della pressione ammissibile del terreno è stato ricavato utilizzando le equazioni più verificate in letteratura per l'analisi delle fondazioni superficiali. Queste considerano una rottura del terreno provocata dal cedimento verticale della fondazione che cede solidale con un cuneo di terra sottostante e che provoca perciò la rottura del terreno laterale lungo una superficie arcuata (Figura 18 int.). Inoltre, si è ipotizzata una struttura reologicamente omogenea (caratteristiche meccaniche uniformi), per la zona interessata dal carico di rottura della fondazione, formata da terreni limoso argillosi.

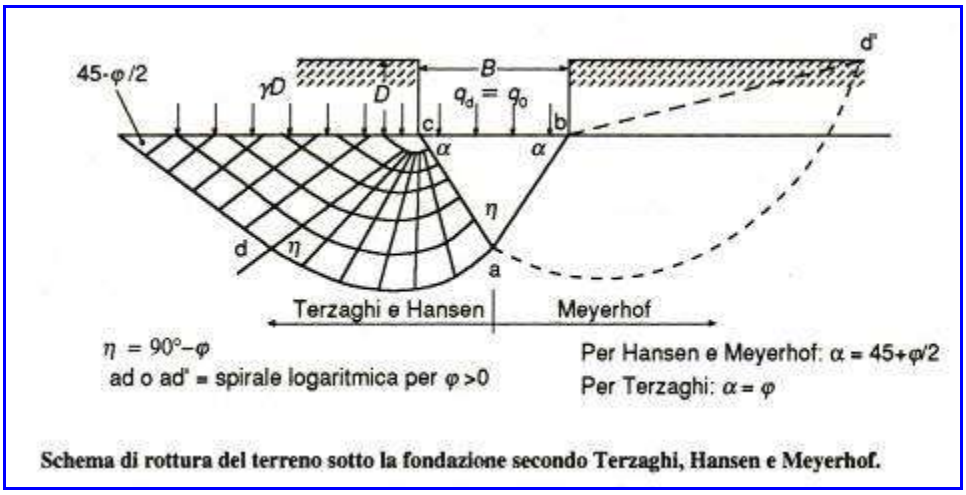


Figura 18 int. *Schema di rottura del terreno sotto fondazioni superficiali*

Il calcolo della capacità portante è stato sviluppato secondo le equazioni di **Terzaghi**, considerando il substrato limoso argilloso come molto addensato (Tabella 1) e con l'equazione di **Meyerhof** (Tabella 2) ed in ultimo con quella di **Brinch-Hansen** (Tabella 3) per considerare gli effetti inerziali sismici.

Equazione generale di Terzaghi (Fondazioni superficiali - Terreni fortemente addensati):

$$q_d = cN_c s_c + yDN_q + 0{,}5yBN_y s_y \ldots$$

Equazione generale di Meyerhof (Fondazioni superficiali):

$$q_d = cN_c s_c d_c + yDN_q s_q d_q + 0{,}5yBN_y s_y d_y \ldots$$

Equazione generale di Brinch-Hansen (Fondazioni superficiali – carichi eccentrici, inclinati – correzione coeff. sismico):

$$q_d = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + yDN_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0{,}5yBN_y s_y d_y i_y g_y b_y z_y$$

dove:

q_d:	pressione di rottura
c:	coesione
D:	profondità del piano di posa
N'_c, N'_q, N'_y:	fattori di capacità portante
y':	peso specifico
s_c, s_y:	coefficienti di forma (Terzaghi)
s_c, s_y, s_q:	coefficienti di forma (Meyerhof)
d_c, d_y, d_q:	coefficienti di profondità (Meyerhof)
g_c, g_y, g_q:	coefficienti di inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen)
b_c, b_y, b_q:	coefficienti di inclinazione fondazione (Brinch-Hansen)
i_c, i_y, i_q:	coefficienti per carichi eccentrici (Brinch-Hansen)
z_c, z_y, z_q:	coefficienti per effetti inerziali correttivi (Brinch-Hansen)

Nello sviluppo dei calcoli, riportato sinteticamente nelle Tabelle 1, 2, 3 la distribuzione dei carichi derivanti dalla struttura è stata assimilata a quella derivante da una **struttura fondale superficiale** (D/B<4 **nastriforme con profondità del piano fondale a circa -1.50 metri dal piano campagna**. Il carico ammissibile è stato ricavato dal carico di rottura utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 3.

I parametri di seguito riportati esprimono pertanto le caratteristiche medie (in un'ottica assolutamente cautelativa) di tali depositi:

Cu = 0.10 kg/cm²
= 1.00 t/m²
= 9.80 KN/m²

Il valore della coesione è stato considerato sostanzialmente nullo, attribuendo ai depositi un comportamento eminentemente granulare, in accordo alle osservazioni delle prove penetrometriche, insieme ai dati bibliografici.

γ' = 900 kg/m³
= 0.90 t/m³
=8.83 KN/m³

Volendo considerare le condizioni di saturazione del substrato (fino al piano campagna) in relazione alla possibile insorgenza di un sistema di circolazione sub-superficiale, si è ritenuto opportuno adottare un valore di riferimento alleggerito dalla spinta idrostatica γ'.

D = -1.50m La profondità del piano di posa, è stata ipotizzata a circa -1.50 metri dal piano campagna.

Φ' = 35° Il valore assunto come significativo, è stato ottenuto dall'analisi delle informazioni bibliografiche presenti al contorno ed in particolare è stato considerato, in via del tutto cautelativa, il minimo valore rappresentativo dell'intervallo B.

Nella **Tabella 3 int.** sono stati raffrontati i risultati derivati dall'applicazione dei differenti metodi di calcolo. Tali valori, assolutamente orientativi, dovranno essere verificati in funzione delle strutture in progetto, con i reali carichi di esercizio ed una accurata analisi dei cedimenti indotti.

Metodo di calcolo		*Carico limite* qd (kg/cm2)	*Ceff. Sicurezza*	*Carico ammissibile* qamm. (kg/cm2)
Terzaghi	Tabella 1	15.36	3	5.12
Meyerhof	Tabella 2	16.62	3.5	4.75
Brinch-Hansen	Tabella 3	13.00	3.5	3.71

Tabella 3 int.

Il valore di riferimento da assumere per il calcolo delle strutture è quello derivante dall'applicazione delle formule di Brinch-Hansen con un valore di **pressione ammissibile (σ_{amm}) pari a 3.71 kg/cm²**.

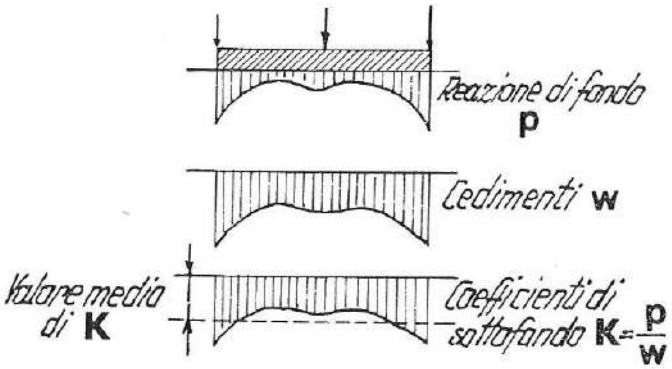
I criteri di calcolo ed i parametri geotecnici utilizzati per la determinazione della capacità portante dei terreni in oggetto, sono stati volutamente scelti in un'ottica ampiamente cautelativa (minimi valori di coesione, natura granulare considerata nulla, ecc.) al fine di garantire l'attendibilità dei risultati ottenuti, prescindendo dalle approssimazioni effettuate nel corso dei calcoli (omogeneità delle caratteristiche geomeccaniche, semplificazione della struttura in ipotesi e dei carichi applicati, ecc.).

12. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo **k_s**, introdotto da Winkler nell'ambito del suo modello di interazione terreno-struttura, definisce la relazione di proporzionalità tra una pressione fittizia *p* in un punto generico del terreno ed il corrispondente cedimento *w*:

$$k_s = \frac{p}{w}$$

A livello teorico essa si presenta come una proprietà costante del terreno, indipendente dalla estensione e dalla forma della superficie di carico, nonché dalle caratteristiche elastiche di questa e designa un suolo idealmente costituito da un letto di molle indipendenti aventi costante di elasticità pari a k_s. In realtà nessuna massa terrosa si comporta in tal modo e l'applicazione di questo modello risulta significativa solo per limitati casi teorici.



Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo – Metodo di Terzaghi

La valutazione sperimentale del coefficiente k_s è limitata a prove di carico con piastre rigide, attendibili solo per strutture sottoposte a carichi concentrati, come ad esempio le pavimentazioni stradali.

Date le difficoltà a ricavarne sperimentalmente il valore, è possibile ricorrere ad un'indagine analitica che, per una determinata fondazione, consente di ricavarlo in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione, come suggerito da Terzaghi applicando le relazioni:

$$w = \frac{qb}{E} I_u$$

$$k = \frac{E}{I_w b}$$

con q sollecitazione di carico
E modulo di elasticità
I_w modulo di compressibilità

e ipotizzando una ripartizione uniforme del carico e del cedimento in una zona delimitata da piani inclinati di 45°.

Il successivo foglio espone tale calcolo per i terreni costituenti il piano fondale nel caso oggetto di studio, confrontandone le risultanze con i valori di k_s presenti in letteratura.

Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo in condizioni statiche – Metodo di Bowles

$$\boxed{Ks = \frac{Es}{B\left(1-\upsilon^2\right)}}$$

dove:
Ks = modulo di Winkler verticale;
Es = modulo di Young (ricavato indirettamente dai valori delle indagini penetrometriche)
B = larghezza della fondazione
υ = coefficiente di Poisson (ricavato indirettamente dai valori delle indagini MASW)

$$\boxed{Kh = 2 \cdot Ks}$$

dove:
Kh = modulo di Winkler orizzontale;
Ks = modulo di Winkler verticale.

PARTE IV – RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

13. PREMESSA

In considerazione della tipologia e dell'importanza del complesso edilizio oggetto di verifica si è ritenuto opportuno procedere alla redazione di uno studio di risposta sismica locale RSL (approccio non semplificato), al fine di aumentare il grado di accuratezza nella previsione del moto sismico nel sito in esame e di definire in dettaglio l'azione sismica di progetto, come richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).

Tale approccio è ritenuto la via ufficiale delle NTC18 (Cap. 3.2.2) per la definizione dell'azione sismica di progetto. Le stesse norme, come anzi detto, permettono in alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, di fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs, ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito.

L'analisi della risposta sismica locale richiesta dal Committente per l'affollamento significativo dell'edificio, risultava comunque auspicabile in relazione alla posizione che lo stesso andrà ad occupare nella microzonazione sismica del Comune di Calestano, ponendosi infatti al confine tra microzone omogenee (MOPS – Tavola IX), così come al limite tra zone contraddistinte da differenti valori dei fattori di amplificazione di picco (FA-PGA – Tavola XII) e di sito per vari intervalli (FA_{IS} – Tavole XII, XIII).

Come già detto precedentemente (Capitolo 8), gli studi realizzati hanno previsto una campagna di acquisizioni sismiche consistita in 1 prova MASW e 2 prova HVSR, che hanno permesso di ricostruire il modello geosismico dell'area oggetto di studio.

I risultati ottenuti hanno permesso di individuare la presenza di due picchi nelle frequenze H/V, con salti nel profilo di velocità delle onde di taglio Vs a profondità comprese tra i 2,00 ed i 4,00 metri e tra i 20,00 e i 30,00 metri da p.c. dovuti probabilmente ad un cambio litologico a quelle profondità. La velocità delle onde di taglio Vs definita dalle prove sito specifiche definiscono una velocità di circa 350 m/s delle Vs.

Le frequenze del sito riconosciute (di natura stratigrafica) sono a f1 comprese tra 14 e 18 Hz, con un impedenza di circa 2,0, attribuita al passaggio di litologie a circa 3 metri di profondità ed una f0= 3/4 Hz circa, con contrasto di impedenza compreso tra 3.5 e 4.0, attribuita al passaggio di litologie a circa 25/30 metri.

Le indagini condotte vedono un buon accoppiamento nei valori delle due componenti orizzontali N/S ed E/O, che permettono di assimilare il contesto analizzato ad un modello monodimensionale (1D) alla scala analizzata.

14. CENNI TEORICI

L'analisi di risposta sismica locale *RSL* prevede un approccio di tipo quantitativo e consiste nella modellazione di situazioni reali mediante un'appropriata e dettagliata caratterizzazione geometrica e meccanica del sito e nella valutazione della risposta sismica locale tramite codici di calcolo matematico più o meno sofisticati (modelli monodimensionali 1D, bidimensionali 2D e tridimensionali 3D), basati su opportune semplificazioni e riduzioni del problema, necessarie ma comunque di influenza abbastanza trascurabile sul risultato finale.

I concetti fondamentali su cui si basano i codici di calcolo numerico riguardano la teoria della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo e la teoria del comportamento non lineare e dissipativo dei terreni in condizioni dinamiche.

La valutazione della risposta sismica locale deve tener conto non solo delle variazioni di ampiezza massima del moto sismico di riferimento, ma anche dell'effetto di filtraggio esercitato su di esso dal terreno, cioè delle modifiche nel contenuto in frequenza.

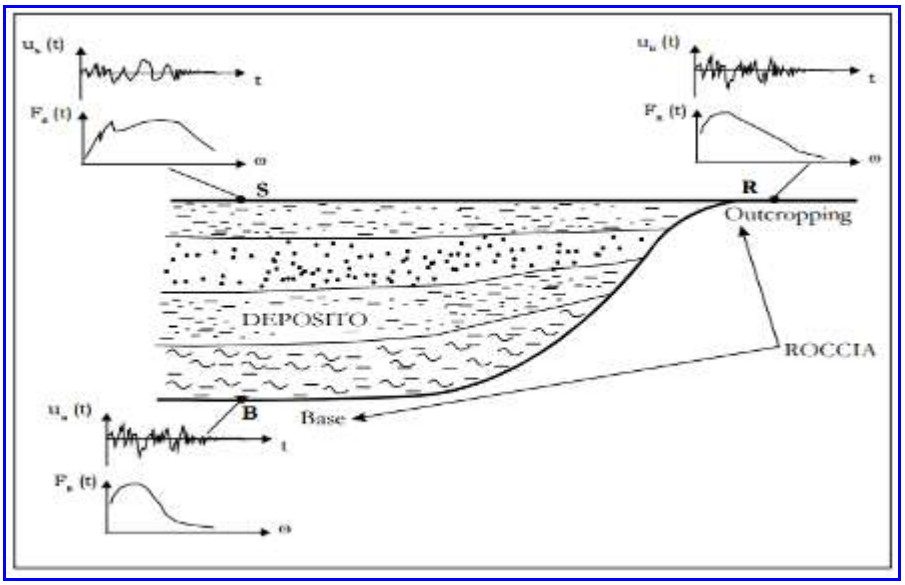


Figura 19 int. *Schema di risposta sismica locale*

L'obiettivo finale di una modellazione numerica di risposta sismica locale ai fini progettuali è quello di fornire lo spettro di risposta in accelerazione (velocità o spostamento) relativo all'opera di interesse.

In sintesi le analisi di risposta sismica locale *RSL* richiedono l'adozione di:

- un modello geometrico espresso in termini di sezioni e profili di calcolo, tenendo conto di eterogeneità della stratificazione (formazioni distinguibili secondo proprietà fisico-meccaniche), morfologia superficiale (rilievo topografico) e sepolta (andamento del substrato rigido);
- un modello meccanico del comportamento dei terreni di copertura ottenuto mediante apposite indagini in sito e in laboratorio per la determinazione della densità e dei parametri di deformabilità al taglio semplice;
- un modello numerico in grado di simulare la risposta del sottosuolo al terremoto di riferimento applicato al *bedrock* e di restituirne la risposta in superficie in termini di accelerogrammi e spettri di risposta.

Nel caso in esame, per le analisi di risposta sismica locale effettuate è stato utilizzato il programma *STRATA*, che utilizza un codice di calcolo monodimensionale 1D; esso calcola la risposta dinamica monodimensionale di una colonna di terreno utilizzando un modello di propagazione lineare delle onde, con proprietà dinamiche del terreno variabili in funzione del livello deformativo (analisi equivalente lineare *EQL*).

Le semplificazioni dell'analisi sono legate essenzialmente al modello fisico, caratterizzato da strati piani paralleli omogenei ed isotropi di estensione orizzontale infinita, cui sono associati definiti valori di spessore, densità, modulo di taglio e fattore di smorzamento.

La risposta del deposito di copertura che si sviluppa sopra la superficie del *bedrock* avviene inoltre in termini di tensioni totali ed è causata da onde di taglio polarizzate orizzontalmente (S_H) che si propagano verticalmente dal *bedrock* verso la superficie lungo una colonna verticale monodimensionale di terreno.

Il processo di analisi può essere sintetizzato come segue:

- estrazione degli accelerogrammi naturali da utilizzare come *input* sismici opportunamente scalati al valore di accelerazione del sito e deconvoluti (per stimare le sue caratteristiche se fosse registrato al tetto del substrato e non in superficie come di norma realmente accade);
- definizione del modello sismostratigrafico (spessori, *Vs*, densità, curve G/G_0 e D);
- calcolo dello spettro di risposta di *input* (utile per un successivo confronto con l'analogo dato finale);
- trasformazione del moto di *input* dal dominio del tempo al dominio delle frequenze (spettro di *Fourier*);
- esecuzione dell'analisi: sulla base del modello sismo-stratigrafico e quindi della funzione di trasferimento tipica del sito, lo spettro di *input* sarà modificato nell'attraversare il profilo. Il modello è iterativo e ciò comporta che all'aumentare della deformazione indotta, i valori di G/G_0 e *D* iniziali vengano progressivamente sostituiti con i valori degradati, sulla base delle curve dinamiche inserite per ogni strato;
- definizione dello spettro di risposta di *output*, relativo alla modifica dello spettro di risposta di input sulla base delle caratteristiche geologico-tecniche del sito; dal rapporto tra spettro di output e spettro di input sarà definibile la funzione di trasferimento peculiare del sito;
- mediante anti-trasformata di *Fourier* sarà definito l'accelerogramma di *output*, tramite il quale il programma calcolerà lo spettro di risposta di *output*.

In estrema sintesi, i programmi di calcolo di risposta sismica locale (RSL) valutano le modificazioni (in frequenza ed ampiezza) che il segnale sismico subisce nel tragitto fra il *bedrock* e la superficie.

15. DEFINIZIONE INPUT SISMICO

15.1 Macrozonazione sismica regionale ed Inquadramento geologico regionale

Il territorio regionale è formato dal versante padano dell'Appennino settentrionale e dalla Pianura Padana a Sud del fiume Po.

Pur essendo due ambienti geomorfologici ben distinti, l'Appennino settentrionale e la Pianura Padana sono strettamente correlati; il fronte della catena appenninica, infatti, non coincide con il limite morfologico catena-pianura (margine appenninico-padano) ma con gli archi esterni delle pieghe emiliane e ferraresi sottostanti i sedimenti Quaternari padani (si veda figura seguente)

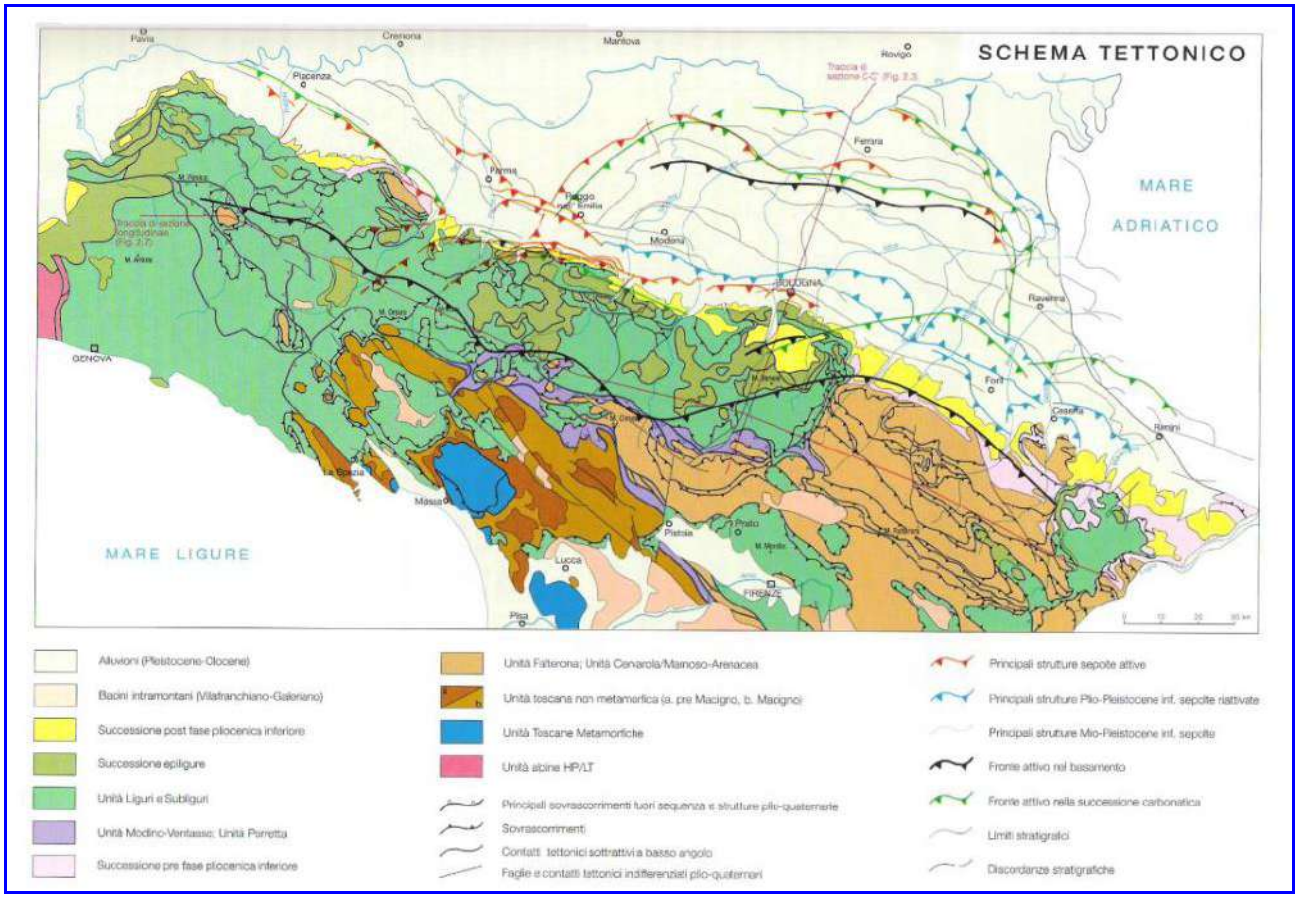


Figura 20 int. *Schema tettonico regionale*

Il vero fronte appenninico, quindi, circa all'altezza del fiume Po, sovrascorre verso Nord sulla piattaforma padano-veneta; è possibile, pertanto, asserire che l'evoluzione del territorio dell'Emilia-Romagna coincide con quella del settore esterno della catena nord-appenninica, catena a *thrusts* facente parte del sistema alpino, formatosi, perlopiù, a spese della placca adriatica per effetto dell'interazione fra la placca Africana e la Placca Euroasiatica.

Si tratta di un edificio costituito da una serie di Unità Tettoniche riferibili a due principali Domini:

Dominio Ligure, i cui sedimenti si sono originariamente deposti su crosta oceanica;

Dominio Tosco-Umbro-Marchigiano, rappresentato da successioni del margine continentale dell'Adria.

APPENNINO EMILIANO ROMAGNOLO

Tale settore appenninico può essere suddiviso in due zone principali:
- zona assiale;
- zona del margine appenninico - padano.

Zona assiale
Si tratta della parte morfologicamente più elevata della catena esterna che costituisce l'edificio le cui principali strutturazioni arrivano fino al Pliocene Inferiore e le cui Unità Tettoniche sono rappresentate dalle Unità Liguri e Subliguri con la sovrastante Successione Epiligure e dalle Unità Oligo-Mioceniche Toscane nonché dall'Unità Umbro-Marchigiano-Romagnola.

Margine appenninico-padano
Si tratta della zona posta a cavallo del limite morfologico Appennino — Pianura Padana formata dalle colline del basso appennino e dalla fascia pedemontana della pianura padana.
I terreni che affiorano nella zona collinare appartengono, essenzialmente, alla successione post-evaporitica, litologicamente costituita da peliti prevalenti sedimentate sul margine interno dell'avanfossa padano-adriatica (Formazione di Tetto, Formazione a Colombacci, Argille Azzurre) e delimitata da due *unconformities* di importanza regionale; alla base, infatti, essa poggia sulle evaporiti messiniane (Formazione Gessoso - Solfifera) mentre, al tetto, sono presenti i depositi continentali della Pianura Padana.
Localmente, le evaporiti messiniane hanno subito fenomeni di erosione e processi di risedimentazione; in questi casi alla discordanza basale è associata anche una lacuna erosiva ed il substrato della successione post — evaporitica è rappresentato, nell'Appennino Romagnolo, dalle peliti di chiusura dell'avanfossa romagnola o, nell'Appennino Emiliano e nel Montefeltro, dalle peliti sommitali della Successione Epiligure (Marne del Termina, Argille di Casa i Gessi) o dalle Unità Liguri.

Strutture attive dell'Emilia — Romagna

La convergenza tra le Placche Europea ed Africana è associata, nell'Appennino Settentrionale, ad un *pattern* deformativo e ad un'attività sismica complessi; il settore tirrenico della catena è, infatti, interessato da un prevalente campo deformativo estensionale mentre nel settore adriatico della medesima prevale una compressione attiva.

In quest'ultimo settore, in cui rientra l'Emilia-Romagna, l'attività tettonica è da ricondursi alla presenza di strutture compressive, quali sovrascorrimenti e piegamenti; nello specifico, risultano attivi i sovrascorrimenti sepolti che danno origine agli archi di Piacenza-Parma, Reggio Emilia e Ferrara.

A tali strutture, in particolare alla Dorsale Ferrarese, possono essere associate le fagliazioni superficiali osservabili in alcune aree della Pianura Padana, nelle Province di Reggio Emilia e Modena.
Lungo il margine, è attivo il *thrust* pede-appenninico tra Bologna e Parma mentre *blind thrust* attivi caratterizzano il settore a sud-est di Bologna.

Le principali strutture attive in Emilia-Romagna sono sintetizzate nella sottostante figura.

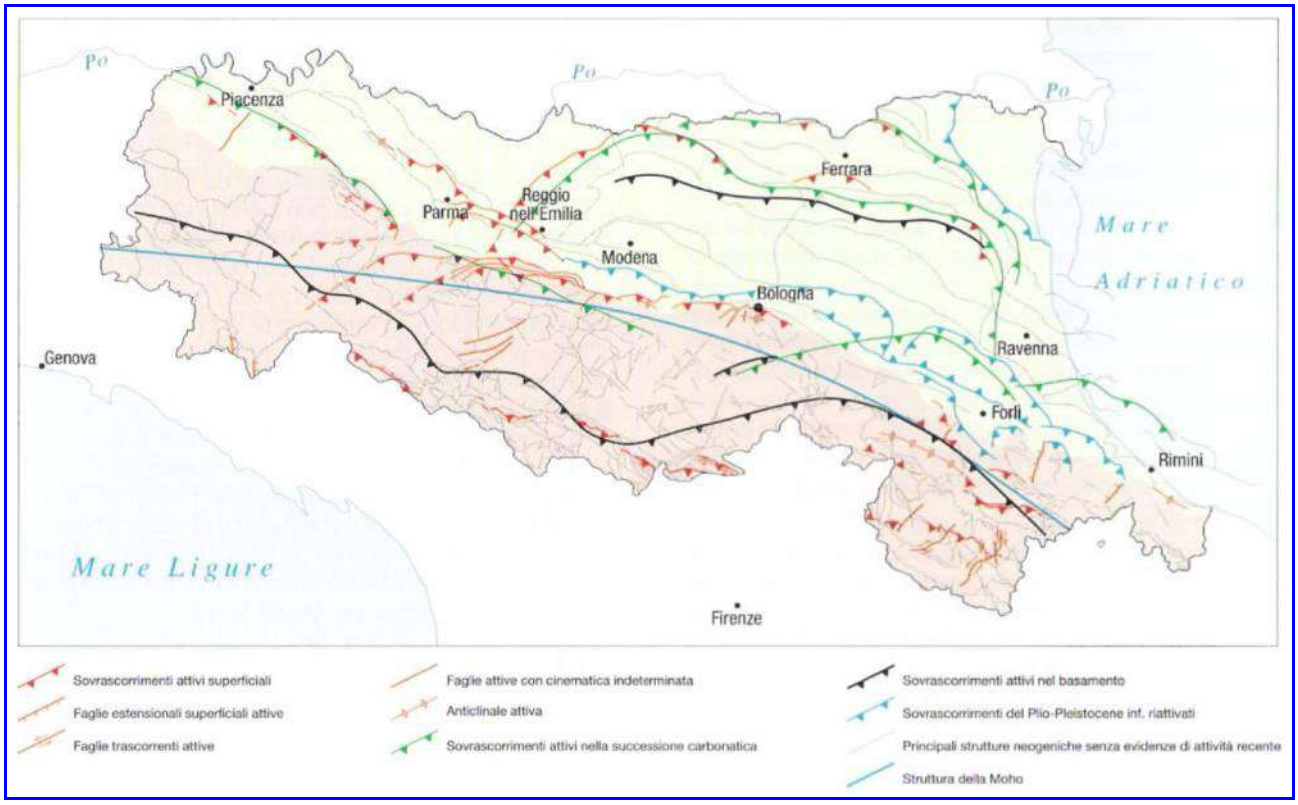


Figura 21 int. *Principali strutture sismogenetiche attive in Emilia Romagna*

L'esame di tale rappresentazione cartografica consente di riscontrare come le strutture attive nell'ambito del territorio regionale possano essere raggruppate in tre differenti settori:

- allineamento abbastanza continuo in corrispondenza del crinale appenninico, all'incirca coincidente con il fronte di accavallamento delle Unità Tettoniche Cervarola e Falterona sulle Liguridi, in Emilia, e sulla Marnoso-Arenacea, in Romagna;
- allineamento coincidente con gran parte del margine appenninico — padano, a sua volta suddivisibile, procedendo da NW verso SE, in tre ulteriori settori:
  - settore ad Ovest della Val Taro;
  - settore compreso tra le valli del Taro e dell'Idice (ad Est di Bologna);
  - settore ad Est della Valle dell'Idice, corrispondente con il margine romagnolo;
- allineamento coincidente con l'alto delle Pieghe Ferraresi e delle Pieghe Emiliane.

15.2 Sismicità regionale

La Regione Emilia - Romagna è interessata da una sismicità media in rapporto alla sismicità nazionale, con terremoti storici di Magnitudo massima compresa fra 5.5 e 6.0 della scala *Richter* ed intensità del IX - X grado della scala MCS.

I più intensi terremoti (Magnitudo > 5.5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese; altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minor energia (Magnitudo < 5.5) sono il margine appenninico - padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese ed il crinale appenninico.

Quest'ultimo risente della sismicità di due importanti aree sismogenetiche della Toscana, il Mugello e la Garfagnana dove, nell'ordine, nel 1919 e nel 1920, si sono verificati terremoti di Magnitudo superiore a 6.0.

Si propongono nella sottostante tabella i dati relativi ai terremoti più significativi per l'area emiliano-romagnola con intensità epicentrale (scala MCS) ≥ VII - VIII; i dati epicentrali e di intensità ai siti sono stati tratti, rispettivamente, dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI) e dal database ad esso correlato.

Giorno – Mese Anno	Ora – Minuto - Secondo	Area massimi effetti	Intensità massima (scala MCS)	Intensità epicentrale (scala MCS)
11.06.1438	20	Parmense	80	80
11.08.1483	19.40	Romagna meridionale	85	80
05.06.1501	10	Appennino modenese	90	85
17.11.1570	19.10	Ferrara	80	75
10.09.1584	20.30	Appennino Tosco – Emiliano	90	90
18.03.1624	19.45	Argenta	85	75
22.03.1661	12.45	Appennino romagnolo	90	90
14.04.1672	15.45	Riminese	80	80
11.04.1688	11.30	Romagna	90	90
19.10.1768	23	Appennino romagnolo	90	90
04.04.1781		Faentino	90	90
25.12.1786	01	Riminese	80	80
30.10.1870		Meldola	80	80
16.08.1916	07.06.14	Alto Adriatico	80	80
10.11.1918	15.12.28	Appennino romagnolo	80	80
29.06.1919	15.06.13	Mugello	90	90
07.09.1920	05.55.40	Garfagnana	100	95
20.04.1929	01.09.46	Bolognese	80	70

La sismicità legata alle strutture superficiali, con ipocentri mediamente ad una profondità inferiore a 15 km, è molto diffusa in catena e più localizzata in pianura, soprattutto in corrispondenza della dorsale ferrarese.

I meccanismi focali calcolati risultano compressivi e trascorrenti indicando direzioni di compressione sia NE-SW che NW-SE; i meccanismi focali distensivi sono nettamente secondari.

Ne consegue che la cinematica delle principali strutture attive superficiali è di tipo transpressivo.

La sismicità crostale, con ipocentri mediamente compresi fra 15 e 35 km, ha una distribuzione simile a quella più superficiale ma è caratterizzata da una minore densità.

I meccanismi focali sono, anche in questo caso, compressivi e trascorrenti con direzione di compressione sia NW - SE che NE - SW; i meccanismi focali distensivi sono rari e ben localizzati.

La sismicità più profonda, essenzialmente a bassa Magnitudo con ipocentri da 35 km di profondità fin oltre i 50 km, interessa, perlopiù, il settore di catena ed il margine appenninico-padano e, solo raramente, la pianura.

Ne risulta un modello geodinamico attivo in cui le strutture superficiali della copertura, quelle crostali e quelle del mantello, sebbene tra loro distinte, sono tutte coerenti ed inquadrabili in un sistema transpressivo che rispetto alle zone esterne dell'avampaese padano, relativamente stabili, assume il significato di un sistema di ordine inferiore all'interno di una zona di trascorrenza destra.

15.3 Inquadramento sismico e pericolosità sismica

(Concetti già menzionati nel corso dell'analisi sismica semplificata)

Il territorio comunale di Calestano (PR), in seguito all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274 ed alla D.G.R. 1435/2003 della Regione Emilia Romagna, è stato classificato in Zona Sismica 3.

Successivamente, l'O.P.C.M. 3519/2006 ha stabilito che la nuova suddivisione in zone sismiche deve avere come riferimento una nuova mappa di pericolosità sismica, allegata all'O.P.C.M., nella quale vengono espressi i valori di accelerazione sismica di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, risultato di valutazioni relative alla pericolosità sismica che hanno avuto come riferimento la zonazione sismogenetica ZS9, realizzata per tutto il territorio nazionale dall'I.N.G.V. (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Gruppo di lavoro MPS 2004).

In accordo con le disposizioni normative nazionali e coerentemente con la mappa di pericolosità sismica la Giunta Regionale ha approvato, con D.G.R. 23 luglio 2018 n. 1164, l'aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia Romagna, disposta con propria deliberazione n. 1435/2003, confermando per il territorio comunale la Zona Sismica 3.

15.4 Azione sismica di progetto

Come riportato nelle NTC18 (Cap. 3.2) le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – *Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato*

Stati Limite	P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g, in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- **a_g** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F_0** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T^*_C** valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tali parametri, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B delle NTC08.

Come riferito in premessa, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi (approccio non semplificato) oppure in alternativa si può fare riferimento ad un approccio semplificato attraverso l'individuazione di categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II) e di categorie topografiche (Tab. 3.2.III).

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.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

La valutazione dell'amplificazione stratigrafica (valori del coefficiente stratigrafico Ss e del coefficiente Cc che modifica il valore del periodo Tc) viene effettuata in base alle espressioni fornite nella seguente tabella (Tab. 3.2.IV).

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \leq 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}20$	$1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \leq 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}50$	$1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \leq 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}80$	$1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \leq 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}60$	$1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0{,}40}$

La valutazione dell'amplificazione topografica viene effettuata in base ai valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella (Tab. 3.2.V); essa è consentita per configurazioni superficiali semplici, mentre per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica* S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

In base alle considerazioni espresse in precedenza relativamente alla pericolosità sismica di base ed alla risposta sismica locale, è possibile effettuare una stima preliminare della pericolosità sismica del sito attraverso la determinazione dei coefficienti sismici corrispondenti a ciascuno degli stati limite considerati.

La categoria di sottosuolo dell'area in esame, caratterizzata da depositi con profondità H del substrato superiore a 30 metri dal piano di imposta delle strutture di fondazione, è stata definita in base ai valori della velocità equivalente Vs_{30} di propagazione delle onde di taglio (onde S) ricavati attraverso le indagini sismiche realizzate, che hanno permesso di definire una **CATEGORIA DI SOTTOSULO C**.

La categoria topografica dell'area in esame (pianeggiante) corrisponde a **T1**, alla quale è associato un valore del coefficiente topografico S_T=1,0 (assenza di amplificazione topografica).

L'edificio in oggetto è un'opera di **tipo 2** (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari), a cui corrisponde una vita nominale minima **V_N=50 anni**. Per quanto attiene la classe d'uso che si riferisce alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, all'edificio è stata assegnata la classe d'uso **Classe III**, alla quale appartengono "(…)Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. (…)"

Inserendo all'interno del software *"Geostru PS Parametri sismici"* la localizzazione del sito in esame (sistema di riferimento UTM-ED50), i dati prestazionali dell'opera in esame (tipo di costruzione, vita nominale V_N, classe d'uso), la tipologia di fondazione, la categoria di sottosuolo e la categoria topografica, sono stati ottenuti i parametri sismici ed i coefficienti sismici riportati nei tabulati che seguono.

SITO IN ESAME (coordinate UTM-ED50)	
LATITUDINE	44,602340°
LONGITUDINE	10,124248°
TIPO DI COSTRUZIONE	2
VITA NOMINALE (V_N)	50 [anni]
CLASSE D'USO	III
VITA DI RIFERIMENTO (V_R)	75 [anni]

Considerando la *"risposta sismica locale"* del sito di intervento, ovvero i parametri ed i coefficienti sismici derivanti dalla categoria topografica T1 (S_t=1,00) e dalla categoria di sottosuolo C (S_s=1,43) dell'area in esame, per ogni stato limite considerato si ottiene il valore dell'accelerazione sismica orizzontale massima del suolo **a_{max}** attesa al sito.

S.L. Stato limite		PV_R Probabilità di superamento	T_R Tempo ritorno [anni]	a_g [g]	S ($S_s \cdot S_t$) [–]	a_{max} (ag · S) [m/s²]
S.L.E.	S.L.O.	81 %	45	0,065	1,500	0.961
	S.L.D.	63 %	75	0,081	1,500	1.185
S.L.U.	S.L.V.	10 %	712	0,181	1,430	2.539
	S.L.C.	5 %	1462	0,225	1,360	2.995

S.L. Stato limite		PV_R Probabilità di superamento	T_R Tempo ritorno [anni]	a_g [g]	Fo [–]	Tc* [s]
S.L.E.	S.L.O.	81 %	45	0,065	2,469	0,253
	S.L.D.	63 %	75	0,081	2,480	0,262
S.L.U.	S.L.V.	10 %	712	0,181	2,521	0,291
	S.L.C.	5 %	1462	0,225	2,544	0,302

S.L. Stato limite		Ss	Cc	St	k_h	k_v	β
S.L.E.	S.L.O.	1,500	1.650	1,000	0,020	0,010	0.200
	S.L.D.	1,500	1.630	1,000	0,024	0,012	0.200
S.L.U.	S.L.V.	1,430	1.580	1,000	0,062	0,031	0.240
	S.L.C.	1,360	1.560	1,000	0,086	0,043	0.280

Dove:

Tipo di costruzione	Rappresenta la tipologia dell'opera in progetto (N.T.C. – Tab. 2.4.I)
Vita nominale V_N	Rappresenta il n° di anni nel quale la struttura deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (N.T.C. – Tab. 2.4.I)
Classe d'uso	Rappresenta l'uso a cui è destinata l'opera, con riferimento alle conseguenze di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche (N.T.C.– Par. 2.4.2)
Categoria di sottosuolo	Categoria a cui associare i terreni di fondazione, necessaria per la definizione dell'azione sismica di progetto (N.T.C. – Tab. 3.2.II)
Categoria topografica	Categoria a cui appartiene l'area di intervento, necessaria per la definizione dell'azione sismica di progetto (N.T.C. – Tab. 3.2.IV)
Coefficiente d'uso	Coefficiente che varia in funzione della classe d'uso (N.T.C. – Tab. 2.4.II)
Periodo di riferimento V_R	In relazione al quale vengono valutate le azioni sismiche sulle costruzioni; è il prodotto tra la vita nominale V_N ed il coefficiente d'uso Cu ⇒ $V_R = V_N \cdot Cu$ (N.T.C. – Par. 2.4.3)
S.L.E.	Stato limite di esercizio
S.L.O.	Stato limite di operatività
S.L.D.	Stato limite di danno
S.L.U.	Stato limite ultimo
S.L.V.	Stato limite di salvaguardia della vita
S.L.C.	Stato limite di prevenzione del collasso

Probabilità di superamento PV_R	Associata agli stati limite, rappresenta la probabilità di superamento di ognuno di essi nel periodo di riferimento V_R della costruzione
T_R	Periodo di ritorno dell'azione sismica
a_g	Accelerazione sismica orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido orizzontale
F_o	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T_c*	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
S_s	Coefficiente di amplificazione stratigrafica che tiene conto della categoria di sottosuolo (N.T.C. – Par. 3.2.V)
S_t	Coefficiente di amplificazione topografica che tiene conto delle condizioni topografiche (N.T.C. – Par. 3.2.VI)
S	Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S = S_s \cdot S_t$
C_c	Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (N.T.C. – Par. 3.2.V), utilizzato per la determinazione del periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro Tc
Kh	Coefficiente sismico orizzontale ($Kh = \beta \cdot a_{max}/g$)
Kv	Coefficiente sismico verticale (Kv = Kh/2)
a_{max}	Accelerazione sismica massima attesa al sito di progetto, prodotto tra il coefficiente **S**, l'accelerazione sismica massima **a_g** attesa su sito di riferimento rigido e l'accelerazione di gravità (9,8 m/s^2)
β	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito a_{max} , funzione della categoria di sottosuolo (N.T.C. – Tab. 7.11.I)

Per la valutazione dell'accelerazione sismica orizzontale massima (**a_g**) attesa su sito di riferimento rigido orizzontale (Categoria di sottosuolo A) si è fatto riferimento anche al foglio di calcolo *"Spettri-NTC ver. 1.0.3"*, rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per la stima dell'azione sismica di progetto, che ha permesso di ottenere i valori di **a_g** riferiti agli stati limite di progetto riportati nella seguente tabella.

STATO LIMITE	**T_R** (anni)	**a_g** (g)	**F_O**	**T_c*** (s)
SLO	45	0.066	2.466	0.253
SLD	75	0.081	2.478	0.262
SLV	712	0.182	2.525	0.292
SLC	1462	0.225	2.547	0.303

Nel presente studio verranno utilizzati i valori riportati in tabella ottenuti con il foglio di calcolo ministeriale (ritenuto quello ufficiale), in quanto i valori ottenuti con il software *"Geostru PS Parametri sismici"* sono leggermente differenti.

Nelle simulazioni effettuate, per lo stato limite ultimo S.L.V. (Stato limite di salvaguardia della vita) verrà pertanto utilizzato un valore di **a_g=0,182g**.

\

15.5 Dati di disaggregazione del sito in esame

Per definire le caratteristiche sismogenetiche del sito in esame è necessario definire i dati di disaggregazione, rappresentati da coppie di magnitudo e distanza epicentrale, che maggiormente concorrono alla pericolosità sismica di un determinato sito.

La magnitudo è una grandezza con carattere aleatorio e come tale deve essere trattata sia negli studi di microzonazione sismica che negli studi finalizzati alla progettazione di un'opera; il suo valore fornisce indicazioni sulla quantità di energia rilasciata durante un evento sismico, e quindi sulla capacità di generare cicli di deformazione del terreno.

Per la valutazione della magnitudo del sisma atteso, come riportato negli *"Indirizzi e criteri di Microzonazione Sismica (ICMS)"*, è possibile utilizzare il metodo della disaggregazione della pericolosità sismica, basato sulle Mappe interattive di pericolosità sismica pubblicate nel sito del Progetto S1 dell'I.N.G.V., svolto nell'ambito della Convenzione DPC-INGV 2004-2006.

Tale procedura consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità del sito in termini di magnitudo e distanza (M-R); in altri termini, il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito di intervento che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

Esso costituisce una sorta di analisi inversa per estrarre dalla pericolosità di un determinato sito le caratteristiche magnitudo-distanza che maggiormente lo condizionano.

Il metodo della disaggregazione è quello più sofisticato e concettualmente più corretto ai fini di una valutazione della magnitudo di progetto coerente con l'impostazione probabilistica delle NTC18 (stati limite), in quanto anch'esso è un procedimento di tipo probabilistico che fornisce risultati per 9 periodi di ritorno, relativi alla disaggregazione dei valori mediani di accelerazione orizzontale massima del suolo $\mathbf{a_g}$ su suolo rigido di categoria A e superficie topografica orizzontale; i risultati sono espressi in termini di valori medi e modali dei parametri M (magnitudo), R (distanza epicentrale), ε (numero di deviazioni standard per cui un dato valore di a_g si discosta dal valore mediano predetto dalla legge di attenuazione).

Nel caso in esame si è reso necessario fare alcune valutazioni ragionate sui valori di $\mathbf{a_g}$ più opportuni da utilizzare in funzione della vita di riferimento V_R dell'opera in esame (**V_R=75anni**), del tempo di ritorno $\mathbf{T_R}$ del sisma e della probabilità di eccedenza $\mathbf{P_{VR}}$ relativa agli stati limite di riferimento, secondo la seguente relazione:

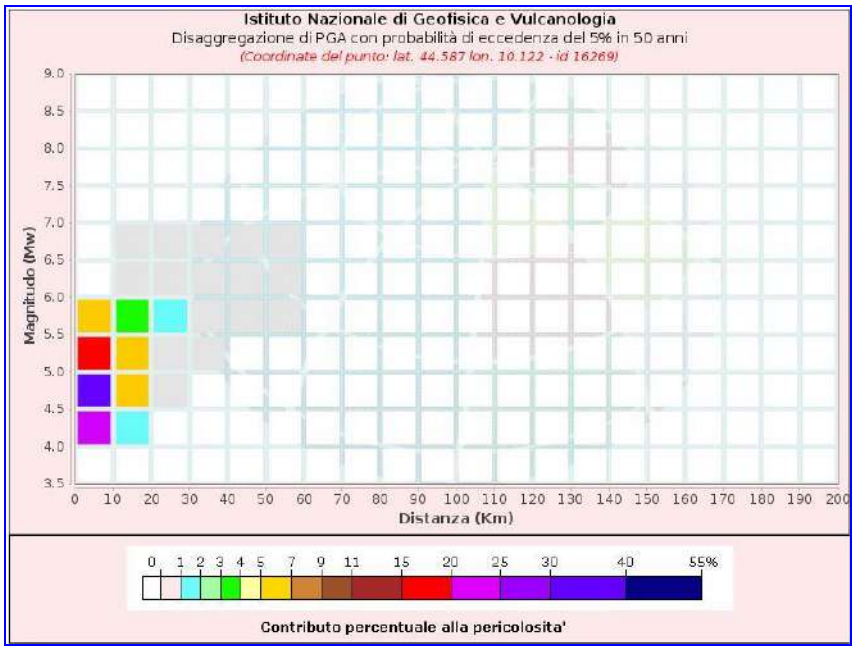
$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{V_R})$$

ovvero:

T_R=712 anni relativamente alla probabilità di superamento del 10% (S.L.V.).

Poiché la mappa di pericolosità sismica dell'I.N.G.V. si basa su un periodo di riferimento V_R=50anni, cui corrisponde un tempo di ritorno, relativo alla probabilità di superamento del 10% (**S.L.V.**) in 50 anni, pari a T_R=475 anni (inferiore al T_R=712 anni di progetto), si è ritenuto di considerare in via cautelativa una **probabilità di superamento del 5% in 50 anni**, cui corrisponde un tempo di ritorno pari a **T_R=975 anni**.

STATO LIMITE S.L.V



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 44.587 lon. 10.122 - id 16269)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	20.3000	35.2000	17.8000	6.0600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	1.5500	5.5700	6.0200	3.7500	0.7720	0.1210	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0000	0.0605	0.6730	1.0300	0.5820	0.1110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0085	0.1400	0.2130	0.0520	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0038	0.0358	0.0132	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0019	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.91	6.92	1.06

Figura 22 int *– Estratto dei valori medi di magnitudo per gli S.L.V.*

Come si evince dai grafici e dai valori di disaggregazione ottenuti, il sito in esame relativamente a T_R=975 anni (stato limite S.L.V.) è caratterizzato da una magnitudo **Mw=4.0÷6.0**, da una distanza epicentrale **R=0÷20km** e da un valore medio di magnitudo del terremoto di scenario pari a **Mw=4,9**.

I valori di magnitudo e distanza epicentrale vengono utilizzati per l'estrazione degli **accelerogrammi di *input* naturali (registrati)** dalle banche dati disponibili (ad ex. ESD, ITACA, SIMBAD), da inserire successivamente all'interno dei *software* di modellazione numerica della risposta sismica locale.

15.6 Estrazione accelerogrammi di input – stato limite S.L.V.

Come riportato nelle NTC18 (Cap. 3.2.3.6) gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali o naturali, ciascuna delle quali descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno.

L'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente ed alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Devono essere selezionate e scalate in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame.

Nelle analisi di risposta sismica locale (Cap. 7.11.3.1) l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (Categoria di sottosuolo A).

Nel presente studio per l'estrazione degli accelerogrammi naturali (registrazioni di eventi sismici reali) è stato utilizzato il *software web REXELweb*, che implementa un elevato numero di terremoti e consente di effettuare la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle NTC18.

I dati utilizzati per l'estrazione di accelerogrammi spettro-compatibili sono riassunti nella seguente tabella.

STATO LIMITE S.L.V.	
Coordinate del sito (sistema di riferimento ED50)	Latitudine: 44,602340
	Longitudine: 10,124248
Strategia di progettazione	Vita nominale (V_N): 50 anni
	Classe d'uso: III
	Vita di riferimento (V_R): 75anni
Accelerazione sismica orizzontale massima (**a_g**) attesa su sito di riferimento rigido orizzontale (Categoria di sottosuolo A)	ag = 0,16g
Dati di disaggregazione	Magnitudo (Mw) compresa tra 4.0 e 6.0
	Distanza (R) compresa tra 0 e 20 km

Ulteriori parametri impostati per l'estrazione degli accelerogrammi sono:

- analisi di una singola componente orizzontale del sisma (generalmente la più dannosa);

- massima tolleranza dello scarto tra spettro di riferimento del sito e spettro di risposta medio dei 7 accelerogrammi da estrarre compresa tra il 10% ed il 30%;
- intervallo di periodo in cui verificare la corrispondenza tra spettro di riferimento del sito e spettro di risposta medio dei 7 accelerogrammi da estrarre compreso tra T=0,15s e T=2,00s;
- meccanismo focale compressivo (*thrust faulting*).

16. ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

16.1 Sismostratigrafia di input

La definizione della sismografia di input necessaria per la modellazione con il *software STRATA* si è basata sui risultati derivanti dalla campagna di indagini geognostiche, dalle prove di laboratorio e dalle indagini geofisiche svolte nel sito di interesse, permettendo di ricostruire il modello geosismico dell'area in esame.

Il modello geosismico evidenzia un significativo aumento di velocità dopo 30 metri dal piano campagna. Tale orizzonte potrebbe essere considerato come *bedrock sismico*, in corrispondenza di un livello molto competente, cui si associano valori di velocità di Vs=800 m/s [valori che convenzionalmente caratterizzano il "*bedrock sismico s.s.*" (Vs=800 m/s)]. L'appena citato livello potrebbe corrispondere al Flysch di Monte Sporno, Formazione geologica che caratterizza l'area (Tavola IV bis)

In riferimento alle curve dinamiche di variazione del modulo di rigidezza al taglio *G* e dello smorzamento D dei terreni in funzione della deformazione sismica crescente da utilizzare nella modellazione, sono state utilizzate sia quelle presenti nel database dello scrivente.

Il modello geosismico del sito è stato inserito all'interno del *software STRATA*, associando alle litologie individuate i corrispondenti valori di modulo di rigidezza al taglio (G) e di smorzamento (D), che variano secondo il processo di analisi equivalente lineare (EQL) utilizzato nelle simulazioni.

	Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)
1	0.00	5.00	Ghiai fine e media in matrice limo sabbiosa	220.00
2	5.00	25.00	Ghiaia di varia pezzatura in matrice limo argillosa	380.00
3	30.00	Half-Space	Bedrock	800.00

Figura 23 int *-- Modello geosismico utilizzato per le simulazioni schermata software STRATA*

Come indicato nelle NTC18 l'analisi di risposta sismica locale è stata realizzata in termini deterministici, considerando i parametri di input del modello geosismico come grandezze scalari ed ottenendo per ogni segnale sismico di input un segnale sismico di output.

Si ritiene comunque opportuno sottolineare l'incertezza insita nei parametri di input sia relativamente ai parametri sismici (a_g, V_S) che ai parametri geomeccanici dei terreni (modulo di taglio, rapporto di smorzamento), tenuta in conto solamente da modellazioni realizzate in termini probabilistici, mediante le quali per ogni segnale sismico di input si ottengono vari segnali probabilisticamente compatibili che riflettono la variabilità e l'incertezza dei parametri di *input*, chiamati anche *"realizzazioni"* in linguaggio statistico.

16.2 Accelerogrammi di input

Gli accelerogrammi naturali (registrati) spettro-compatibili estratti dalla piattaforma *REXELweb* sono stati importati all'interno del *software STRATA*, già compatibili con il formato utilizzato dal *software* di analisi.

Ciascun accelerogramma, rappresentazione nel dominio del tempo delle accelerazioni indotte al suolo da un evento sismico, è stato opportunamente *"scalato"* al valore accelerazione a_g del sito.

Input Motions

Add | Remove | Edit

		Name	Description	Type	PGA (g)	PGV (cm/s)	Scale Factor
1	☑	ascii_1_infer\HI.ARG2..HNN.D.EMSC-20140203_0000008.AC...		Outcrop	0.18	22.71	0.69
2	☑	ascii_1_infer\IT.MOG0.00.HNN.D.IT-2012-0011.ACC.MP.ASC		Outcrop	0.18	21.74	1.06
3	☑	ascii_1_infer\IT.MRN.00.HNE.D.IT-2012-0008.ACC.MP.ASC		Outcrop	0.18	20.66	0.69
4	☑	ascii_1_infer\IT.MRN.00.HNN.D.IT-2012-0011.ACC.MP.ASC		Outcrop	0.18	35.65	0.62
5	☑	ascii_1_infer\IT.SAN0.00.HNN.D.IT-2012-0011.ACC.MP.ASC		Outcrop	0.18	28.78	0.82
6	☑	ascii_1_infer\IV.T0814..HNE.D.IT-2012-0011.ACC.MP.ASC		Outcrop	0.18	9.66	0.41
7	☑	ascii_1_infer\IV.T0819..HNE.D.IT-2012-0010.ACC.MP.ASC		Outcrop	0.18	29.59	0.70

Figura 24 int *- Accelerogrammi utilizzati per l'analisi (schermata software STRATA), scalati alla* PGA_{SLV}*=0,182g (Stato Limite S.L.V.)*

16.3 Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito alcuni grafici esemplificativi delle simulazioni effettuate con il *software* STRATA.

Si ritiene opportuno sottolineare che come superficie di riferimento è stata adottata la superficie topografica in affioramento; è stato tuttavia verificato che, adottando come riferimento la profondità di imposta delle strutture di fondazione il risultato delle simulazioni non varia in maniera significativa.

1) Spettro di risposta elastico in accelerazione in superficie: rappresenta l'output generalmente richiesto per le verifiche sismiche delle strutture. La legenda del grafico è errata: le curve tratteggiate rappresentano il valore della mediana +/- Stdev (non +/- LogStdev).

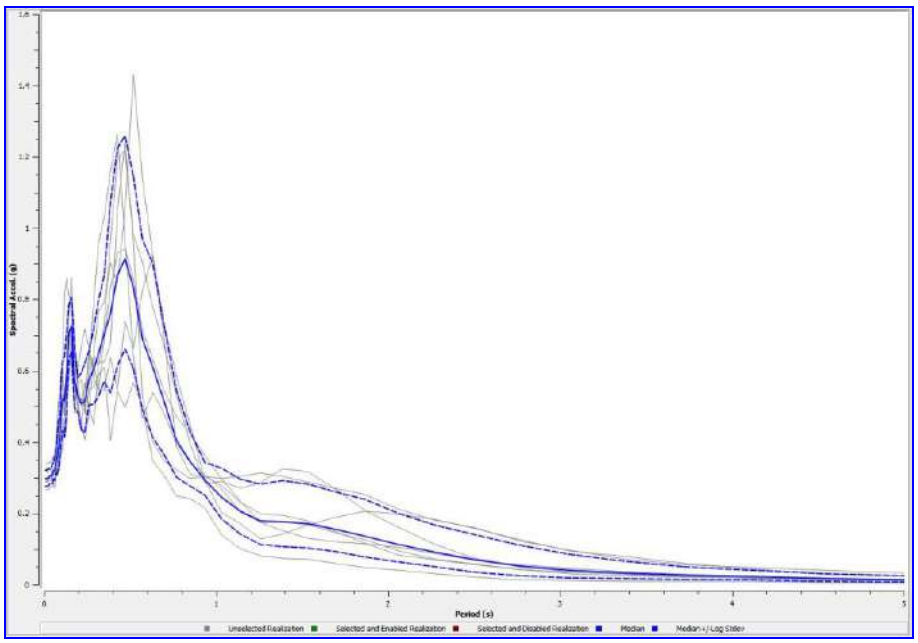


Figura 25 int *- Spettro di risposta elastico in accelerazione in superfici - Simulazione allo stato limite S.L.V.*

2) Rapporto spettrale: permette di stabilire l'amplificazione tra lo spettro di risposta elastico in accelerazione in superficie ed il corrispondente spettro di risposta elastico al *bedrock*. La legenda del grafico è errata: le curve tratteggiate rappresentano il valore della mediana +/- Stdev (non +/- LogStdev).

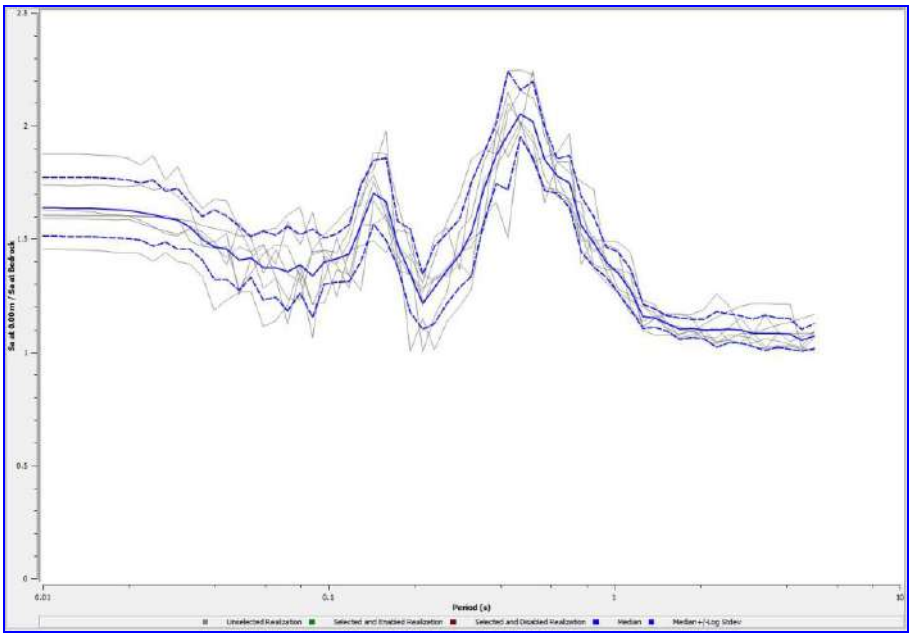


Figura 26 int *- Rapporto spettrale (amplificazione del segnale sismico dal "bedrock" alla superficie) - Simulazione allo stato limite S.L.V.*

3) Profilo dell'accelerazione PGA (Peak Ground Acceleration) dal bedrock alla superficie: permette di studiare l'andamento della PGA alle varie profondità.

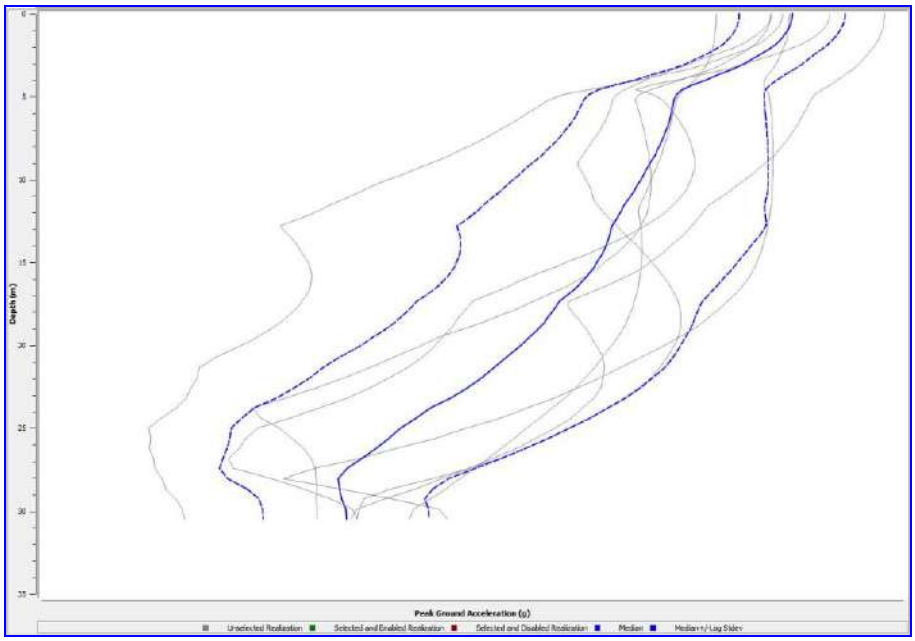


Figura 27 int *- Profilo dell'accelerazione dal "bedrock" alla superficie) - Simulazione allo stato limite S.L.V.*

4) Funzione di trasferimento dell'accelerazione (in frequenza) dal bedrock alla superficie: è molto utile per definire il campo di frequenze entro il quale il sottosuolo nel sito amplifica il segnale sismico di input e per quantificare l'entità dell'amplificazione stessa. La legenda del grafico è errata: le curve tratteggiate rappresentano il valore della mediana +/- Stdev (non +/- LogStdev).

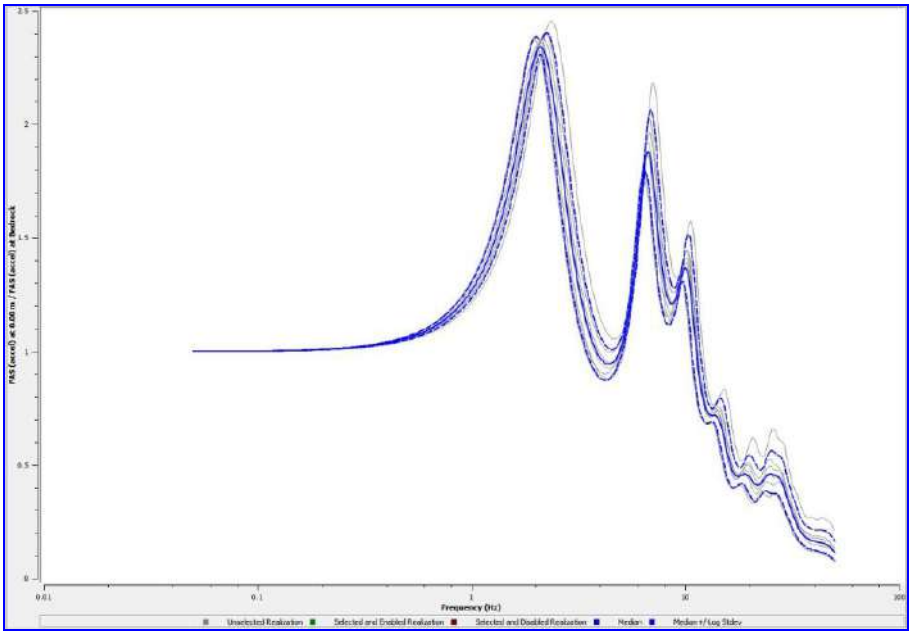


Figura 28 int *- Funzione di trasferimento dell'accelerazione (in frequenza) dal "bedrock" alla superficie - Simulazione allo stato limite S.L.V.*

Spettri di risposta elastici di output

I valori di *output* dell'analisi di risposta sismica locale RSL effettuata sono stati rappresentati in forma grafica mediante spettri di risposta elastici in accelerazione, relativamente allo stato limite ultimo S.L.V.

Come rappresentato nei grafici allegati, sono stati forniti gli spettri di risposta elastici corrispondenti alla **mediana** delle simulazioni effettuate ed alla **mediana + deviazione standard (Stdev)**, in accordo con quanto previsto dalla normativa nazionale ed internazionale che considera il valore mediano il riferimento di minima cautela.

Si ritiene opportuno sottolineare che gli spettri relativi alla **mediana + deviazione standard (Stdev)** sono stati ottenuti sulla base di valori tabellari approssimati (mediana + mediana*LogStdev), in quanto il *software STRATA* non fornisce direttamente i valori tabellari di Stdev, ma solamente di LogStdev; i grafici ottenuti sulla base di tali valori rappresentano comunque un'accettabile approssimazione degli spettri di *output* derivanti dalla RSL effettuata con STRATA.

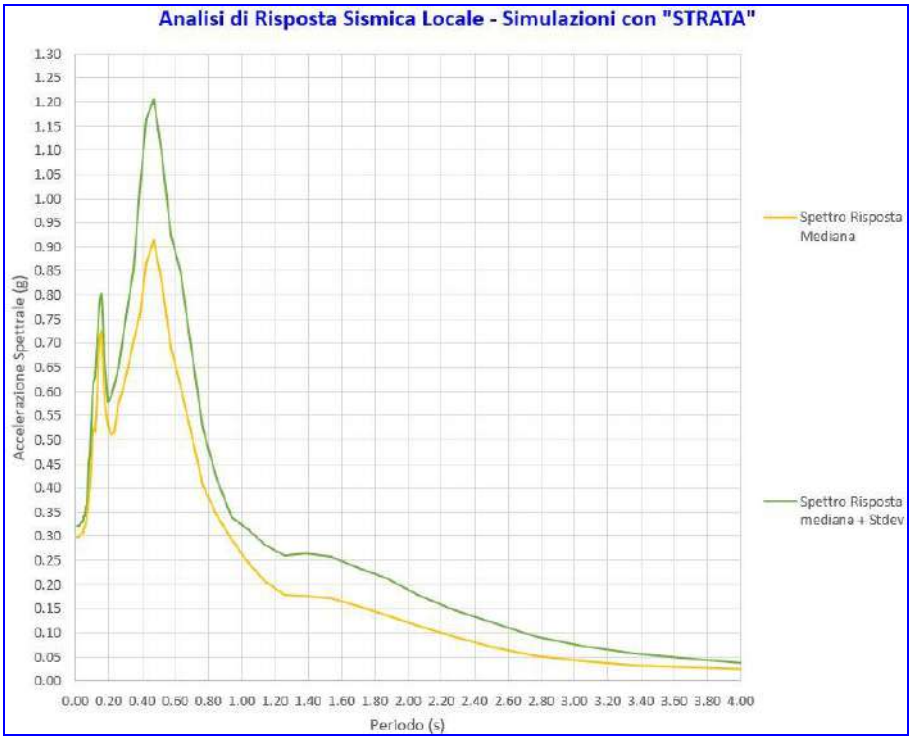


Figura 29 int *– Spettri di risposta elastica mediana e mediana+stdev.*

Gli spettri di risposta elastici di *output* sono stati confrontati con gli spettri di normativa relativi alle categorie di sottosuolo "A", "B", "C", "D".

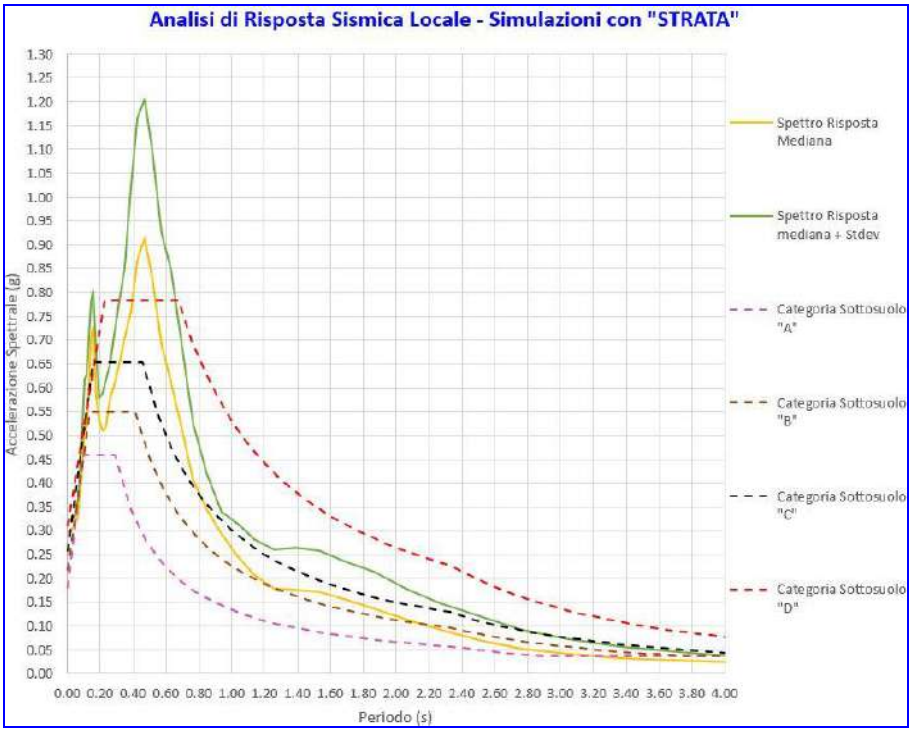


Figura 30 int – *Spettri di risposta elastica mediana, mediana+stdev e spettri di risposta elastica da normativa NTC18 relativi alle categorie di sottosuolo "A", "B", "C", "D".*

Di seguito si riportano i valori di *output*, in forma tabellare, dell'analisi di risposta sismica locale RSL effettuata con *software STRATA*.

Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)	Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)
0.0100	0.2983	0.3214	0.2593	0.5750	0.6492
0.0110	0.2984	0.3215	0.2861	0.6041	0.7099
0.0122	0.2986	0.3216	0.3158	0.6512	0.7842
0.0134	0.2987	0.3218	0.3486	0.7045	0.8516
0.0148	0.2989	0.3221	0.3847	0.7600	1.0215
0.0164	0.2992	0.3224	0.4246	0.8673	1.1666
0.0181	0.2995	0.3227	0.4686	0.9132	1.2060
0.0199	0.2999	0.3232	0.5172	0.8332	1.0992
0.0220	0.3004	0.3237	0.5708	0.6906	0.9244
0.0243	0.3011	0.3248	0.6300	0.6103	0.8481
0.0268	0.3021	0.3253	0.6953	0.5158	0.6935
0.0296	0.3041	0.3271	0.7674	0.4061	0.5258
0.0327	0.3061	0.3291	0.8469	0.3443	0.4197
0.0361	0.3064	0.3290	0.9347	0.2935	0.3391
0.0398	0.3063	0.3294	1.0316	0.2461	0.3157
0.0439	0.3084	0.3344	1.1386	0.2062	0.2814
0.0485	0.3150	0.3415	1.2566	0.1788	0.2607
0.0535	0.3199	0.3408	1.3869	0.1768	0.2652
0.0590	0.3232	0.3585	1.5307	0.1711	0.2569
0.0652	0.3404	0.3679	1.6894	0.1556	0.2357
0.0719	0.3539	0.4016	1.8645	0.1369	0.2135
0.0794	0.3840	0.4528	2.0578	0.1137	0.1788
0.0876	0.4081	0.4698	2.2711	0.0917	0.1473
0.0967	0.4825	0.5737	2.5066	0.0711	0.1198
0.1067	0.5221	0.6185	2.7665	0.0531	0.0920
0.1178	0.5156	0.6287	3.0533	0.0411	0.0716
0.1300	0.5919	0.7054	3.3698	0.0335	0.0568
0.1435	0.7058	0.7799	3.7192	0.0279	0.0450
0.1583	0.7263	0.8027	4.1048	0.0230	0.0357
0.1747	0.5796	0.6675	4.5303	0.0179	0.0282
0.1929	0.5307	0.5778	5.0000	0.0143	0.0223
0.2128	0.5089	0.5887			
0.2349	0.5155	0.6125			

Figura 31 int – *Valori di output dell'analisi di risposta sismica locale per le curve mediana e mediana+stedev.*

La scelta della tipologia (**mediana normalizzata** oppure **mediana+stdev normalizzata**) degli spettri elastici derivanti dall'analisi di risposta simica locale RSL da adottare per le verifiche sismiche è demandata al progettista in base al grado di "cautela" che si ritiene opportuno adottare.

18. CONCLUSIONI

Il presente lavoro si è prefisso lo scopo di valutare le condizioni "geologiche" zonali, le condizioni stratimeccaniche e di rischio sismico di interesse, comprensive degli approfondimenti di risposta sismica locale (RSL) da produrre a corredo dell'analisi della vulnerabilità all'edificio in oggetto. Di seguito si riporta una sintesi dei principali aspetti emersi:

Studio geologico

L'area in oggetto di studio si trova nel centro abitato di Calestano, ad un'altezza di circa 400 metri s.l.m. e risulta inserita in un contesto pianeggiante tipico dei terrazzi alluvionali dei torrenti appenninici, in cui i vari ordini di terrazzi quaternari, separati tra loro da gradini morfologici, si raccordano, con le blande pendenze che li caratterizzano (1°-2°), con l'alveo dei sistemi torrentizi attuali. Nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, **assolutamente stabile e con bassissima predisposizione al dissesto.**

Al contorno dell'area, l'idrografia di superficie è caratterizzata dal Rio Moneglie, che scorre ad una distanza di circa 40 m verso nord-est, e dal Torrente Baganza, posto ad una distanza di circa 300 m verso nord-ovest e che scorre nel tratto d'interesse con direzione verso nord-est.

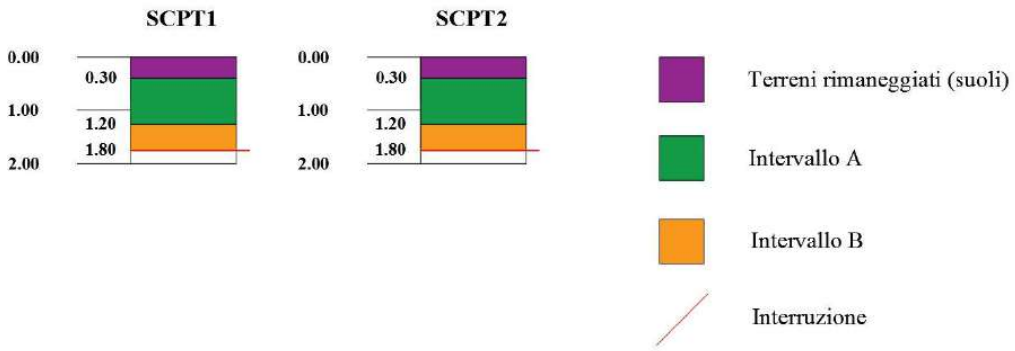
Nella definizione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni 2019 (Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010 – Secondo Ciclo) – l'area oggetto di studio ricade all'interno dello **scenario di pericolosità di esondazione bassa,** con alluvioni di scarsa probabilità o scenari di eventi estremi, e **classe di rischio media (R2)**.

Nel corso delle indagini effettuate non si è osservata la presenza di un sistema di circolazione idrica al di sotto del piano campagna. Tuttavia, come verificato nel corso di indagini realizzate in analoghi contesti stratigrafici, è possibile l'instaurarsi di altri sistemi di circolazione sub-superficiale, attestati nei livelli a maggior granulometria. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essicazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). **Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili.**

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente, si colloca in corrispondenza dei depositi alluvionali intravallivi **AES8a – Unità di Modena,** costituiti in prevalenza da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argilloso discontinua. Questi depositi alluvionali ricoprono il substrato roccioso del **Flysch di Monte Sporno – Membro di Calestano – FYS3**, composto da alternanze di arenarie cementate, calcareniti e calcilutiti con livelli pelitici. Questi depositi sono cartografati come **detrito di falda dt** all'interno della Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 85 Parma.

I risultati delle indagini geognostiche realizzate permettono di supporre i seguenti intervalli reologicamente e geomeccanicamente uniformi:

Intervallo	Z_{min} (m)	Z_{max} (m)	γ (t/m³)	γ_{SAT}(t/m³)	γ'(t/m³)	Cu (kg/cm2)	Φ'	E (kg/cm²)
			γ(kN/m³)	γ_{SAT}(kN/m³)	γ'(kN/m³)	Cu (kPa)		E (MPa)
Suoli	0.00	-0.30	---		---	---	---	---
A	-0.30	-1.20	1.75	1.85	0.85	0.80	---	80
			17.16	18.14	8.34	78.45		7.85
B	-1.20	-1.80	1.80	1.90	0.90	---	35°	>150
			17.65	18.63	8.83	---		>14.71



Studio sismico

I parametri necessari per la determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto sono stati ricavati dal programma messo a punto dal Ministero "Spettri NTC-07" ver. 1.0.3 in accordo con quanto previsto dal D.M. 17/01/18

LON	10,124248°
LAT	44,602340°
V_N	50 anni
Classe	III
C_U	1.5

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_O	T_c^* (s)
SLO	45	0,065	2,469	0,253
SLD	75	0,081	2,480	0,262
SLV	712	0,181	2,521	0,291
SLC	1462	0,225	2,544	0,302

Per la classificazione del sito in oggetto si è definito il parametro meccanico di base definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, Vs_{30} realizzando indagini geofisiche in sito mediante la tecnica "MASW".

Le elaborazioni effettuate hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo "C"

Nel contesto geologico esistente, il rischio di liquefazione può essere considerato del tutto irrilevante, grazie all'analisi stratigrafica delle formazioni esistenti, che permette di **escludere con assoluta certezza la presenza di litotipi sabbiosi classati suscettibili a fenomeni di liquefazione.**

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	1,43	1,36
CC Coeff. funz categoria	1,65	1,63	1,58	1,56
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
kh	0.020	0.024	0.062	0.086
kv	0.010	0.012	0.031	0.043
Amax [m/s²]	0.961	1.185	2.539	2.995
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Studio geotecnico preliminare

I risultati rappresentano un riferimento per il progettista e saranno quindi da utilizzare in fase preliminare esclusivamente per permettere un corretto pre-dimensionamento delle strutture fondali e non utilizzabili per le verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture, le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), che dovranno essere eseguite dal progettista stesso (art. 6.2.2 N.T.C.).

I calcoli geotecnici sono stati sviluppati in via preliminare, sulla scorta delle soluzioni progettuali ipotizzate.

In relazione alle condizioni in essere nell'area è stato sviluppato un calcolo che vede il piano fondale impostato nelle porzioni più superficiali dei terreni di fondazione, ad una profondità di circa -1,50 m dal piano campagna, all'interno dei depositi ghiaiosi dell'orizzonte B (così come definito nel capitolo 6), depositi che hanno mandato a rifiuto le prove penetrometriche.

Come tipologia dell'impianto fondale sono state considerate fondazioni superficiali nastriformi.

Tipologia di fondazioni:	superficiali nastriformi
Profondità del piano di imposta:	- 1.80 m da p.c.
Larghezza fondazione:	80 cm
Altezza fondazione:	60 cm
Carichi per SLU	centrati

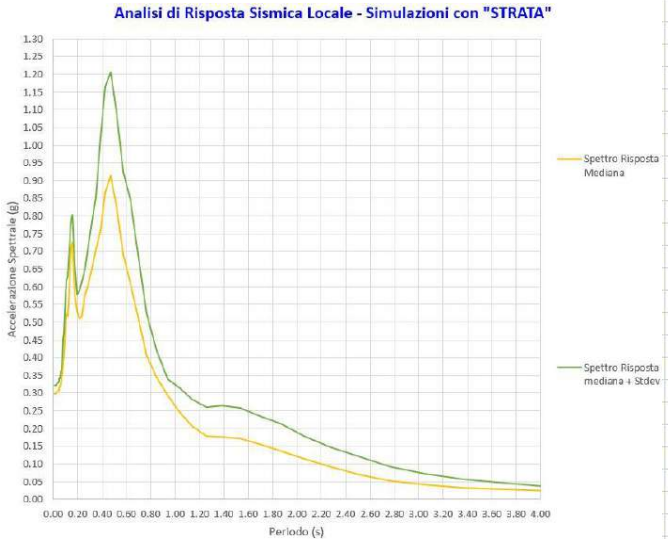
Il valore di riferimento da assumere per il calcolo delle strutture è quello derivante dall'applicazione delle formule di Brinch-Hansen con un valore di **pressione ammissibile (σ_{amm}) pari a 3.71 kg/cm²**.

Il valore del **coefficiente di sottofondo k_s**, ricavato attraverso un'indagine analitica in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione, è stato stimato in **1,26 kg/cm³** per fondazioni nastriformi.

Risposta Sismica Locale (RSL)

L'analisi di risposta sismica locale RSL ha permesso la restituzione degli spettri di risposta elastica in accelerazione in superficie. In particolare sono stati forniti gli **spettri di risposta elastica** corrispondenti alla **mediana** delle simulazioni effettuate ed alla **mediana + deviazione standard (Stdev)**, sia in forma grafica che tabellare

La scelta della tipologia tra i due precedenti spettri elastici derivanti dall'analisi di risposta simica locale RSL da adottare per le verifiche sismiche, è demandata al progettista in base al grado di "cautela" che si ritiene opportuno adottare.



Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)	Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)
0.0100	0.2983	0.3214	0.2593	0.5750	0.6492
0.0110	0.2984	0.3215	0.2861	0.6041	0.7099
0.0122	0.2986	0.3216	0.3158	0.6512	0.7842
0.0134	0.2987	0.3218	0.3486	0.7045	0.8516
0.0148	0.2989	0.3221	0.3847	0.7600	1.0215
0.0164	0.2992	0.3224	0.4246	0.8673	1.1666
0.0181	0.2995	0.3227	0.4686	0.9132	1.2060
0.0199	0.2999	0.3232	0.5172	0.8332	1.0992
0.0220	0.3004	0.3237	0.5708	0.6906	0.9244
0.0243	0.3011	0.3248	0.6300	0.6103	0.8481
0.0268	0.3021	0.3253	0.6953	0.5158	0.6935
0.0296	0.3041	0.3271	0.7674	0.4061	0.5258
0.0327	0.3061	0.3291	0.8469	0.3443	0.4197
0.0361	0.3064	0.3290	0.9347	0.2935	0.3391
0.0398	0.3063	0.3294	1.0316	0.2461	0.3157
0.0439	0.3084	0.3344	1.1386	0.2062	0.2814
0.0485	0.3150	0.3415	1.2566	0.1788	0.2607
0.0535	0.3199	0.3408	1.3869	0.1768	0.2652
0.0590	0.3232	0.3585	1.5307	0.1711	0.2569
0.0652	0.3404	0.3679	1.6894	0.1556	0.2357
0.0719	0.3539	0.4016	1.8645	0.1369	0.2135
0.0794	0.3840	0.4528	2.0578	0.1137	0.1788
0.0876	0.4081	0.4698	2.2711	0.0917	0.1473
0.0967	0.4825	0.5737	2.5066	0.0711	0.1198
0.1067	0.5221	0.6185	2.7665	0.0531	0.0920
0.1178	0.5156	0.6287	3.0533	0.0411	0.0716
0.1300	0.5919	0.7054	3.3698	0.0335	0.0568
0.1435	0.7058	0.7799	3.7192	0.0279	0.0450
0.1583	0.7263	0.8027	4.1048	0.0230	0.0357
0.1747	0.5796	0.6675	4.5303	0.0179	0.0282
0.1929	0.5307	0.5778	5.0000	0.0143	0.0223
0.2128	0.5089	0.5887			
0.2349	0.5155	0.6125			

A seguito delle considerazioni effettuate, derivanti dalle valutazioni geologiche e geologico-tecniche formulate e fatte salve le prescrizioni di cui sopra, si ritiene di poter esprimere **un parere del tutto favorevole agli interventi in ambito di progetto.**

San Michele Tiorre, lì 03 marzo 2022 Dott. Geol. Luca Calzolari

TAVOLE

Tavola I

STRALCIO CARTA TOPOGRAFICA REGIONALE
FORNOVO DI TARO
Tavola 199 - SO
Scala 1:25.000

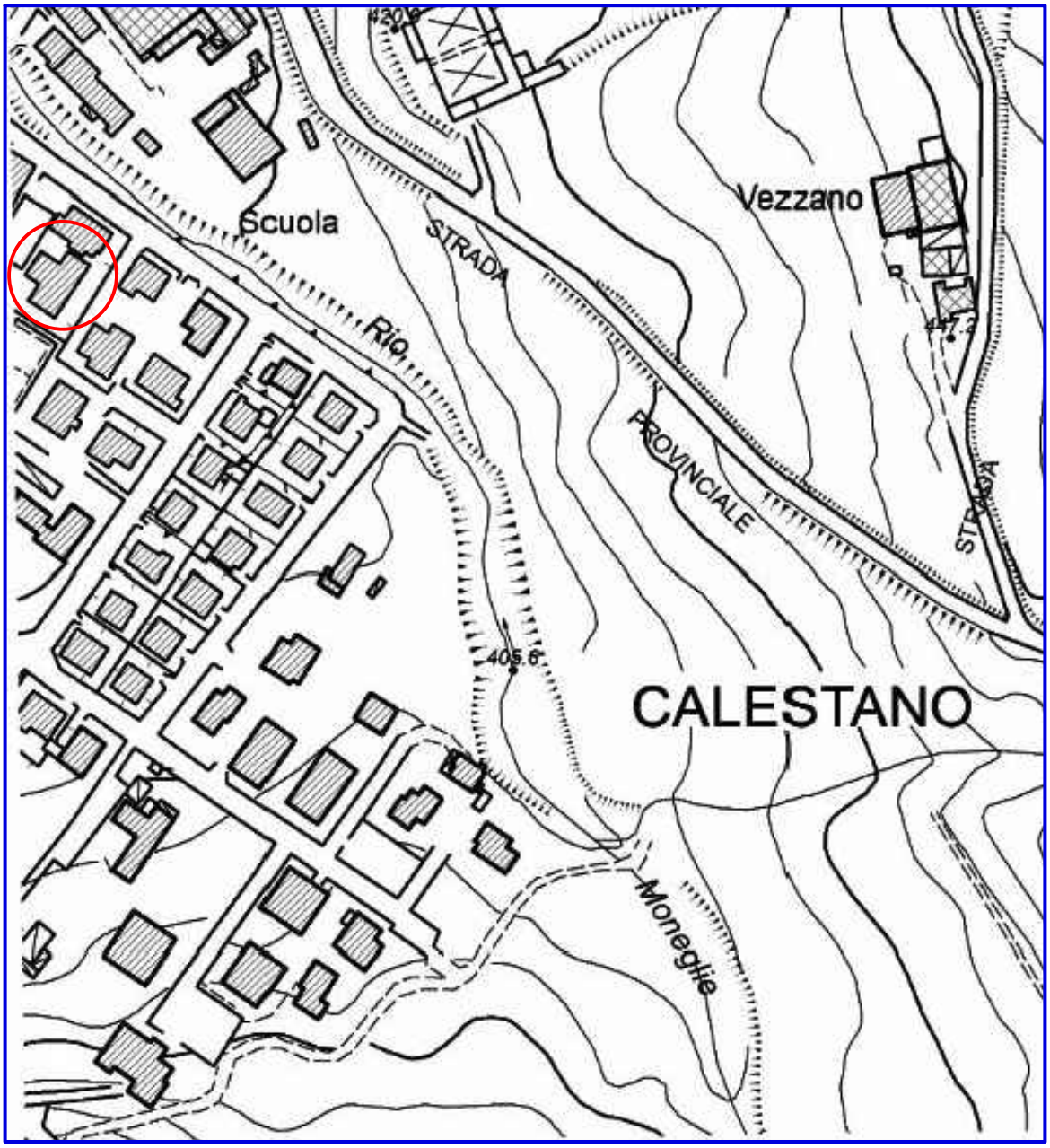
Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola II

STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE
FORNOVO DI TARO
Foglio 199 - NO Elemento 142
Scala 1:5.000



(scala modificata dall'originale)

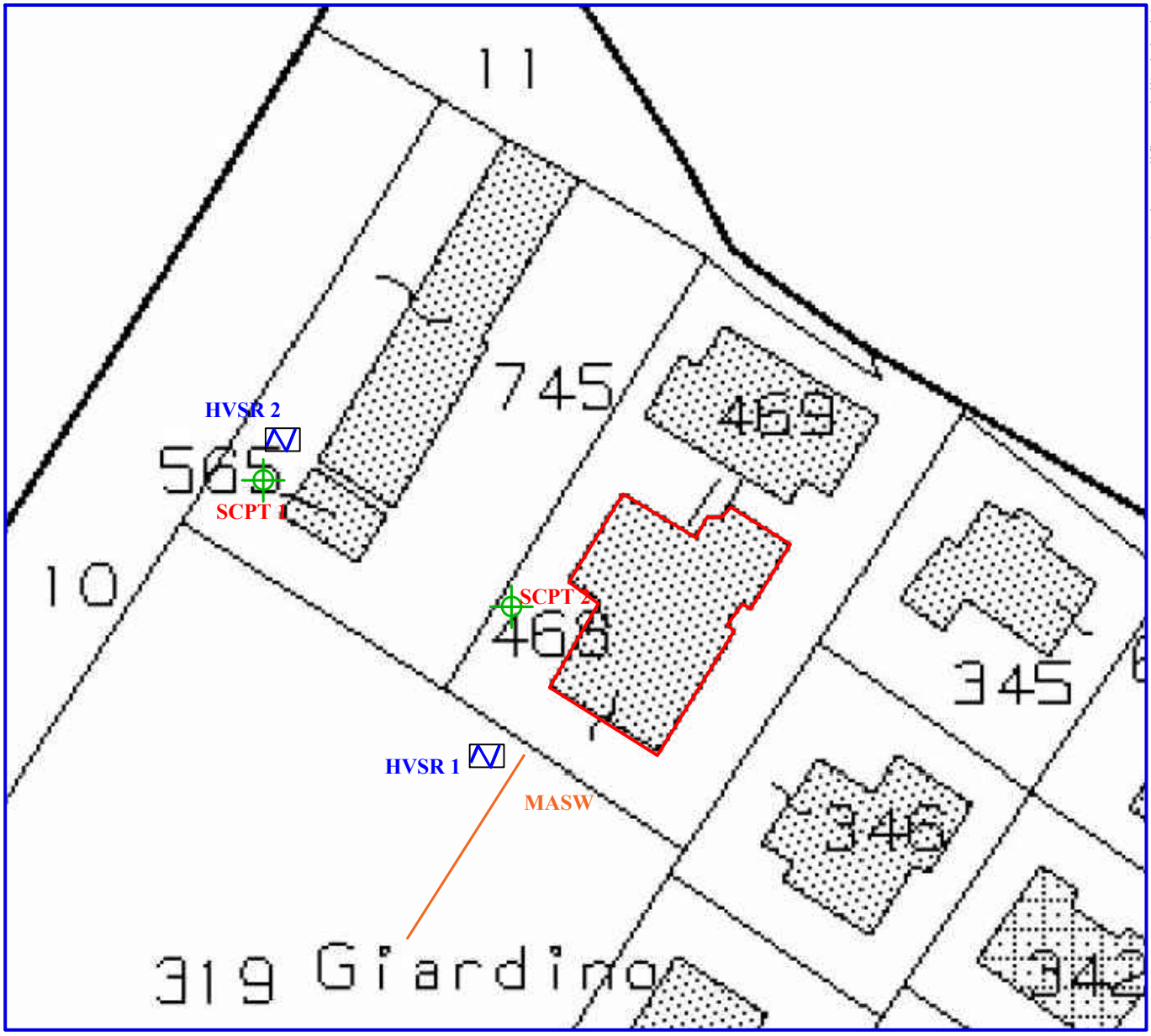
Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola III

STRALCIO PLANIMETRICO CATASTALE E UBICAZIONE DELLE PROVE EFFETTUATE
Scala 1:2.000

Comune di Calestano - Foglio 25 Particella 468



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Area in oggetto di studio

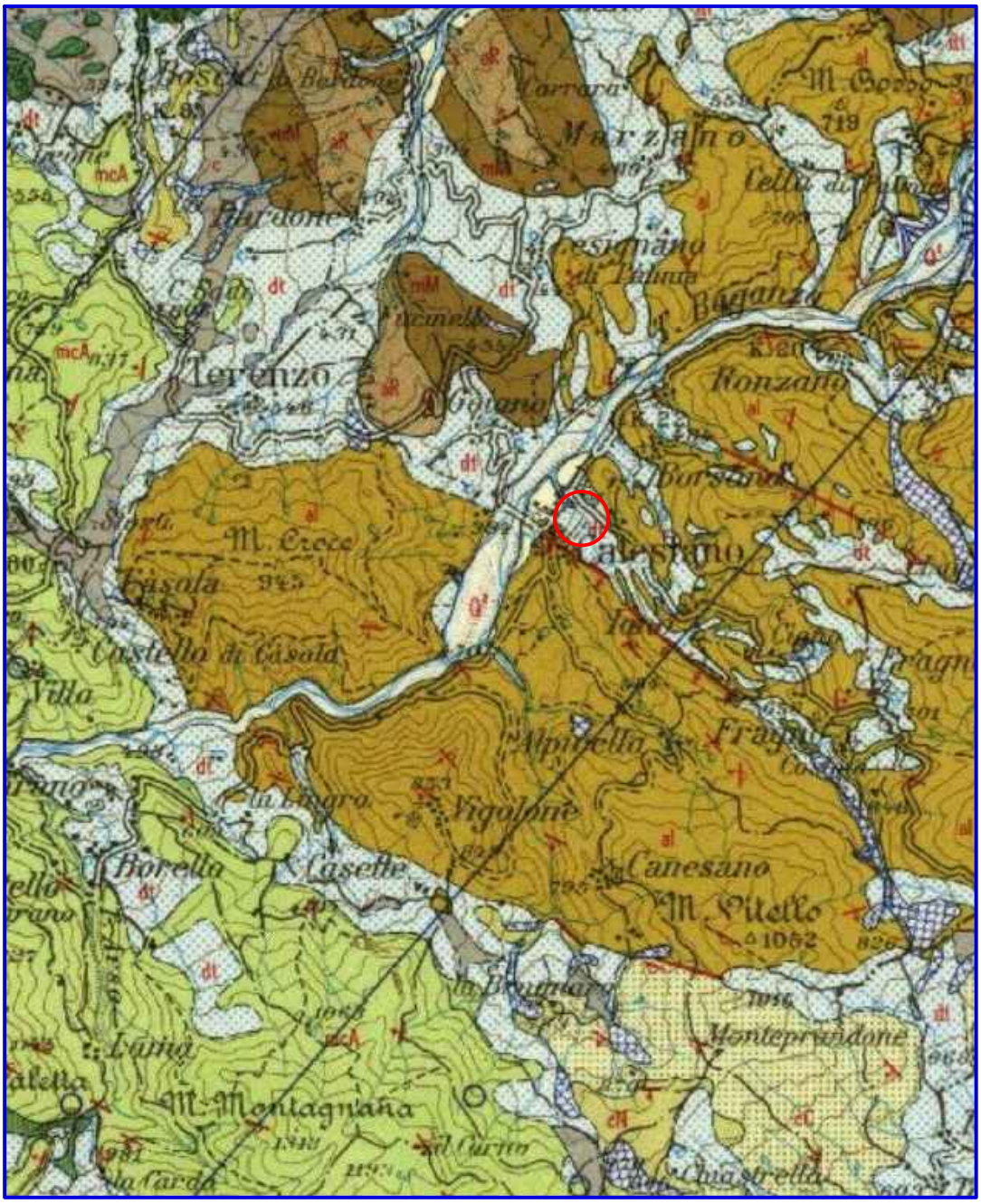
Ubicazione prova penetrometrica statica (CPT)

Stendimento MASW

Indagini HVSR

Tavola IV

STRALCIO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA
- Foglio 85 -
Castelnovo Ne' Monti
Scala 1:100.000

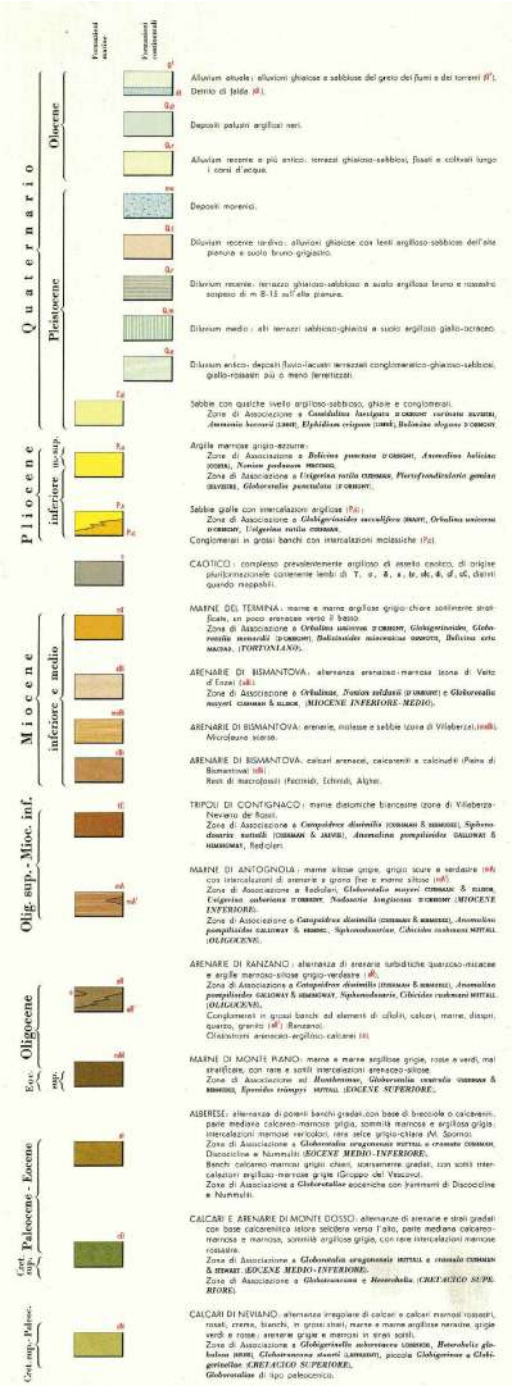


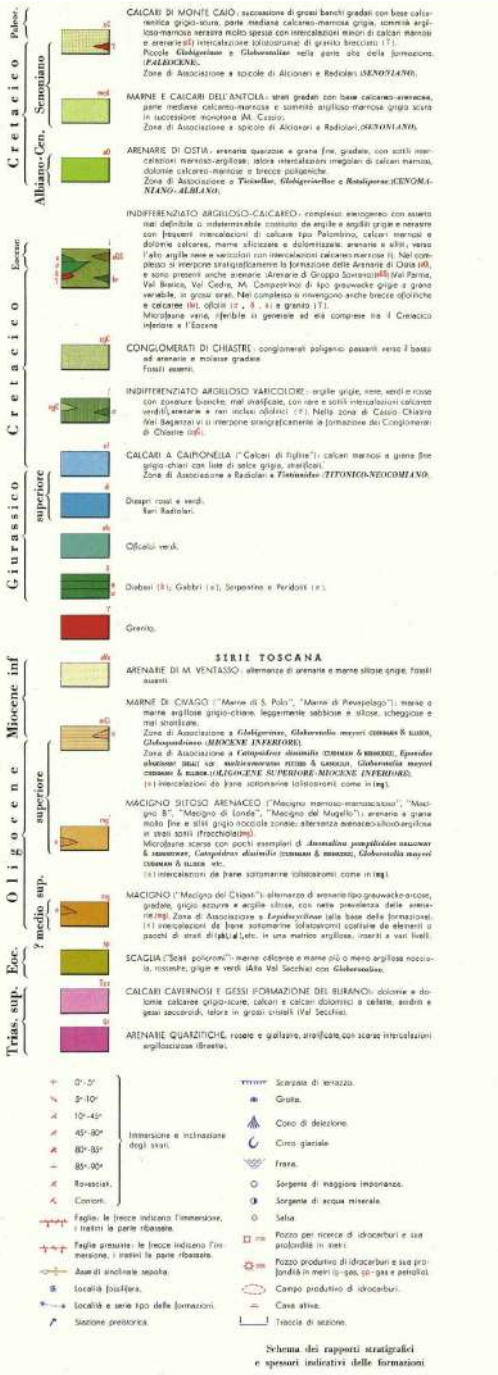
(scala modificatas dall'originale)

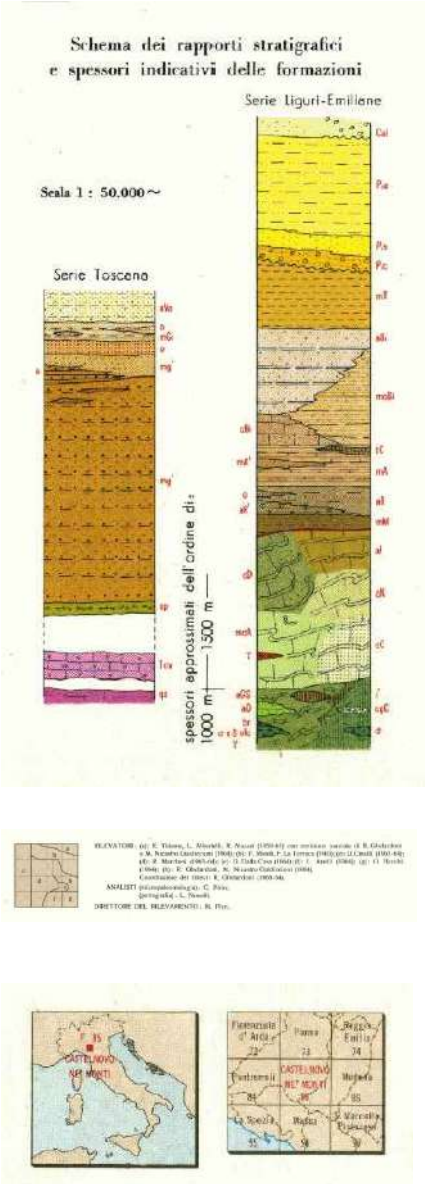
(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

LEGENDA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA
- Foglio 85 -
Castelnovo Ne' Monti







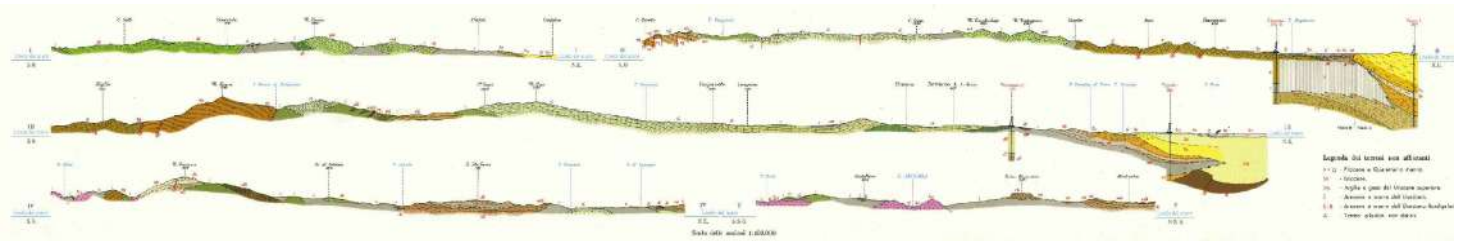
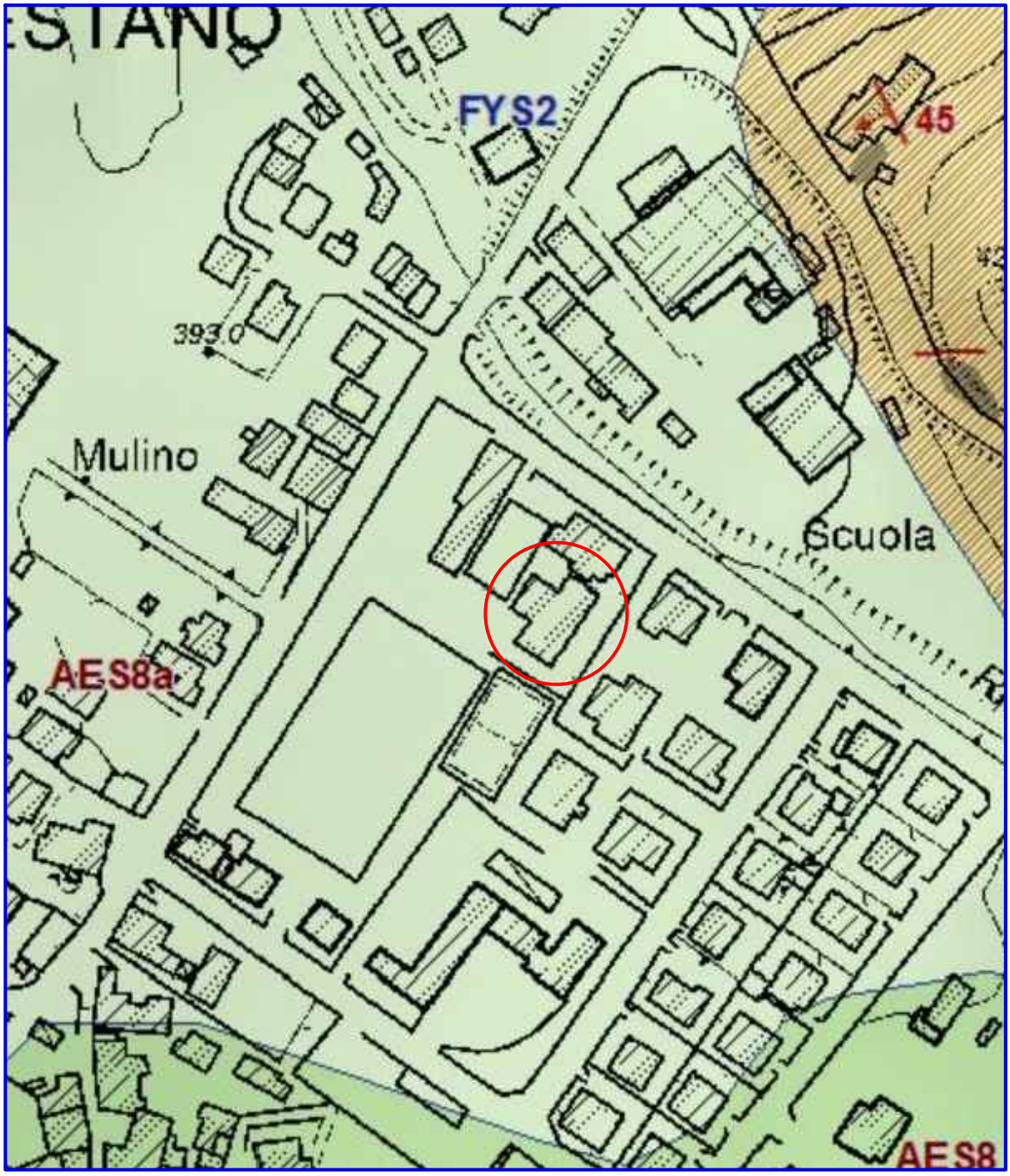


Tavola IV bis

STRALCIO CARTA GEOLOGICA REGIONALE EMILIA ROMAGNA - Scala 1:10.000

Foglio 199140 - Calestano



(scala modificata dall'originale)

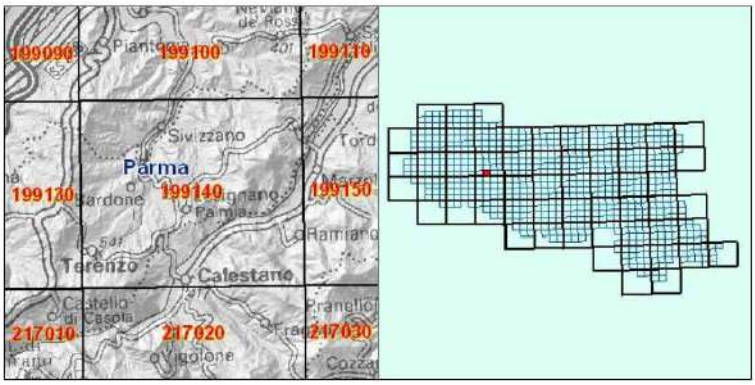
Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

LEGENDA CARTA GEOLOGICA
REGIONE EMILIA ROMAGNA
Scala 1:10.000
Foglio 199140 - Calestano

servizio geologico sismico e dei suoli — Regione Emilia-Romagna

LEGENDA DELLA SEZIONE CARTOGRAFICA: 199140 - CALESTANO



DEPOSITI DI FRANA QUIESCENTI

Deposito gravitativo senza evidenze di movimenti in atto o recenti. Generalmente si presenta con profili regolari, vegetazione con grado di sviluppo analogo a quello delle aree circostanti non in frana, assenza di terreno smosso e assenza di lesioni recenti a manufatti, quali edifici o strade. Per queste frane sussistono oggettive possibilità di riattivazione poiché le cause preparatorie e scatenanti che hanno portato all'origine e all'evoluzione del movimento gravitativo non hanno, nelle attuali condizioni morfoclimatiche, esaurito la loro potenzialità. Sono quindi frane ad attività intermittente con tempi di ritorno lunghi, generalmente superiori a vari anni. Rientrano in questa categoria anche i corpi franosi oggetto di interventi di consolidamento, se non supportati da adeguate campagne di monitoraggio o da evidenze di drastiche modifiche all'assetto dei luoghi.

a2g - Deposito di frana quiescente complessa

Deposito messo in posto in seguito alla combinazione nello spazio e nel tempo di due o più tipi di movimento.

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

AES8 - Subsintema di Ravenna

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk(C). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m.

(Pleistocene sup. - Olocene)

AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (poche decine di cm) e di tipo A/C, localmente A/Bw/C. Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri.

(Olocene)

Successione epiligure

FYS3 - Flysch di Monte Sporno - membro di Calestano

Marne e marne argillose grigie a frattura da concoide a poliedrica e marne siltose fogliettate, grigio scuro-verdastre, in strati spessi e molto spessi, intercalate a set di strati sottili e medi di areniti medie grigio-nocciola e peliti brune. Alla base degli strati marnosi sono talora presenti calcari e calcari marnosi color crema, in strati medi laminati ben stratificati. Rari livelli marnosi rosati verso il tetto del membro. Contatto graduale su FYS2. Potenza massima stimata 350 m circa.

(Luteziano)

FYS2 - Flysch di Monte Sporno - membro di Armorano

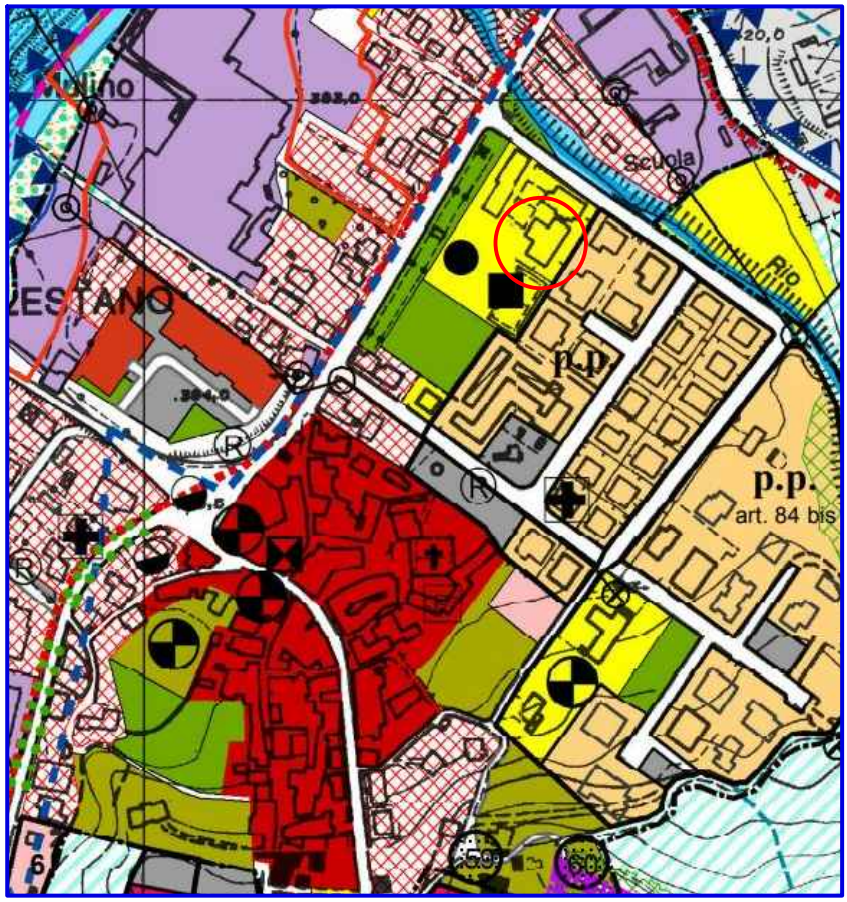
Calcari marnosi e calcari chiari in strati da medi a molto spessi, a base spesso calcarenitica grigio-verde, e marne e marne argillose grigio-nocciola in sequenze plurimetriche, alternati ad arenti e peliti marnose grigio scure in strati sottili e medi. Sono presenti alcuni livelli marnosi rosati. I calcari presentano talora livelli o liste di selce bruna, come pure base biocalcarenitica grigio-verde, con lamine parallele e ripples, localmente biocalciruditica con numerosi macroforaminiferi (Nummuliti e Orbitoididi). Localmente presente una facies caotica spessa poche decine di metri, costituita da argille scagliettate grigie e rossastre, inglobanti caoticamente lembi di calcare fine, chiaro, ed arenarie fini e medie, nocciola. Spessore parziale massimo 1200 m.

(Ypresiano - Luteziano)

Tavola V

STRALCIO DEL PRG DEL COMUNE DI CALESTANO Scala 1:5.000

Area di ubicazione edificio in oggetto di studio



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola VI

STRALCIO CARTA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI
Mappa della Pericolosità
Scala 1:25.000

199 SO - FORNOVO DI TARO

Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

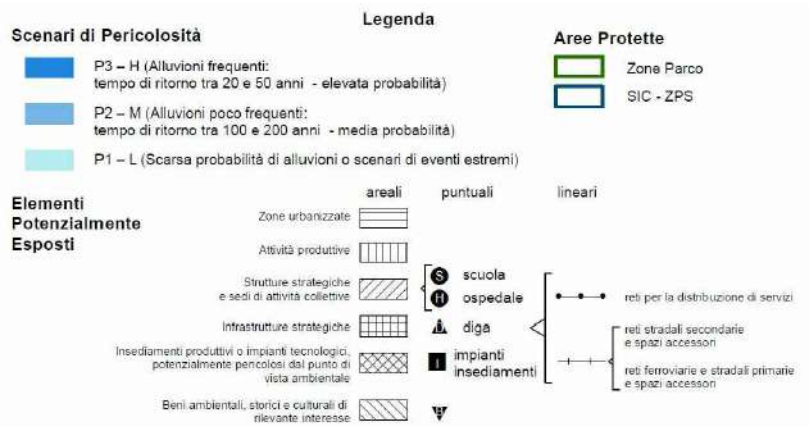


Tavola VI bis

STRALCIO CARTA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI

Mappa del Rischio

Scala 1:25.000

199 SO - FORNOVO DI TARO

Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

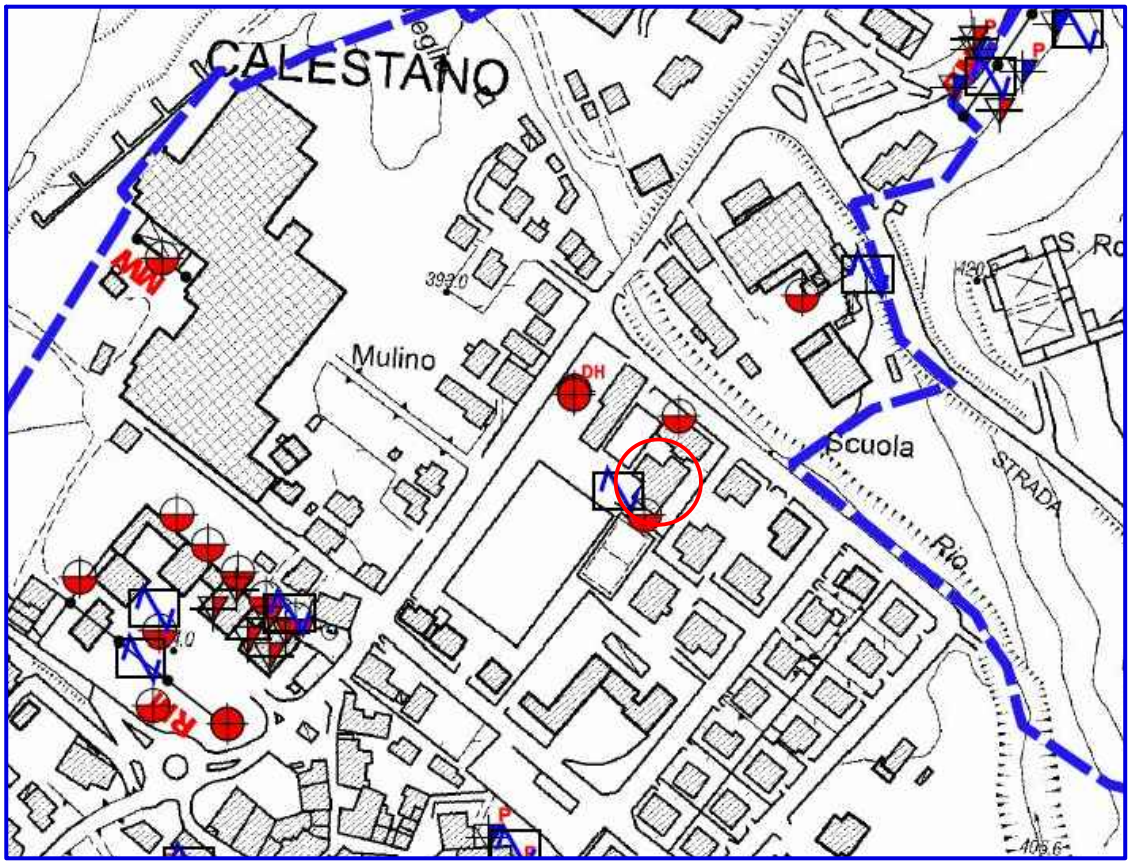
(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola VII

STRALCIO CARTA DELLE INDAGINI
Scala 1:10.000

Area di ubicazione edificio in progetto



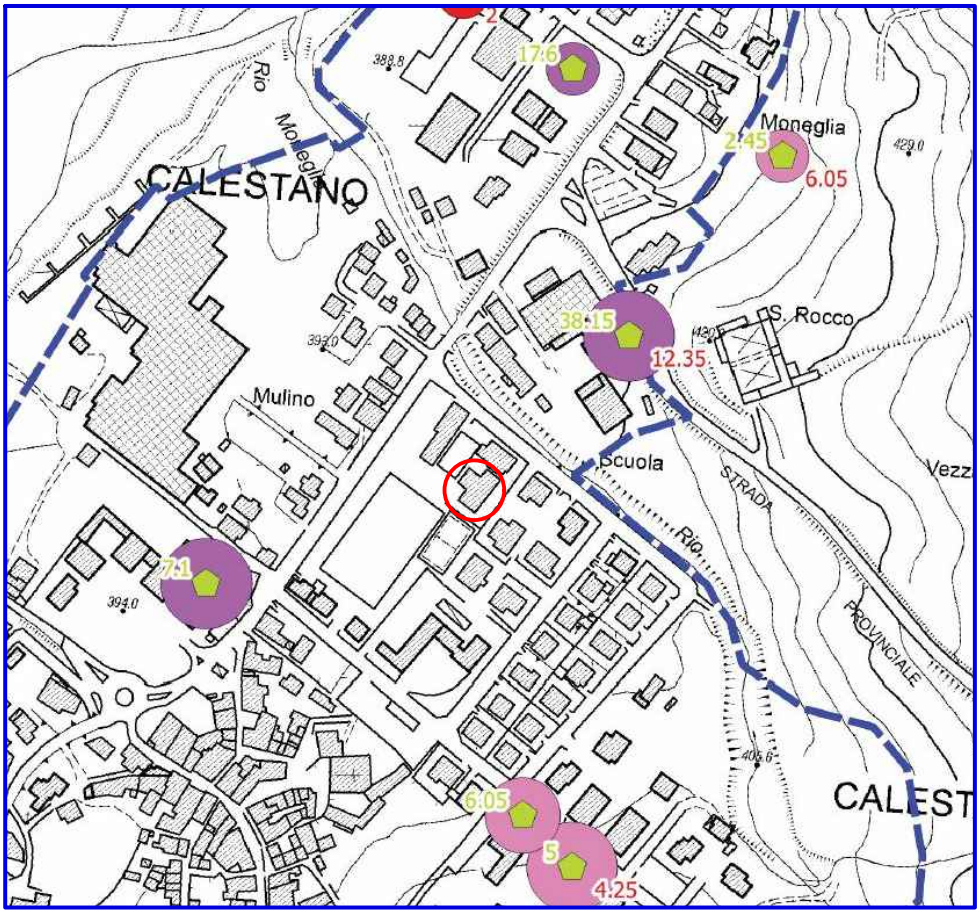
(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola VIII

STRALCIO CARTA DELLE FREQUENZE NATURALI DEI TERRENI
Scala 1:25.000

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

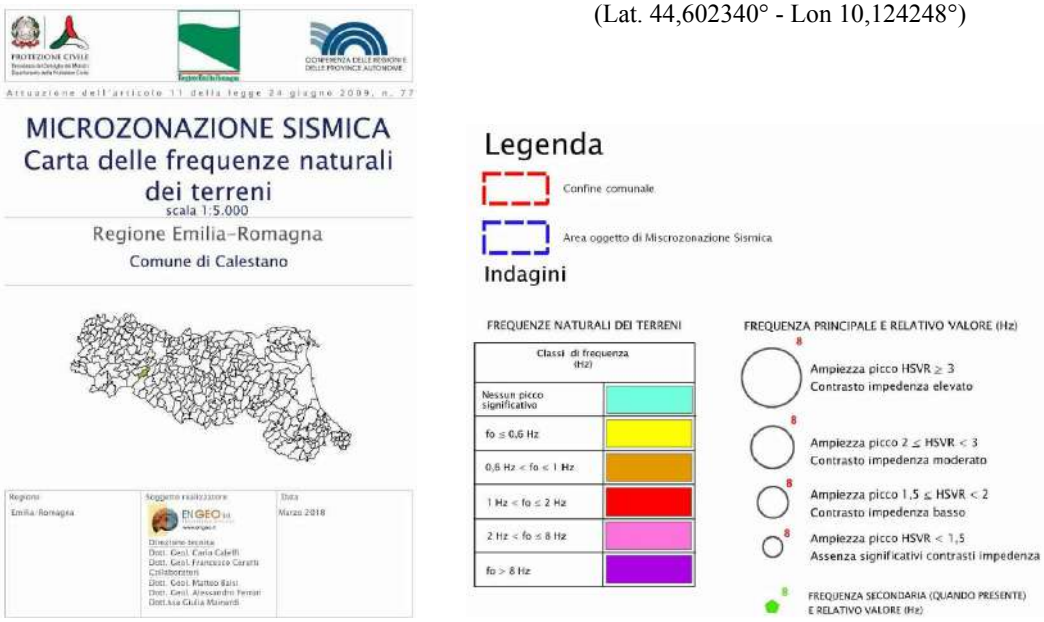
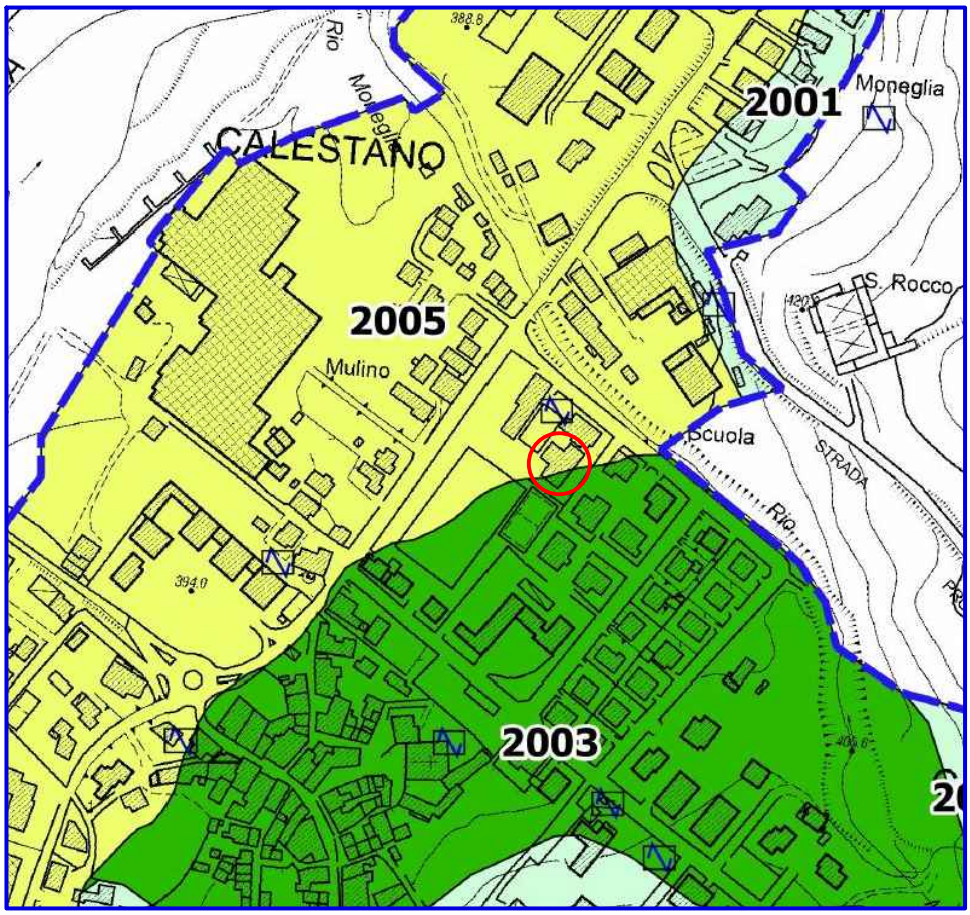


Tavola IX

STRALCIO CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA - MOPS

Scala 1:25.000

Area di ubicazione edificio in progetto



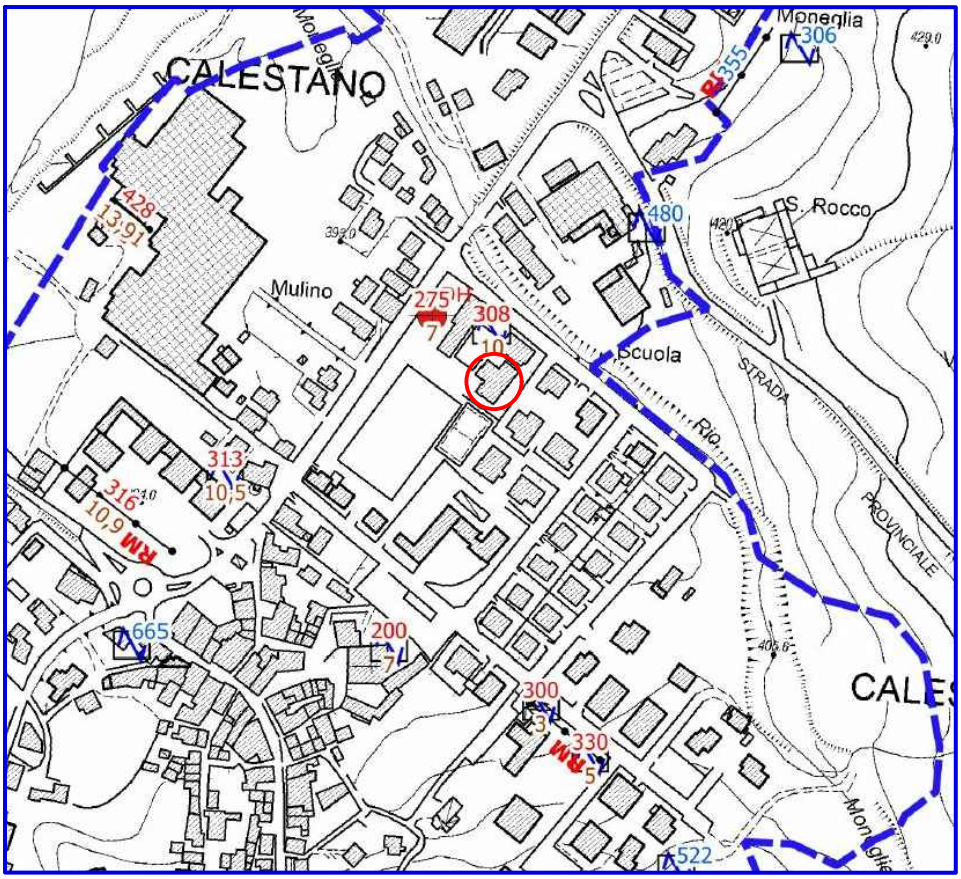
(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola X

STRALCIO CARTA DELLE VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO S
Scala 1:25.000

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

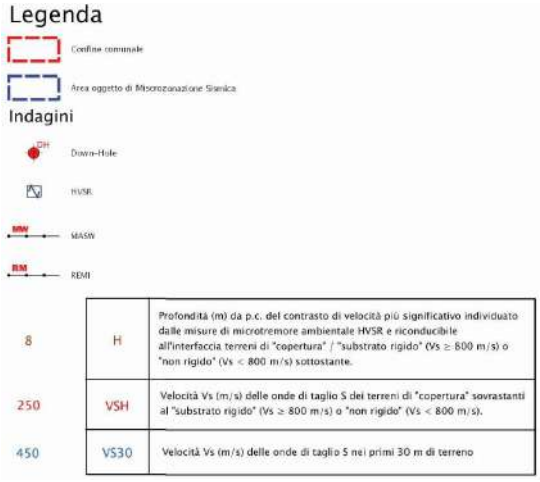
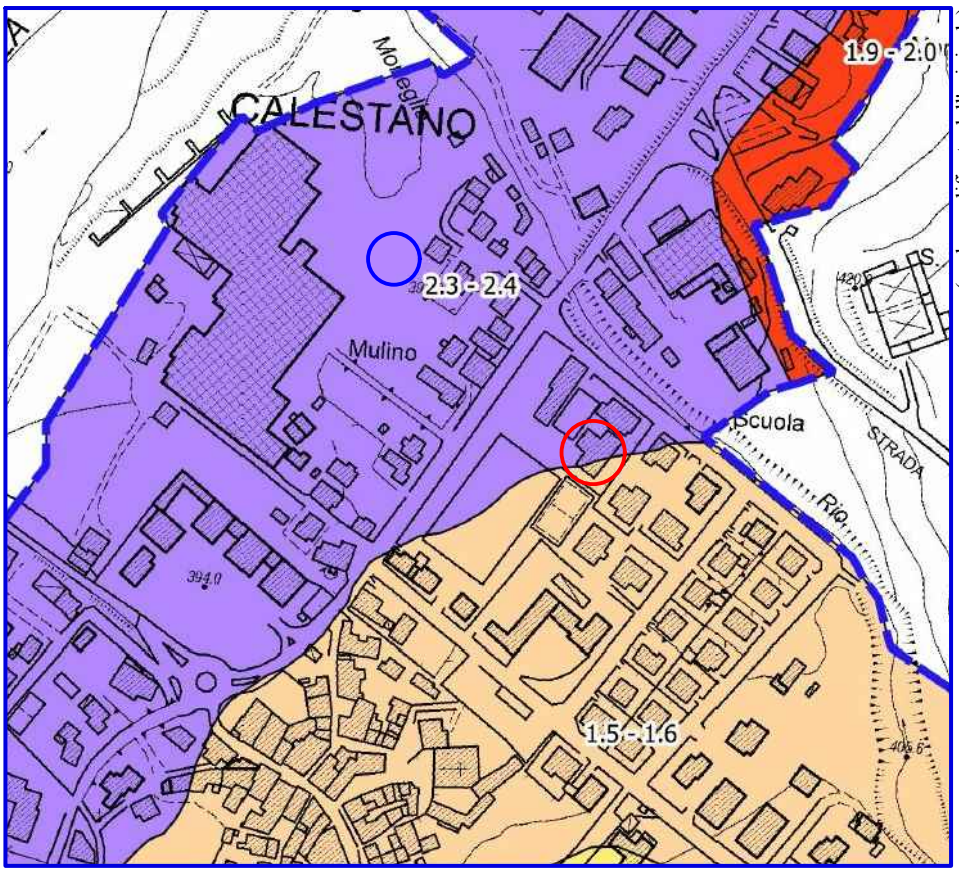


Tavola XI

STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA LIVELLO 3 FA-PGA
Scala 1:25.000

Area di ubicazione edificio in progetto



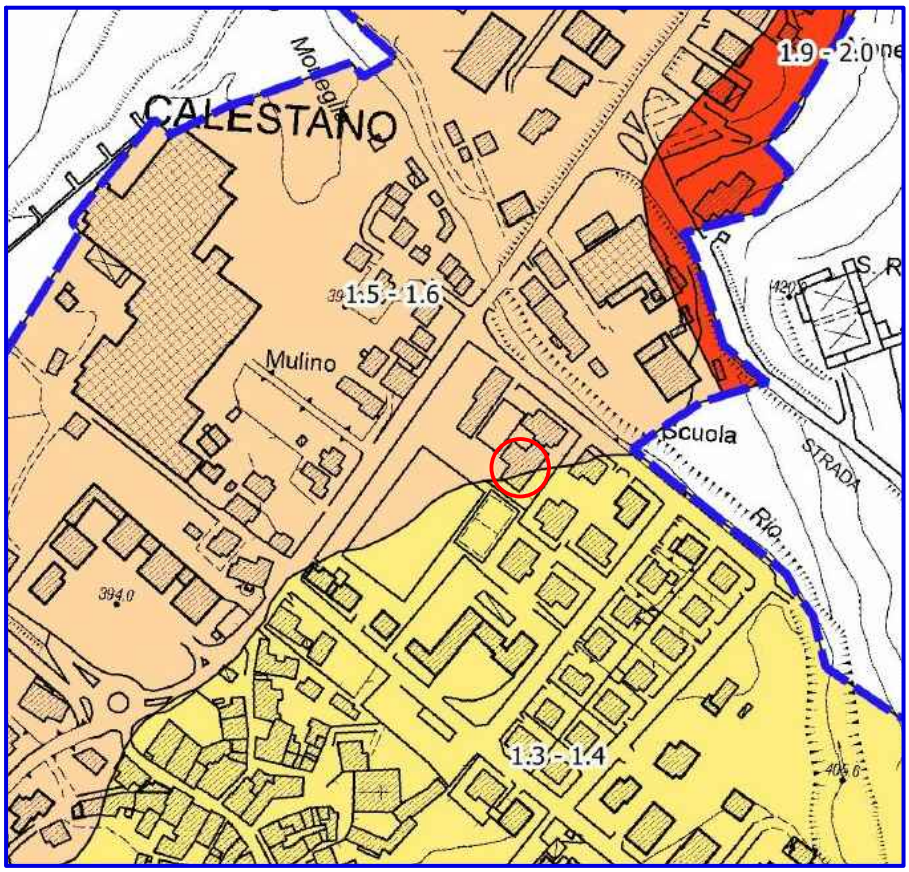
(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola XII

STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA-IS 0.1 - 0.5 s Scala 1:25.000

Area di ubicazione edificio in progetto



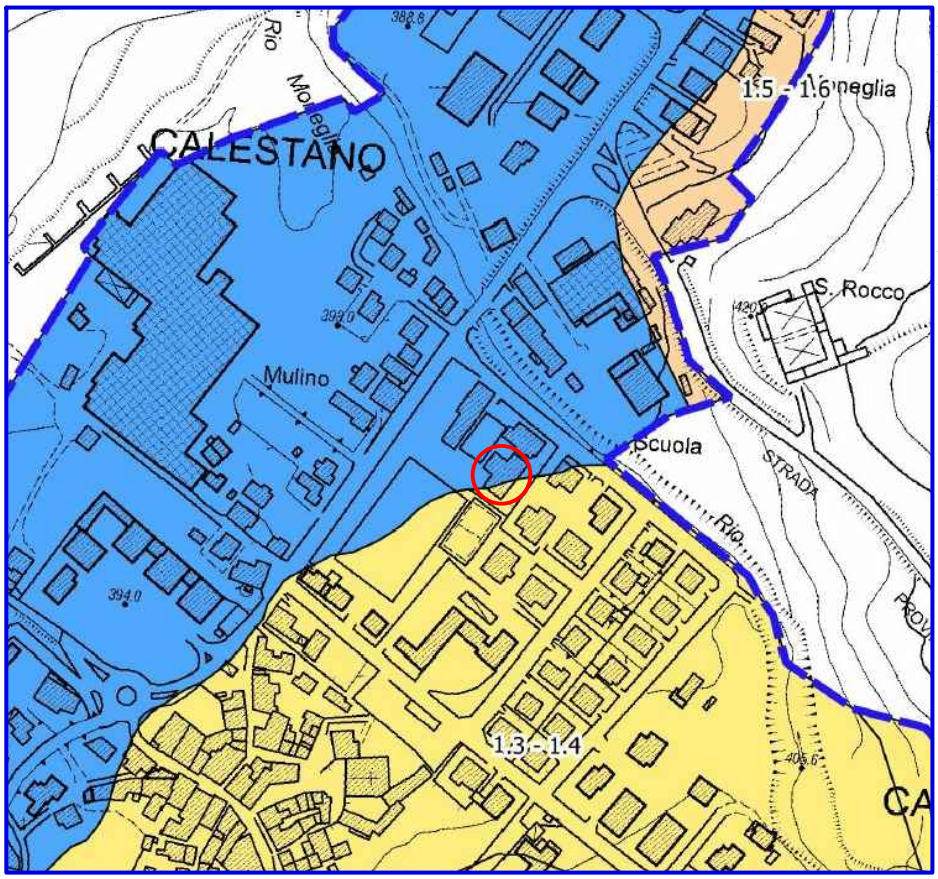
(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola XIII

STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA-IS 0.5 - 1.0 s Scala 1:25.000

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

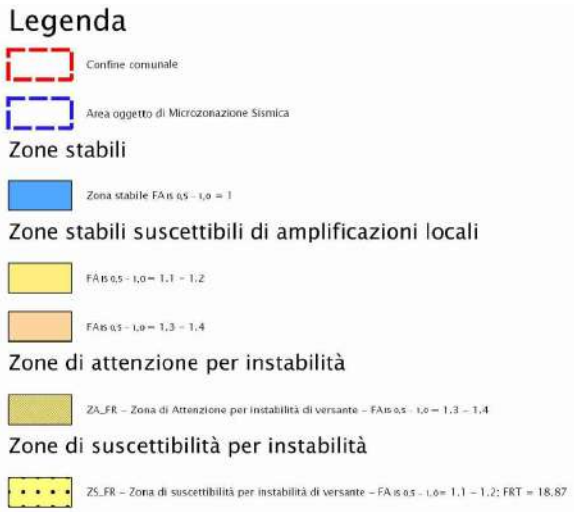


Tavola XIV

STRALCIO RIPRESA AEREOFOTOGRAMMETRICA
Google Earth 2021

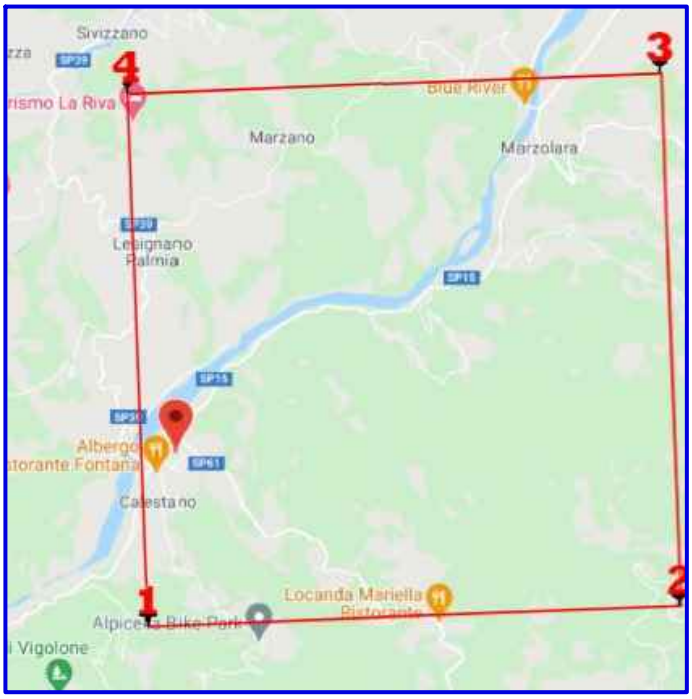
Area di ubicazione edificio in oggetto di studio

(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Tavola XV

PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE



(Coord. UTM N 4.939.391,66 E 589.218,83)
(Lat. 44,602340° - Lon 10,124248°)

Stati limite

Classe Edificio: III. Affollamento significativo...

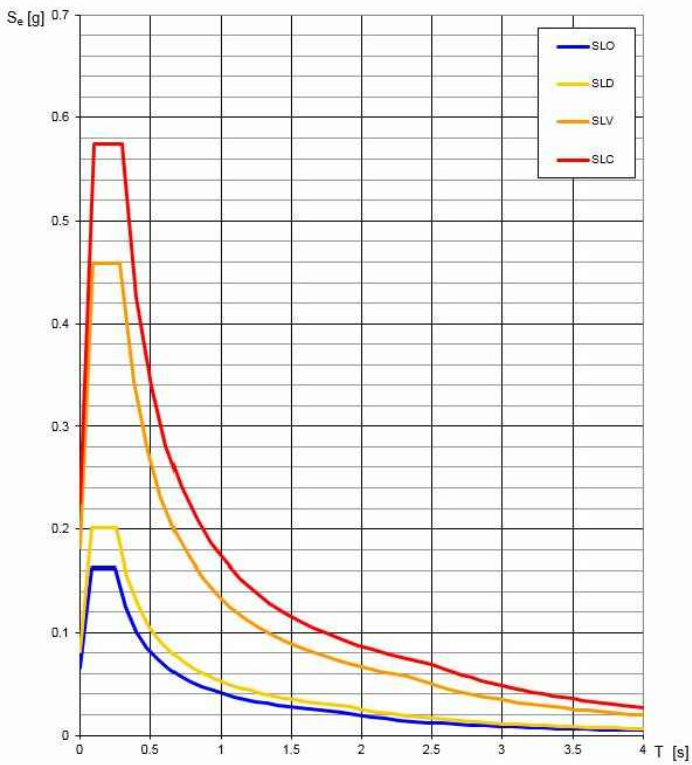
Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0.065	2.469	0.253
Danno (SLD)	75	0.081	2.480	0.262
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.181	2.521	0.291
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.225	2.544	0.302
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



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	1,43	1,36
CC Coeff. funz categoria	1,65	1,63	1,58	1,56
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
kh	0.020	0.024	0.062	0.086
kv	0.010	0.012	0.031	0.043
Amax [m/s²]	0.961	1.185	2.539	2.995
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

TABELLE

Fondazioni superficiali (metodo di Terzaghi)

condizioni:

$$q_d = c \cdot Nc \cdot s_c + q \cdot Nq + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma \cdot s_\gamma$$

D/B<4

Cuneo $\alpha = \varphi$

D<B

Tipo fond. 1

Coefficienti s_c e s_y

	Fondazioni nastri.	circol.	quadr.	Valori di calcolo
s_c	1.0	1.3	1.3	**1.00**
s_y	1.0	0.6	0.8	**1.00**

PARAMETRI di CALCOLO:

φ	angolo di attrito		**35.00**	°
B	larghezza fondazione		**0.80**	m
D	profondità piano di imposta		**1.50**	m
Dq	prof. Interramento fondazioni		**1.50**	m
c	coesione		**9.81**	kN/m^2
γ'	peso specifico		**8.83**	kN/m^3
$\bar{q}$	sovraccarico laterale	= γ' Dq	**13.24**	kN/m^2

N.B. I valori di γ derivati dall'elaborazione delle prove penetrometriche sono in realtà dei γ' (scelta a favore di sicurezza)

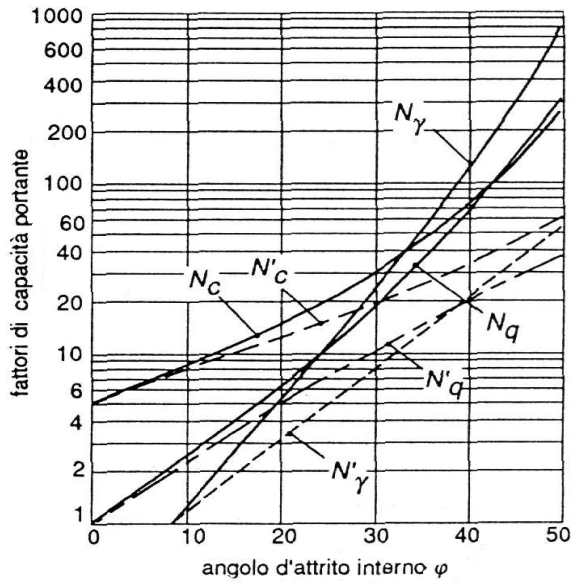
Nc	**50.00**
Nq	**45.00**
Ny	**72.50**

Ricavati graficamente dall'ABACO

qd=	**1566**	**kN/m^2**	pressione limite
qd=	15.36	kg/cm^2	
qd =	15.07	daN/cm^2	
q amm	**522.01**	**kN/m^2**	pressione ammissibile
q amm=	5.12	kg/cm^2	
q_{amm} =	5.02	daN/cm^2	

Fatt.Sicurezza **3**

Fattori di capacità portante



Coefficienti di capacità portante secondo Terzaghi
- N terreni fortemente consolidati
- N' terreni normalmente consolidati

Tabella Conversione Peso specifico:

t/m^3	Kg/m^3	Kg/cm^3	KN/m^3	daN/cm^3
0.9	900	0.0009	8.8	0.00088

Tabella Conversione Coesione:

kg/cm^2	KN/cm^2	kN/m^2	kPa	t/mq	daN/cm^3
0.10	0.0010	9.8	9.8	1.00	0.0981

Fondazioni superficiali (metodo di Meyehrof)

Carico Verticale

condizioni:
D/B<4
Cuneo a=f
D<B

q_d = cNcscdc+ yDNq sqdq+ 0,5yBNysydy

Tipo fond. 1

PARAMETRI di CALCOLO:

φ	angolo di attrito	**35.00**	°
B	larghezza fondazione	**0.80**	m
Dq	prof. Interramento fondazioni	**1.50**	m
D	profondità piano di imposta	**1.50**	m
c	coesione	**9.81**	kN/m^2
γ'	peso specifico	**8.83**	kN/m^3
L	lung. Fond.nastrif.	**28.00**	m
$\overline{q}$	sovraccarico laterale = γ' Dq	**13.24**	kN/m^2

Nc	**46.35**	**Kp**	3.680	**dc**	1.719
Nq	**33.55**	**sc**	1.000	**dq=dy**	1.360
Ny	**34.35**	**sq=sy**	1.000		

qd =	**1695**	**kN/m^2**	pressione limite
qd =	16.62	kg/cm^2	
qd =	16.31	daN/cm^2	
q amm	**484**	**kN/m^2**	pressione ammissibile
q amm =	4.75	kg/cm^2	
q amm =	4.66	daN/cm^2	

Fatt.Sicurezza **3.5**

Tabella Conversione Peso specifico:

t/m^3	Kg/m^3	Kg/cm^3	KN/m^3	daN/cm^3
0.9	900	0.0009	8.8	0.00088

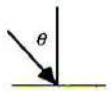
Tabella Conversione Coesione:

kg/cm^2	KN/cm^2	kN/m^2	kPa	t/mq	daN/cm^2
0.10	0.0010	9.8	9.80681	1.00	0.0981

Tabella 3. Coefficienti di capacità portante per le equazioni di Meyerhof (M), Hansen (H) e Vesic (V).

φ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q / N_c	$2\tan\varphi(1-\sin\varphi)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,461	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	564,4	871,7	761,3	1,195	0,131

Tabella 4. Fattori di forma, profondità e inclinazione dell'equazione di Meyerhof (*D* = profondità, *B* = larghezza, *L* = lunghezza della fondazione).

Fattori	Valori	Per
Forma	$s_c = 1 + 0,2K\frac{B}{L}$	Ogni valore di φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_p\frac{B}{L}$	$\varphi>10°$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi=0$
Profondità	$d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	Ogni valore di φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_p}\frac{D}{B}$	$\varphi>10°$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\varphi=0$
	dove $K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$	
Inclinazione 	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90°}\right)^2$	Ogni valore di φ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$	$\varphi>10°$
	$i_\gamma = 0$	$\varphi=0$

Fondazioni superficiali (metodo di Brinch - Hansen)

Possibilità carico eccentrico - piano inclinato - effetti inerziali sismici

CONDIZIONI DRENATE: **q_d = cNcscdcicgcbczc+ yDNq sqdqiqgqbqzq+ 0,5yBNysydyiygybyzy**

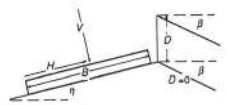
CONDIZIONI NON DRENATE: **qd = cuN'cs'cd'ci'cg'cb'c+ q**

condizioni:
D/B<4
Cuneo a=f
D<B

Tipo fond. 1

PARAMETRI di CALCOLO:

φ	angolo di attrito	**35.0**	gradi	**0.6109**	rad
B	larghezza fondazione	**0.8**	m	**1.88**	D/B
D	prof. Interramento fondazioni	**1.5**	m	**0.5289**	tan φ (1-sen φ)2
c	coesione	**9.8**	kN/m^2	**2**	m(B)
γ'	peso specifico	**8.8**	kN/m^2	**0.8**	Br=B-2e
L	lung. Fond.nastrif.	**28.0**	m		
β	incl. Piano camp.	**0**	gradi	**0.0000**	rad
α	incl. Fondazione	**0**	gradi	**0.0000**	rad
e	eccentricità Msd/Nsd	**0**			
S	Fattore sottosuolo	**1.48**		**0.5504**	kh
$\overline{q}$	sovraccarico laterale =g' Dq	**9.5**	kN/m^2		
γ	peso saturo	9.8	kN/m^2		
q	spinta laterale	14.74	kN/m^2		

Fattori di forma	Fattori di profondità	Fattori di inclinazione	Fattori di terreno (base su pendio)
$s'_c = 0,2\frac{B}{L}$ $s_c = 1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$ $s_c = 1$ per f. nastrif.	$d'_c = 0,4k$ $d_c = 1+0,4k$ $d_q = 1+2\tan\varphi(1-sin\varphi)k$ $d_\gamma = 1$ (ogni valore di φ)	$i'_c = 0,5-0,5\sqrt{1-\frac{H}{A_f c_a}}$ (Hansen) $i_c = 1-\frac{mH}{A_f c_a N_c}$ (Vesic) $i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$ (Hansen e Vesic)	$g'_c = \frac{\beta}{147°}$ per Vesic usare $N_\gamma = -2sin\beta$ per $\varphi = 0$ $g_c = 1-\frac{\beta}{147°}$
$s_q = 1+\frac{B}{L}\tan\varphi$ $s_\gamma = 1-0,4\frac{B}{L}$	$k = \frac{D}{B}$ per $\frac{D}{B}\le 1$ $k = \tan^{-1}\frac{D}{B}$ per $\frac{D}{B}$)1(rad)	$i_q = \left(1-\frac{0,5H}{V+A_f c_a\cot\varphi}\right)^5$ (Hansen) $i_q = \left(1-\frac{H}{V+A_f c_a\cot\varphi}\right)^m$ (Vesic)	$g_q = g_\gamma = (1-0,5\tan\beta)^2$ (H) $g_q = g_\gamma = (1-\tan\beta)^2$ (V)
A_f = area effettiva della fondazione ($B'\times L'$) c_a = adesione alla base=coesione o valore ridotto D = profondità della fondazione e_B, e_L = eccentricità del carico H= componente orizzontale del carico, con $H\le V\tan\delta+c_a A_f$ V= carico totale verticale sulla f. β=inclinazione del pendio δ= angolo d'attrito tra terreno e fondazione (δ=φ per calcestruzzo-terreno) η=inclinazione della fondazione		$i_\gamma = \left(1-\frac{0,7H}{V+A_f c_a\cot\varphi}\right)^5$ ($\eta = 0$) (H) $i_\gamma = \left(1-\frac{(0,7-\eta°/450)H}{V+A_f c_a\cot\varphi}\right)^5$ (η)0) (H) $i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V+A_f c_a\cot\varphi}\right)^{m+1}$ (V)	Fattori di base (base inclinata) $b'_c = \frac{\eta}{147°}$ $b_c = 1-\frac{\eta}{147°}$ $b_q = \exp(-2\eta\tan\varphi)$ (H) $b_\gamma = \exp(-2,7\eta\tan\varphi)$ (H) $b_q = b_\gamma = (1-\eta\tan\varphi)^2$ (V)
		$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ (H parall. a B) $m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$ (H parall. a L)	Note: $\beta+\eta \le 90°$ $\beta \le \varphi$ $i_q, i_g > 0$

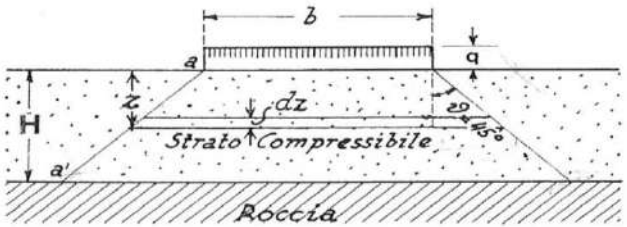
Fattori Capacità portante		Fattori Forma		Fattori Profondità		Incl.piano camp.		Incl.fondazione		Inc. ed eccentr. Carico		Effetti inerziali correttivi	
Nc	**46.345**	**Sc**	1.02	**dc**	2.168	**gc**	1.000	**bc**	1.000	**ic**	1.000	**zc**	0.824
Nq	**33.550**	**Sq**	1.01	**dq**	2.143	**gq**	1.000	**bq**	1.000	**iq**	1.000	**zq**	0.583
Ny	**34.350**	**Sy**	1.01	**d'c**	1.750	**gy**	1.000	**by**	1.000	**iy**	1.000	**zy**	0.583
N'c	**5.140**	**s'c**	1.01			**g'c**	1.000	**b'c**	1.000	**i'c**	1.000		

qd=	**1325**	**kN/m^2**	pressione limite
qd=	13.00	kg/cm^2	
qd =	12.75	daN/cm^2	
q amm	**379**	**kN/m^2**	pressione ammissibile
q amm=	3.71	kg/cm^2	
q $_{amm}$ =	3.64	daN/cm^2	

Fatt.Sicurezza **3.5**

N.B. - I fattori con indice ' vengono usati nel caso di condizioni non drenate

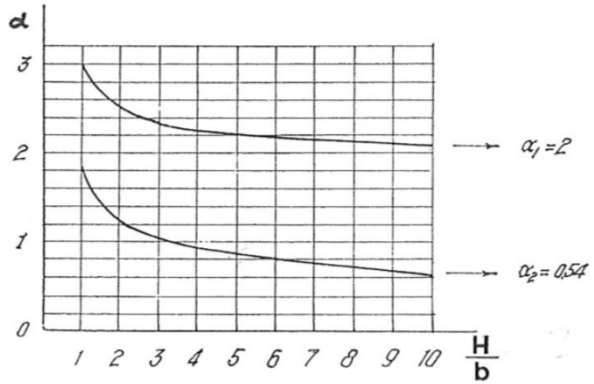
$$k = \frac{q}{w} = E\,\frac{b + 2\,H}{b\,H} = \alpha_1\,\frac{E}{b}$$



Fondazioni cicolari o quadrate

E		kg/cm^2	*modulo di elasticità*
H		cm	*potenza dello strato compressibile*
b		cm	*lato o diametro della fondazione*
H/b			
α1			

k =	kg/cm^3	**(*)** NOTA (valore non compensato o da bibliografia)



Fondazioni nastriformi

E	56	kg/cm^2	*modulo di elasticità*
H	20	cm	*potenza dello strato compressibile*
b	80	cm	*base della fondazione*
H/b	0.25		
α2	1.80		

k =	**1.26**	kg/cm^3	1.26 (valore non compensato o da bibliografia)

Sabbia	sciolta	mediamente addensata	densa
secca o umida	K_1 = 1-2	2-10	10-30
satura	K_1 = 1	3	10
Argille preconsolidate	C_u = 0.5-1 K_1 = 2-4	C_u = 1-2 4-8	$C_u \geq 2$ kg/cm^2 8-10

Valori sperimentali ricavati da prove con piastra strandard

Terreno coerente normal consolidato	1 ÷ 5	kg/cm³
Terreno coerente sovra consolidato	15 ÷ 25	»
Sabbia molto compatta	> 15	»
» compatta	15 ÷ 7,5	»
» mediamente compatta	7,5 ÷ 3	»
» mediamente sciolta	3 ÷ 1,25	»
» sciolta	1,25 ÷ 0,4	»
» molto sciolta	< 0,4	»
» e ghiaia compatta	10 ÷ 30	»

Metodo di Vesic (Bowles)

$$Ks = \frac{Es}{B\left(1 - \upsilon^2\right)}$$

	Plinti	Nastriformi	
k_v =		0.80	kg/cm^3
k_h =		1.60	kg/cm^3

(*) NOTA

Per valore non compensato si intende il valore derivante dalla formula esposta.
Può succedere che le equazioni portino a valori talvolta anomali. In questo caso i valori vengono compensati con i valori sperimentali presenti in letteratura in un'ottica comunque cautelativa

ALLEGATO 1

Prove Penetrometriche Dinamiche (SCPT)

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica Ø 35.7 mm, angolo di apertura α= 60 ° -(area punta Ap = 10 cm²)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (Ø 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm²)
- velocità di avanzamento costante V = 2 cm / sec (± 0,5 cm / sec)
- spinta max nominale dello strumento Smax variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett.⇒ Spinta) Ct = SPINTA (Kg) / LETTURA DI CAMPAGNA

fase 1 - resistenza alla punta Rp (Kg / cm²) = (L. punta) Ct /10

fase 2 - resistenza laterale locale RL (Kg / cm²) = [(L. laterale) - (L. punta)] Ct / 150

fase 3 - resistenza totale Rt (Kg) = (L. totale) Ct

Rp / RL = 'rapporto Begemann'

- L. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta S (Kg) , corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione Ct .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale RL viene computata 20 cm sopra la punta .

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N ≈ 100 kg = 0,1 t - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N ≈ 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa ≈ 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (MegaPascal) = 1 MN/m² = 1000 kN/m² = 1000 kPa ≈ 100 t / m2 = 10 kg/cm²

kg/cm² = 10 t/m² ≈ 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 Mpa

1 t = 1000 kg ≈ 10 kN

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: **F = (Rp / RL)**

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = Rp / RL	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
F < 15	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
15 < F ≤ 30	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
30 < F ≤ 60	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
F > 60	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di Rp e di FR = (RL / Rp) % :

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- 1/3 ± 1/2 di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

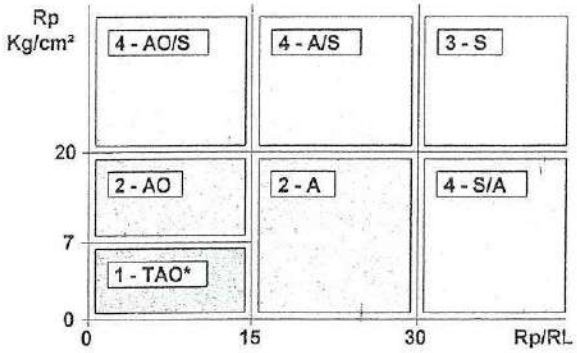
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto Rp / RL
(Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

Rp ≤ 20 kg/cm² : possibili terreni COESIVI anche se (Rp / RL) > 30

Rp ≥ 20 kg/cm² : possibili terreni GRANULARI anche se (Rp / RL) < 30



NATURA LITOLOGICA

1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
2 - COESIVA IN GENERE
3 - GRANULARE
4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - Rp - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)

$\sigma'vo$ = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')

Cu = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : Cu - Rp]

OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - Cu - $\sigma'vo$]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)

Eu = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : Eu - Cu - OCR - Ip Ip= ind.plast.]
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)

E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - Rp]
E'50 - E'25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza F = 2 - 4 rispettivamente)
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)

Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : Mo - Rp - natura]
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)

Dr = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : Dr - Rp - $\sigma'vo$] (Schmertmann 1976)

Ø' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : Ø' - Dr - Rp - $\sigma'vo$]
(Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
Ø1s - (Schmertmann) sabbia fine uniforme Ø2s - sabbia media unif./ fine ben gradata
Ø3s - sabbia grossa unif./ media ben gradata Ø4s - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
Ødm - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. Ømy - (Meyerhof) sabbie limose

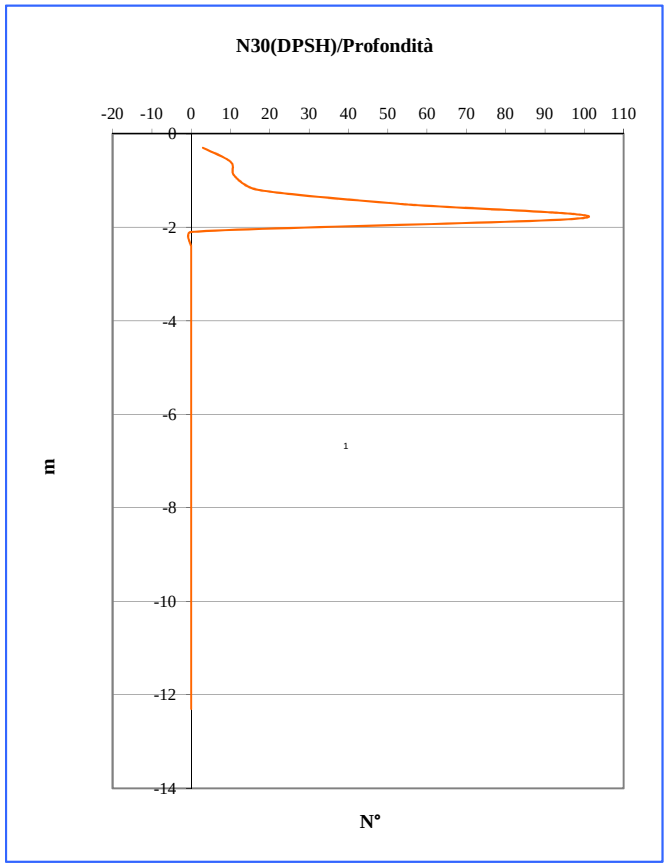
Prova Penetrometrica **n.** **1** **(SCPT)**

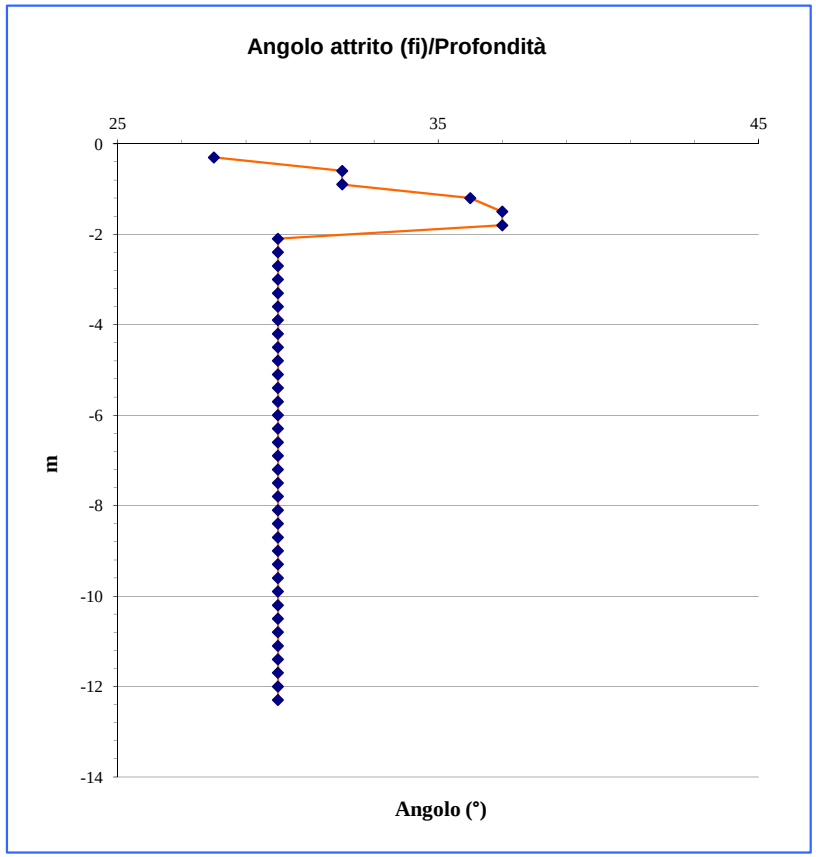
Prof. m	Colpi (DPSH) N 30(DPSH)	Res.Punta qc (Mpa)	Res.Punta qc (kg/cm2)	qc (bar)	Σ (bar)	sigma (kg/cm2)	Angolo attr. Gradi °	Modulo E (kg/cm2)
0.30	3	1.80	18.4	18	0.02	0.02	28	27.53
0.60	10	6.00	61.2	60	0.05	0.05	32	91.77
0.90	11	6.60	67.3	66	0.07	0.07	32	100.95
1.20	17	10.20	104.0	102	0.09	0.10	36	156.01
1.50	53	31.80	324.3	318	0.12	0.12	37	486.40
1.80	100	60.00	611.8	600	0.14	0.14	37	917.73
2.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
2.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
2.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00

Profondità falda ---
Cantiere ***privato***
Committente ***Comune di Calestano***
Data ***08/11/2021***

MaC Studio Tecnico e Geologico

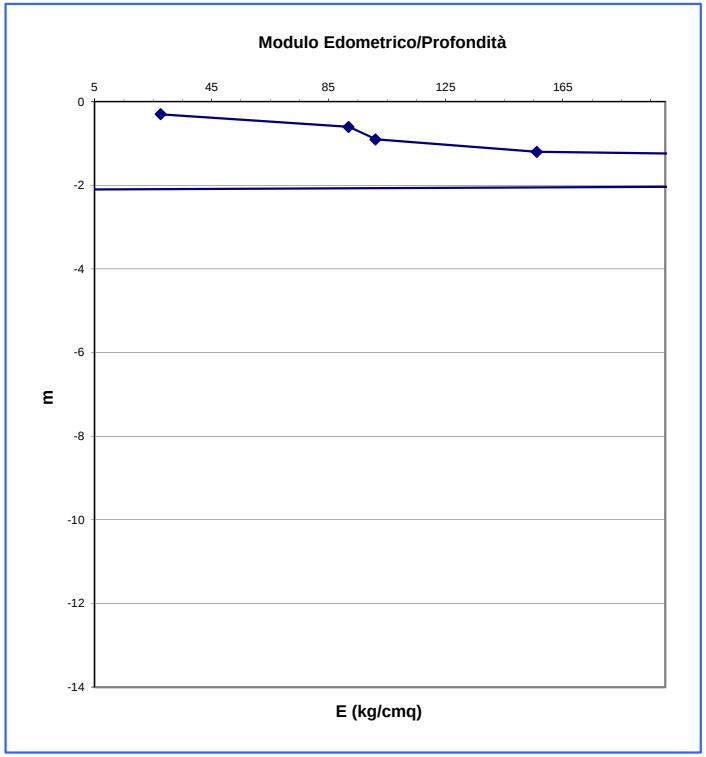
Prova Penetrometrica n. 1 (SCPT)





Correlazione SPT **Prova Penetrometrica** **n.** **1** **(SCPT)**

Prof.	N	Terzaghi e Peck cu (Kpa)	cu (kg/cm2)	Classificazione orientativa (Terzaghi, Peck, Skempton)
0.30	3	18.75	0.19	Sabbia molto sciolta o argilla tenera
0.60	10	62.51	0.64	Sabbia sciolta o argilla media
0.90	11	68.76	0.70	Sabbia media o argilla media
1.20	17	106.27	1.08	Sabbia media o argilla molto compatta
1.50	53	331.31	3.38	Sabbia molto addensata
1.80	100	625.11	6.37	Sabbia molto addensata
2.10	0	0.00	0.00	-
2.40	0	0.00	0.00	-
2.70	0	0.00	0.00	-
3.00	0	0.00	0.00	-
3.30	0	0.00	0.00	-
3.60	0	0.00	0.00	-
3.90	0	0.00	0.00	-
4.20	0	0.00	0.00	-
4.50	0	0.00	0.00	-
4.80	0	0.00	0.00	-
5.10	0	0.00	0.00	-
5.40	0	0.00	0.00	-
5.70	0	0.00	0.00	-
6.00	0	0.00	0.00	-
6.30	0	0.00	0.00	-
6.60	0	0.00	0.00	-
6.90	0	0.00	0.00	-
7.20	0	0.00	0.00	-
7.50	0	0.00	0.00	-
7.80	0	0.00	0.00	-
8.10	0	0.00	0.00	-
8.40	0	0.00	0.00	-
8.70	0	0.00	0.00	-
9.00	0	0.00	0.00	-
9.30	0	0.00	0.00	-
9.60	0	0.00	0.00	-
9.90	0	0.00	0.00	-
10.20	0	0.00	0.00	-
10.50	0	0.00	0.00	-
10.80	0	0.00	0.00	-
11.10	0	0.00	0.00	-
11.40	0	0.00	0.00	-
11.70	0	0.00	0.00	-
12.00	0	0.00	0.00	-
12.30	0	0.00	0.00	-



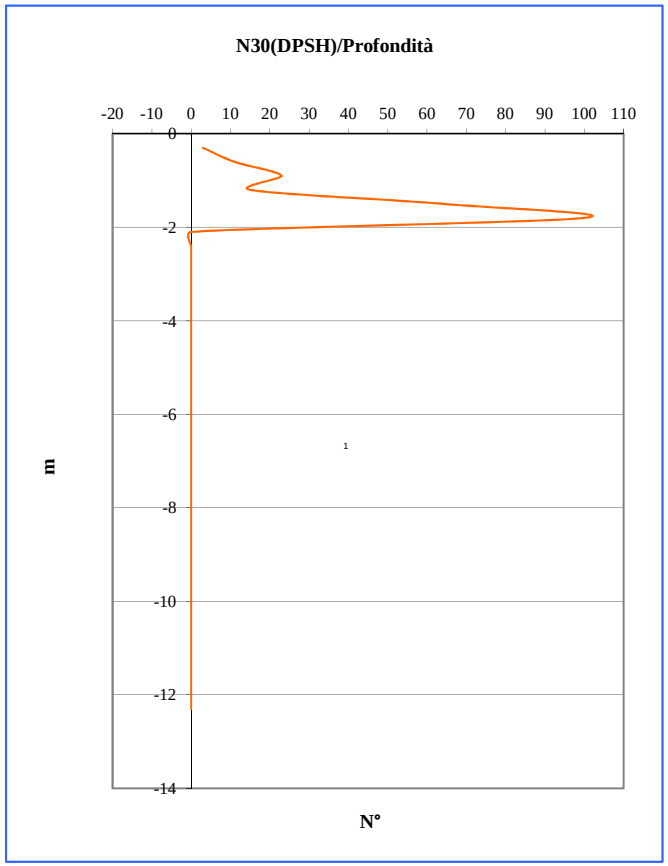
Prova Penetrometrica n. 2 (SCPT)

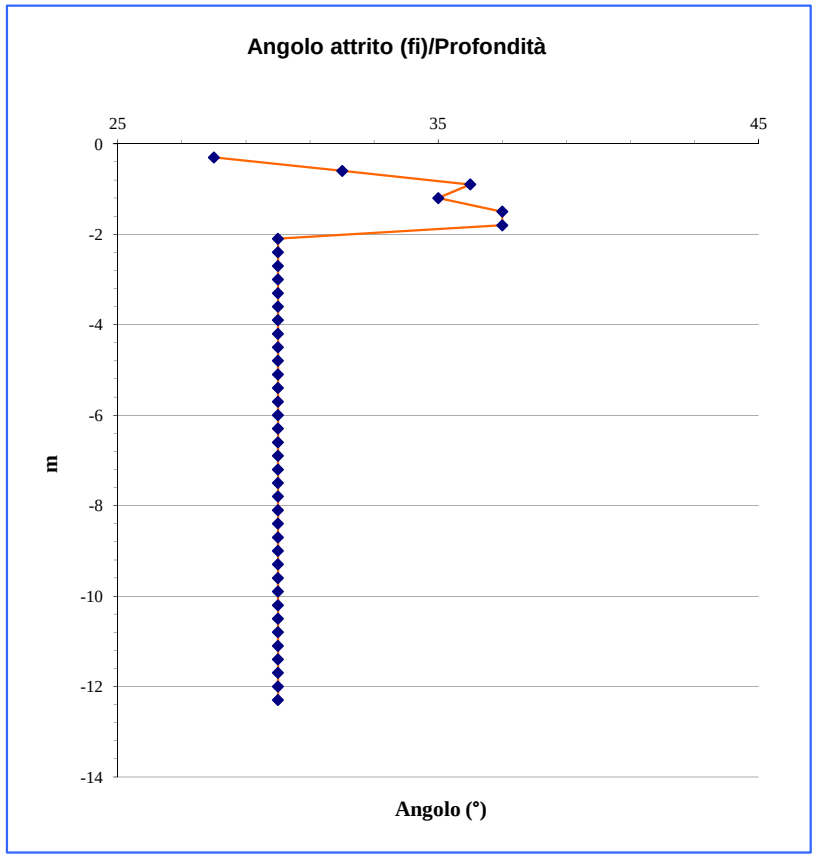
Prof. m	Colpi (DPSH) N 30(DPSH)	Res.Punta qc (Mpa)	Res.Punta qc (kg/cm2)	qc (bar)	Σ (bar)	sigma (kg/cm2)	Angolo attr. Gradi °	Modulo E (kg/cm2)
0.30	3	1.80	18.4	18	0.02	0.02	28	27.53
0.60	11	6.60	67.3	66	0.05	0.05	32	100.95
0.90	23	13.80	140.7	138	0.07	0.07	36	211.08
1.20	15	9.00	91.8	90	0.09	0.10	35	137.66
1.50	64	38.40	391.6	384	0.12	0.12	37	587.35
1.80	100	60.00	611.8	600	0.14	0.14	37	917.73
2.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
2.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
2.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00

Profondità falda ---
Cantiere *privato*
Committente *Comune di Calestano*
Data *08/11/2021*

MaC Studio Tecnico e Geologico

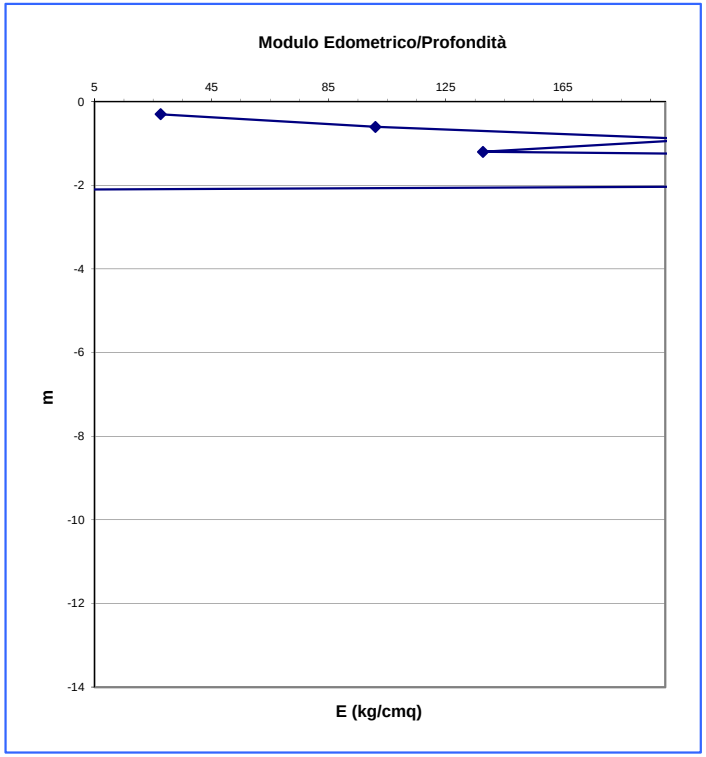
Prova Penetrometrica n. 2 (SCPT)





Correlazione SPT **Prova Penetrometrica** **n.** **2** **(SCPT)**

Prof.	N	Terzaghi e Peck cu (Kpa)	cu (kg/cm2)	Classificazione orientativa (Terzaghi, Peck, Skempton)
0.30	3	18.75	0.19	Sabbia molto sciolta o argilla tenera
0.60	11	68.76	0.70	Sabbia media o argilla media
0.90	23	143.77	1.47	Sabbia media o argilla molto compatta
1.20	15	93.77	0.96	Sabbia media o argilla media
1.50	64	400.07	4.08	Sabbia molto addensata
1.80	100	625.11	6.37	Sabbia molto addensata
2.10	0	0.00	0.00	-
2.40	0	0.00	0.00	-
2.70	0	0.00	0.00	-
3.00	0	0.00	0.00	-
3.30	0	0.00	0.00	-
3.60	0	0.00	0.00	-
3.90	0	0.00	0.00	-
4.20	0	0.00	0.00	-
4.50	0	0.00	0.00	-
4.80	0	0.00	0.00	-
5.10	0	0.00	0.00	-
5.40	0	0.00	0.00	-
5.70	0	0.00	0.00	-
6.00	0	0.00	0.00	-
6.30	0	0.00	0.00	-
6.60	0	0.00	0.00	-
6.90	0	0.00	0.00	-
7.20	0	0.00	0.00	-
7.50	0	0.00	0.00	-
7.80	0	0.00	0.00	-
8.10	0	0.00	0.00	-
8.40	0	0.00	0.00	-
8.70	0	0.00	0.00	-
9.00	0	0.00	0.00	-
9.30	0	0.00	0.00	-
9.60	0	0.00	0.00	-
9.90	0	0.00	0.00	-
10.20	0	0.00	0.00	-
10.50	0	0.00	0.00	-
10.80	0	0.00	0.00	-
11.10	0	0.00	0.00	-
11.40	0	0.00	0.00	-
11.70	0	0.00	0.00	-
12.00	0	0.00	0.00	-
12.30	0	0.00	0.00	-



ALLEGATO 2

Documentazione Fotografica

Foto 1 Prova SCPT1

Foto 2 Prova SCPT2

Foto 3 Prova MASW

Foto 4 Prova MASW

Foto 5 Prova HVSR1

ALLEGATO 3

REPORT GRILLA

TROMINO
www.moho.world

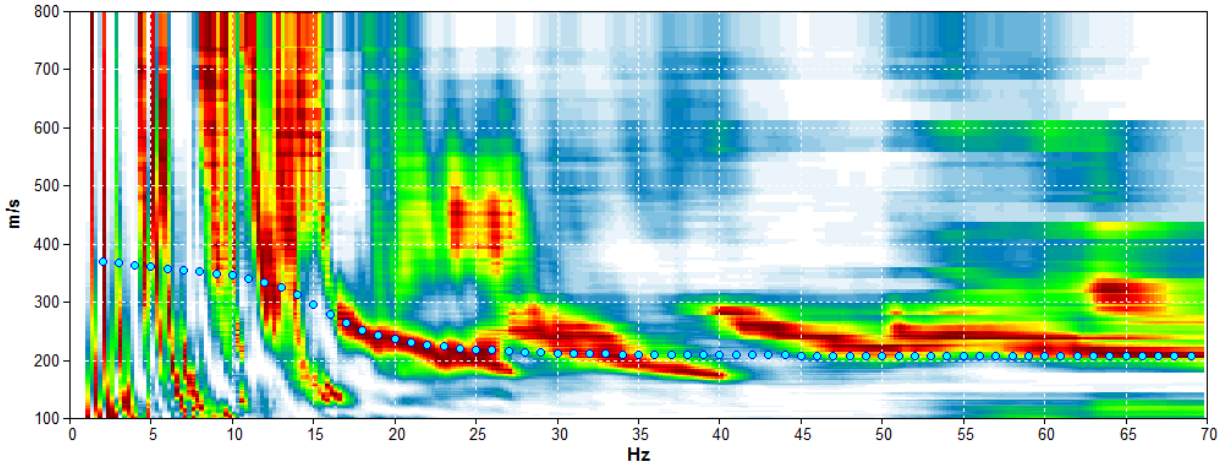
7123_SCUOLA_CALESTANO, [Z] MASW

Inizio registrazione: 08/11/2021 15:00:53 Fine registrazione: 08/11/2021 15:05:12
Durata registrazione: 0h00'03".
Freq. campionamento: 512 Hz

Nomi canali: B1 ; B2 ; B3 ; B4 ; B5 ; B6 ; B7 ; B8 ; B9

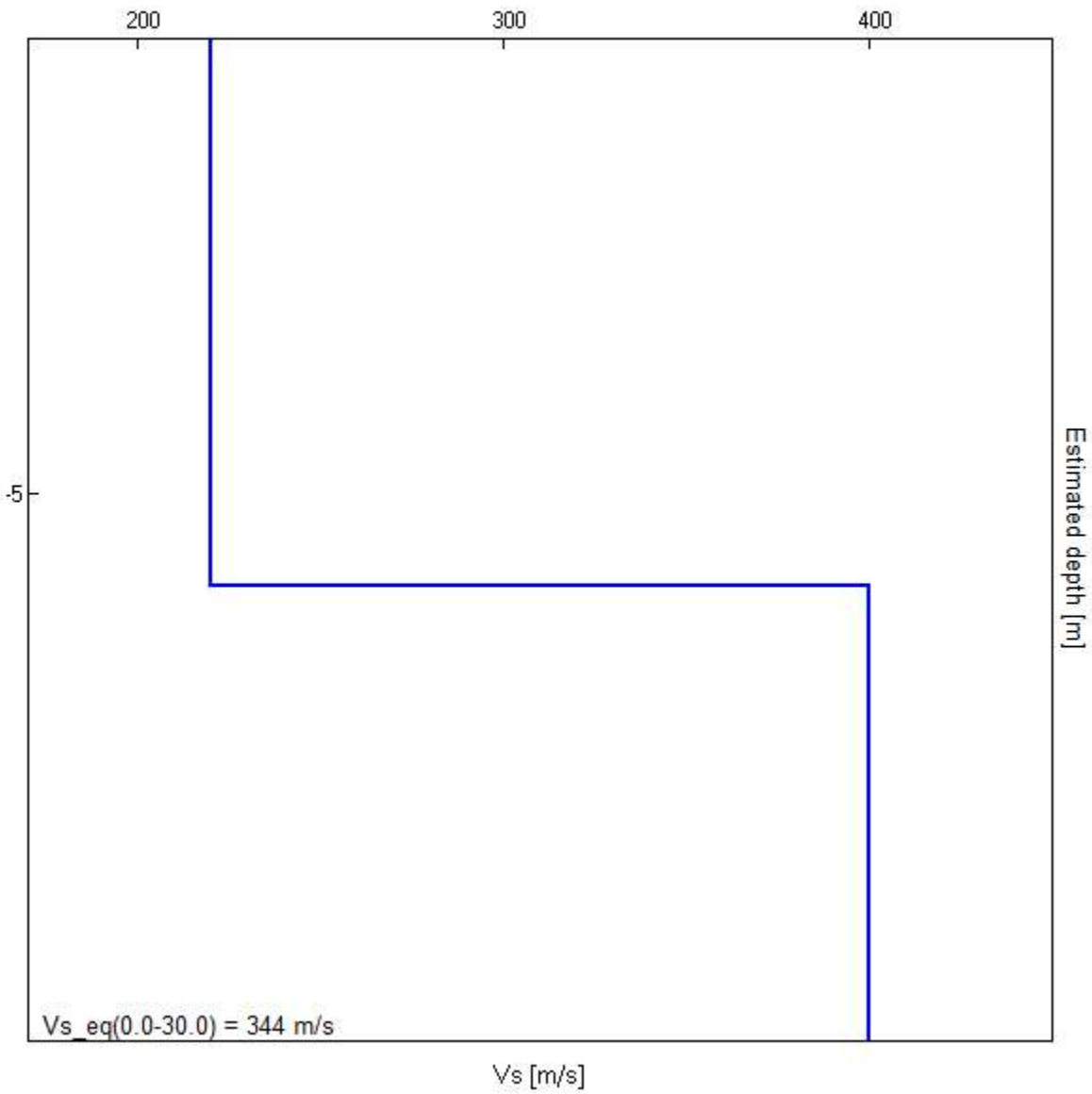
Array geometry (x): 0.0 3.0 6.0 9.0 12.0 15.0 18.0 21.0 24.0 m.

MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
6.00	6.00	220	0.42
inf.	inf.	400	0.42

Vs_eq(0.0-30.0) = 344 m/s


200
300
400
-5
Estimated depth [m]
Vs_eq(0.0-30.0) = 344 m/s
Vs [m/s]

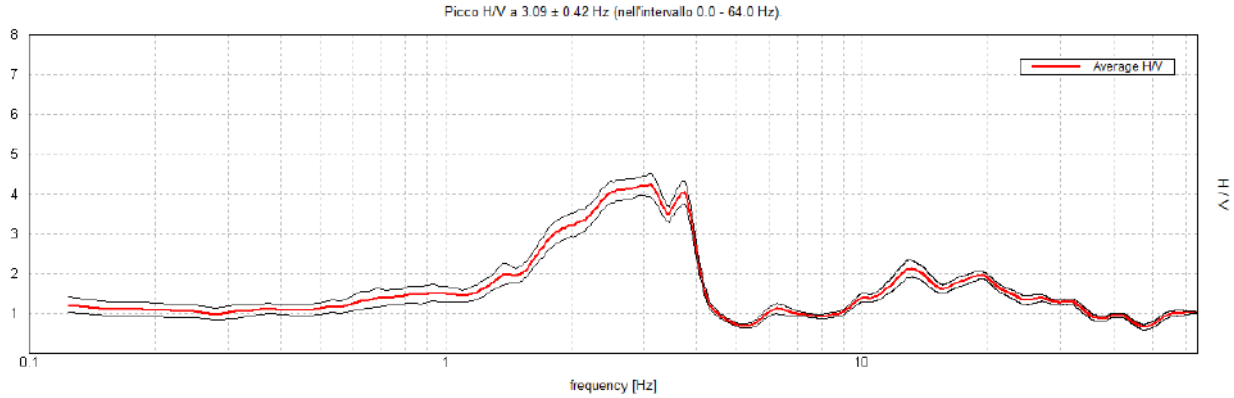
TROMINO
www.moho.world

7123_SCUOLA_CALESTANO, HVSR1

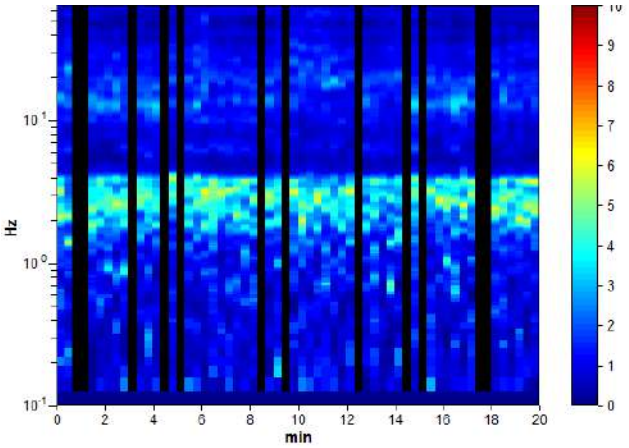
Strumento: TEB-0574/01-21
Formato dati: 16 bit
Fondo scala [mV]: 179
Inizio registrazione: 08/11/2021 15:09:07 Fine registrazione: 08/11/2021 15:29:07
Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN ; wless trig.
Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 80% tracciato (selezione manuale)
Freq. campionamento: 128 Hz
Lunghezza finestre: 20 s
Tipo di lisciamento: Triangular window
Lisciamento: 10%

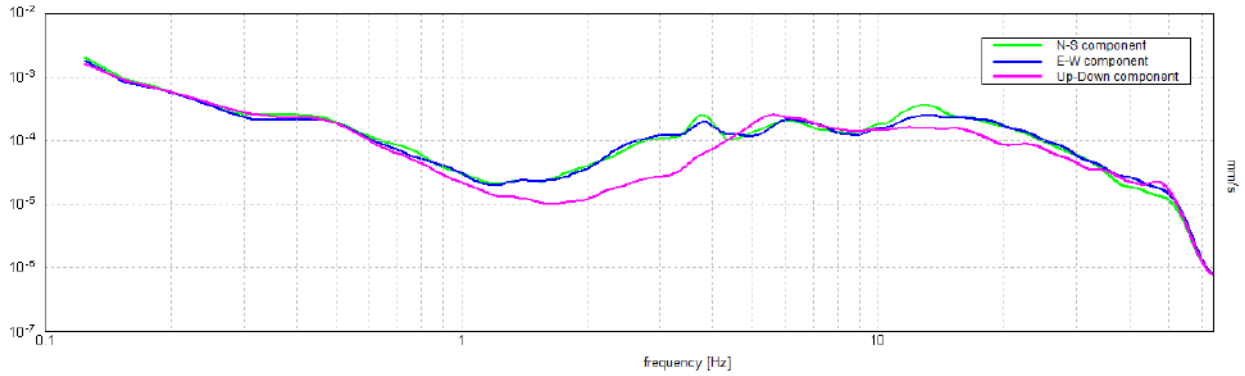
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



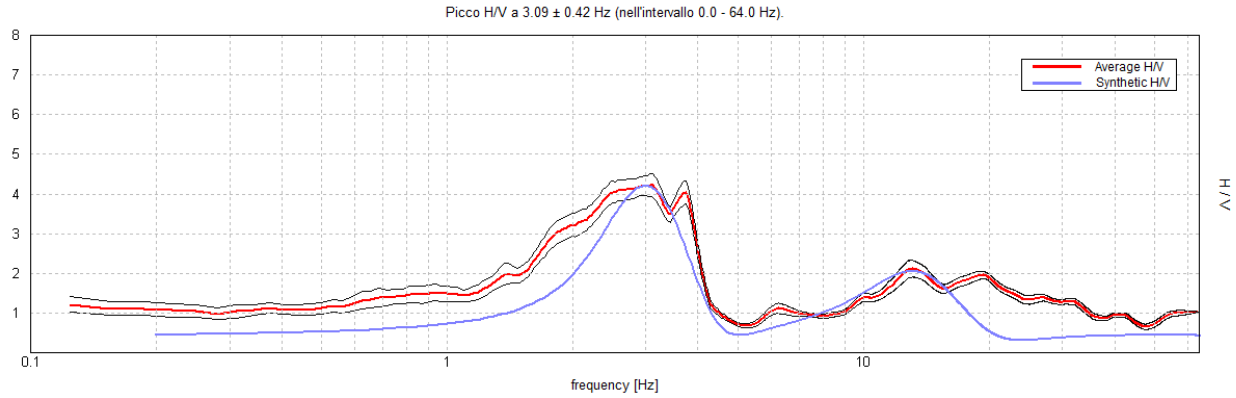
SERIE TEMPORALE H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

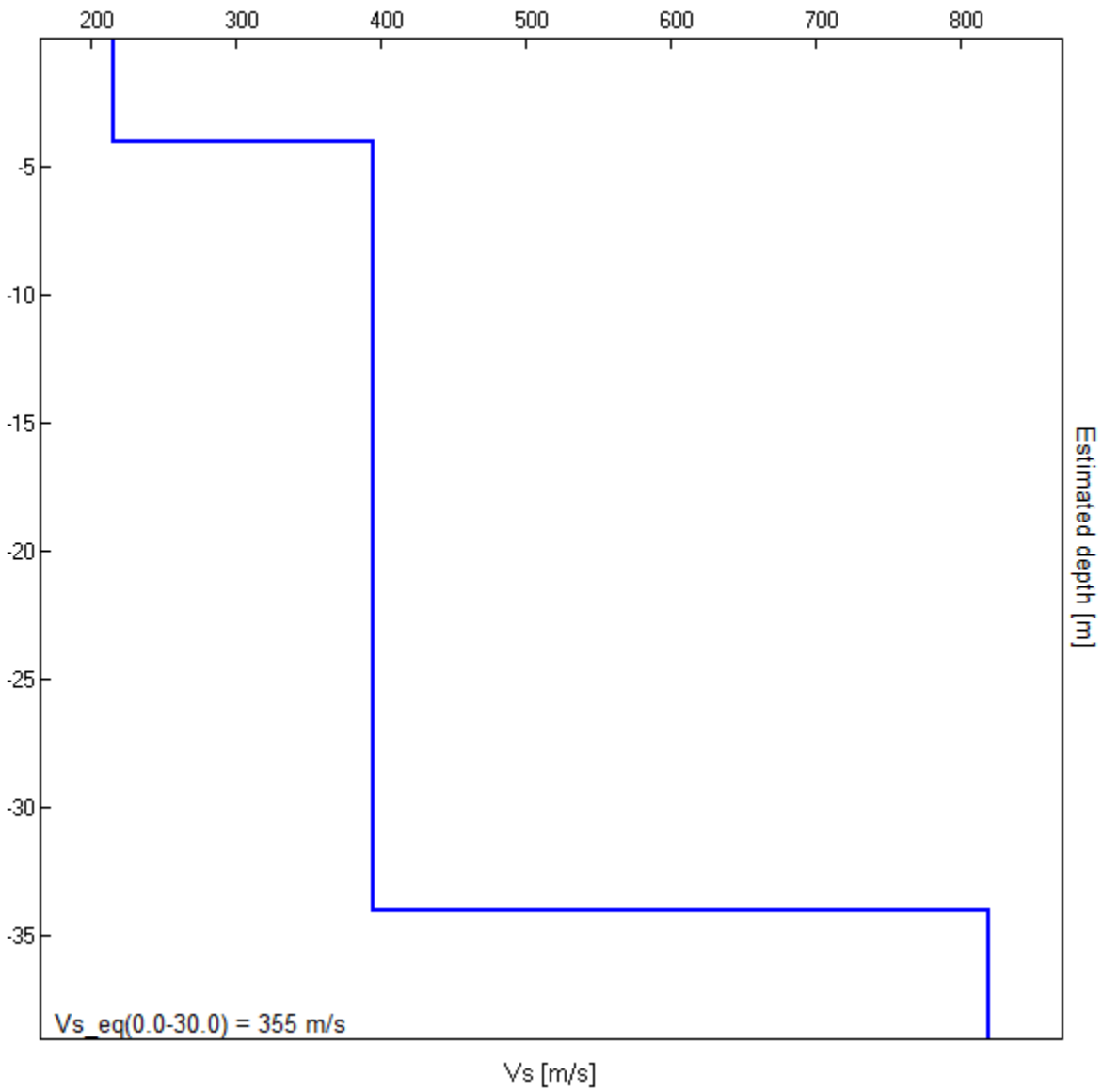


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
4.00	4.00	215	0.46
34.00	30.00	395	0.42
inf.	inf.	820	0.42

Vs_eq(0.0-30.0) = 355 m/s


200
300
400
500
600
700
800
-5
-10
-15
-20
-25
-30
-35
Estimated depth [m]
Vs_eq(0.0-30.0) = 355 m/s
Vs [m/s]

[Secondo le linee guida SESAME, 2005. **Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di** *Grilla* **prima di interpretare la tabella seguente**].

Picco H/V a 3.09 ± 0.42 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	3.09 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	2970.0 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$Hz $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5$Hz	Superato 0 volte su 150	OK	
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.563 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	4.094 Hz	OK	
$A_0 > 2$	4.22 > 2	OK	
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	|0.13607| < 0.05		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.42098 < 0.15469		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2893 < 1.58	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{logH/V}(f)$	deviazione standard della funzione log $A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
log $\theta(f_0)$ per $\sigma_{logH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

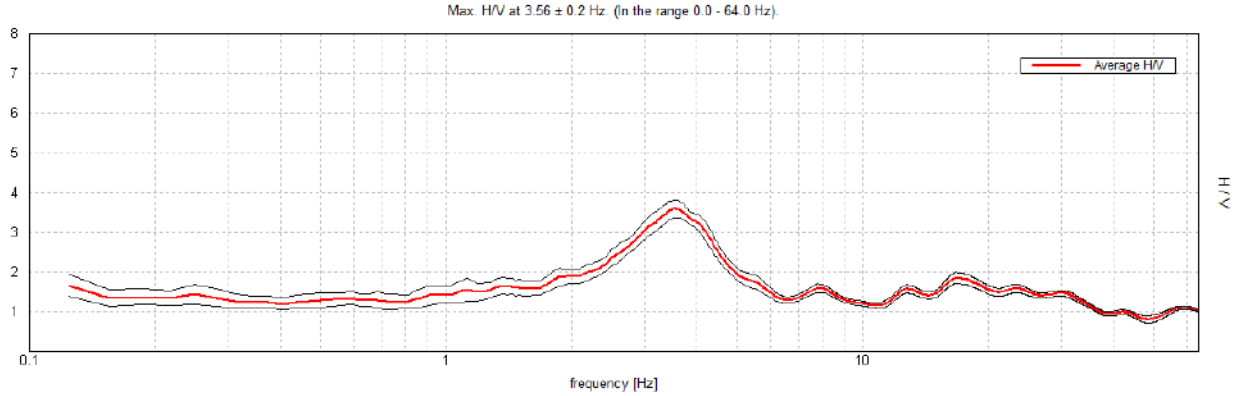
www.moho.world

7123_SCUOLA_CALESTANO, HVSR2

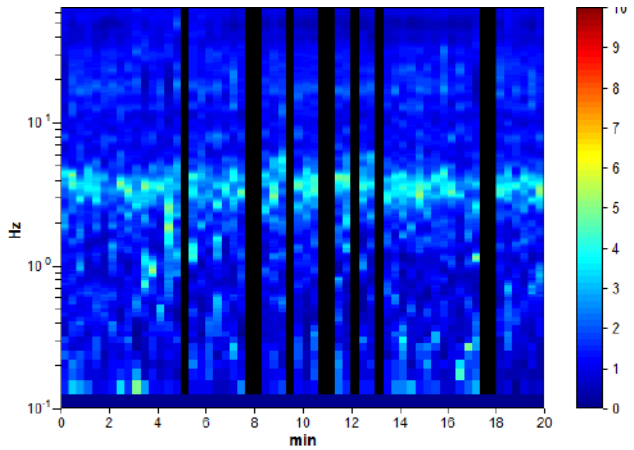
Strumento: TEB-0574/01-21
Formato dati: 16 bit
Fondo scala [mV]: 179
Inizio registrazione: 08/11/2021 15:36:59 Fine registrazione: 11/05/2021 15:56:59
Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN ; wless trig.
Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 83% tracciato (selezione manuale)
Freq. campionamento: 128 Hz
Lunghezza finestre: 20 s
Tipo di lisciamento: Triangular window
Lisciamento: 10%

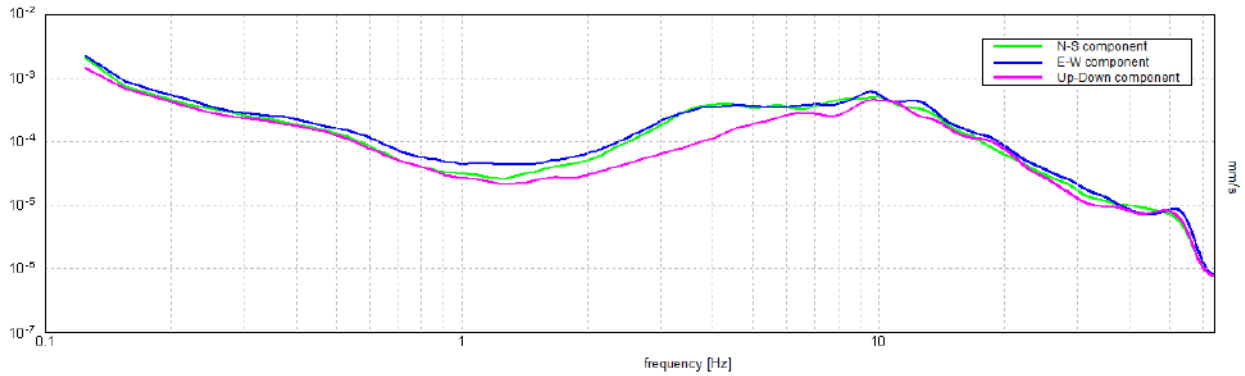
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



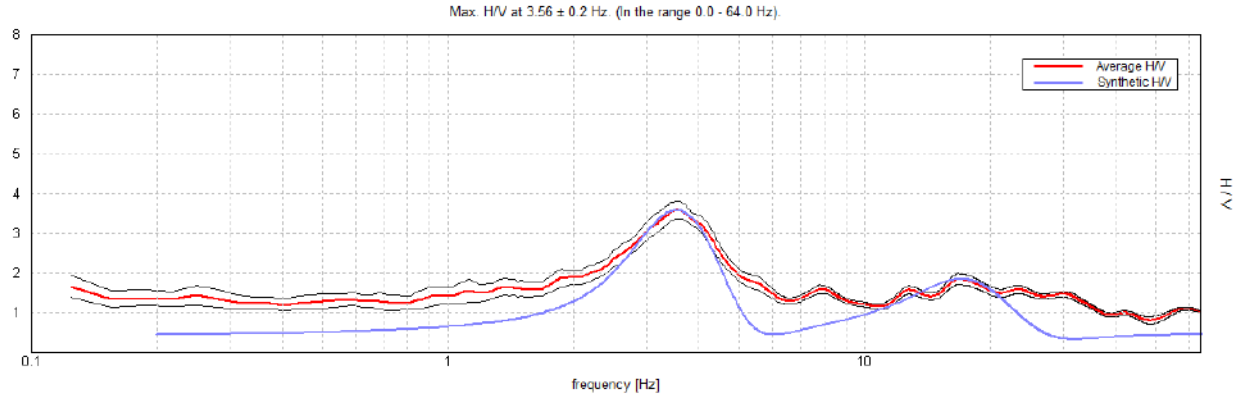
SERIE TEMPORALE H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

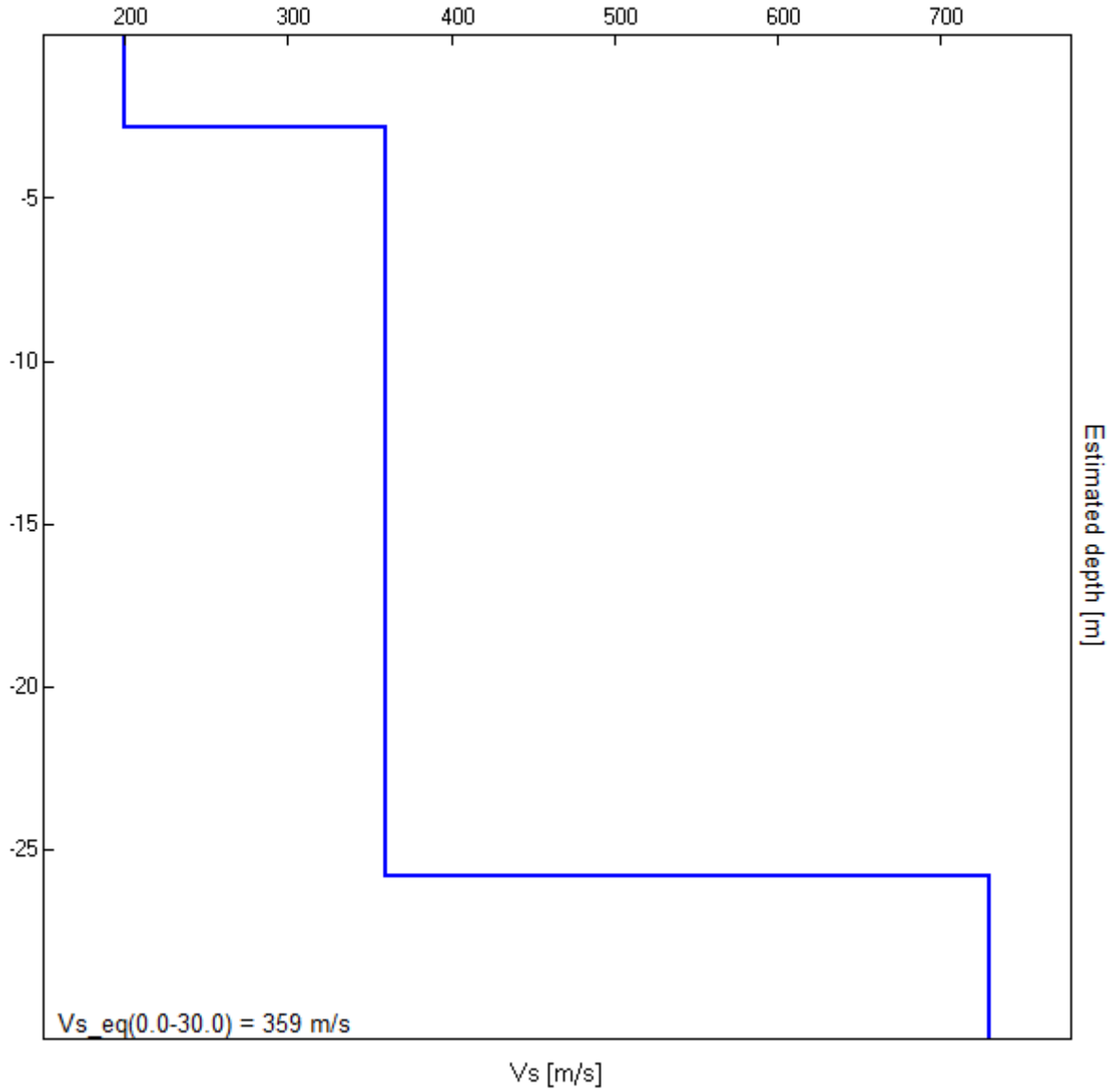


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
2.80	2.80	200	0.45
25.80	23.00	360	0.42
inf.	inf.	730	0.42

Vs_eq(0.0-30.0) = 359 m/s


200
300
400
500
600
700
-5
-10
-15
-20
-25
Estimated depth [m]
Vs_eq(0.0-30.0) = 359 m/s
Vs [m/s]

[Secondo le linee guida SESAME, 2005. **Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di** *Grilla* **prima di interpretare la tabella seguente**].

Picco H/V a 3.56 ± 0.2 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	3.56 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	3562.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$Hz $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5$Hz	Superato 0 volte su 172	OK	
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.781 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	5.344 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.59 > 2	OK	
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	|0.05621| < 0.05		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.20024 < 0.17813		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2201 < 1.58	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{logH/V}(f)$	deviazione standard della funzione log $A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
log $\theta(f_0)$ per $\sigma_{logH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

ALLEGATO 4

Risposta Sismica Locale

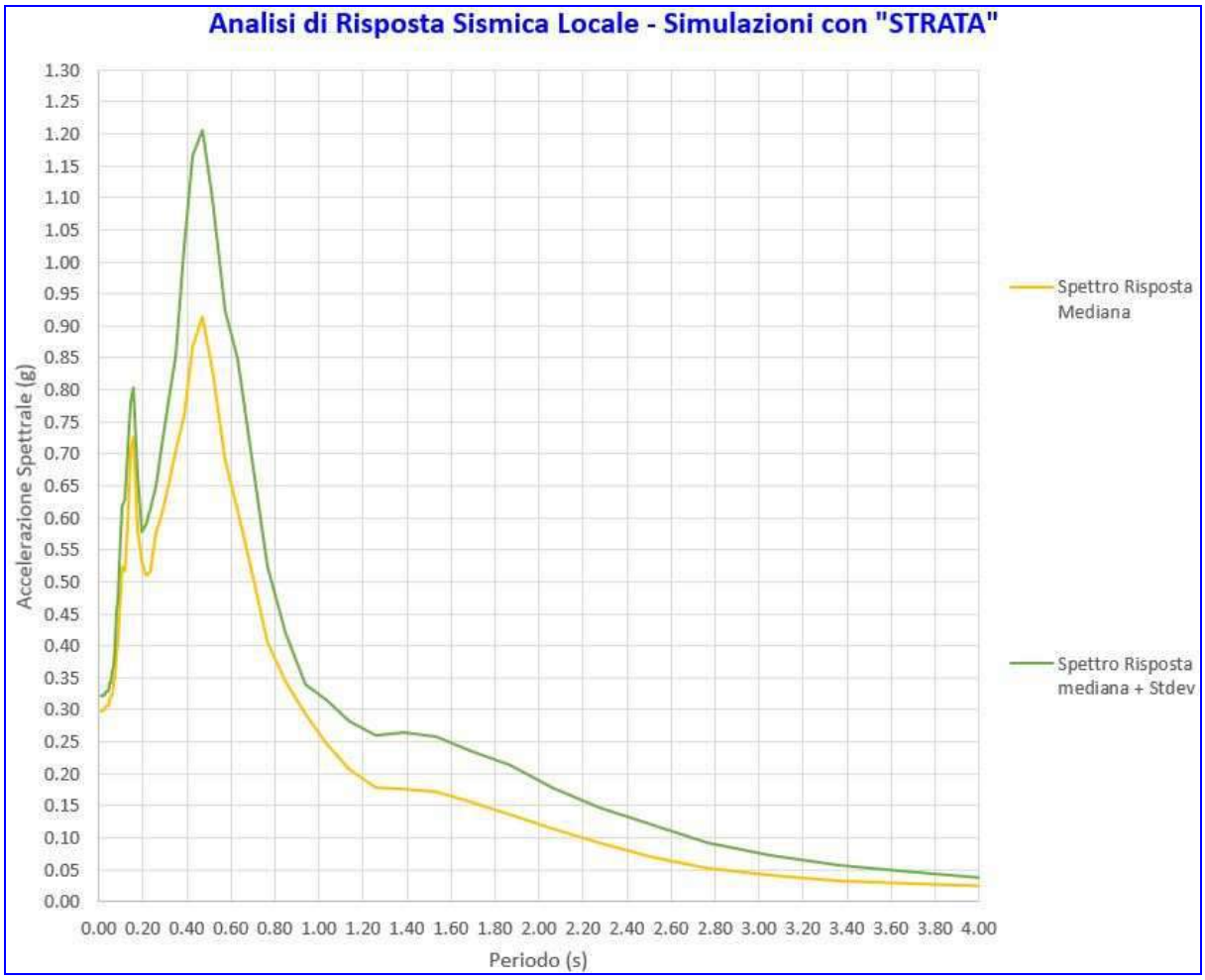


Figura 1 Spettri di risposta elastica mediana e mediana+stdev.

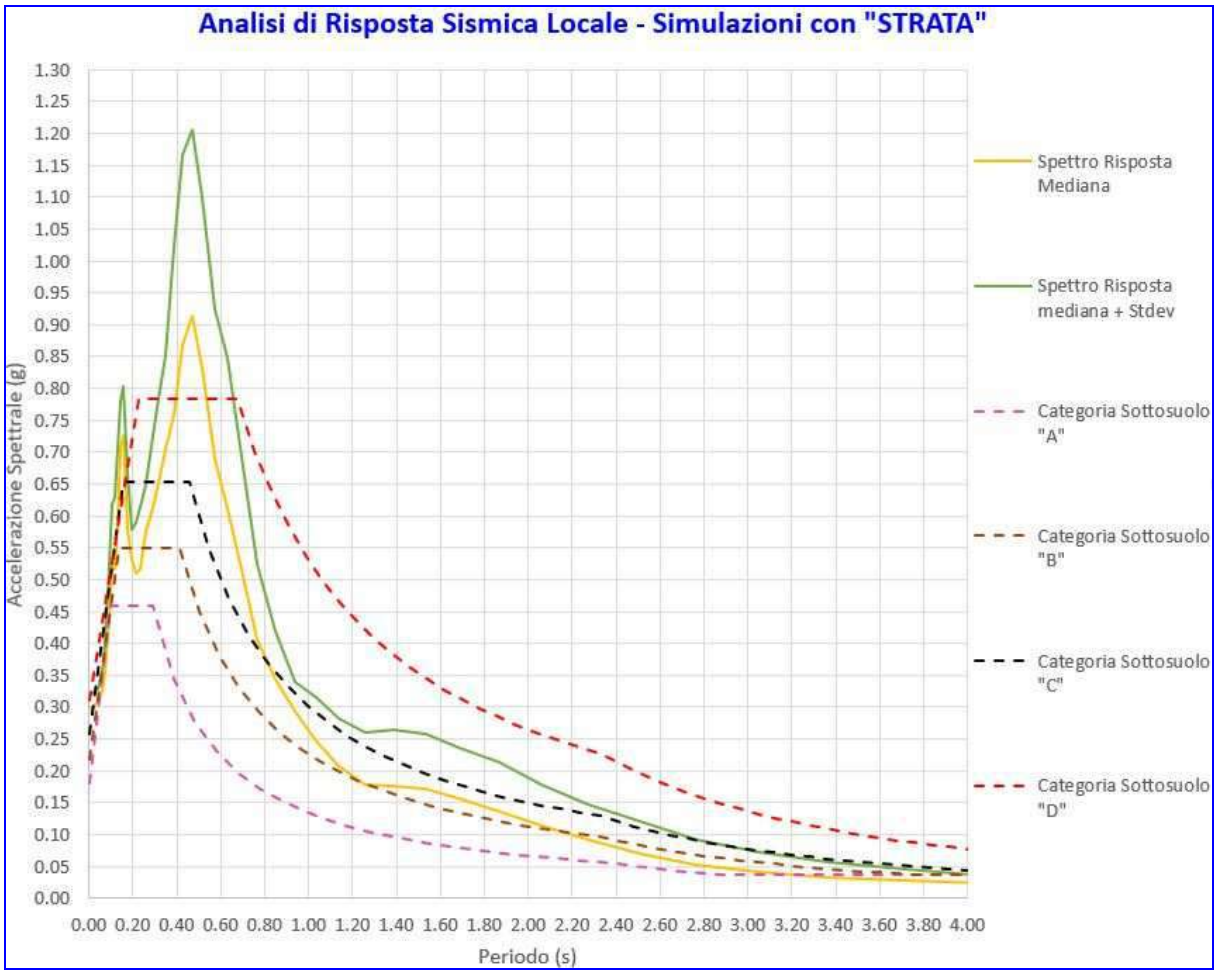


Figura 2 *Spettri di risposta elastica mediana, mediana+stdev e spettri di risposta elastica da normativa NTC18 relativi alle categorie di sottosuolo "A", "B", "C", "D".*

Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)	Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)
0.0100	0.2983	0.3214	0.2593	0.5750	0.6492
0.0110	0.2984	0.3215	0.2861	0.6041	0.7099
0.0122	0.2986	0.3216	0.3158	0.6512	0.7842
0.0134	0.2987	0.3218	0.3486	0.7045	0.8516
0.0148	0.2989	0.3221	0.3847	0.7600	1.0215
0.0164	0.2992	0.3224	0.4246	0.8673	1.1666
0.0181	0.2995	0.3227	0.4686	0.9132	1.2060
0.0199	0.2999	0.3232	0.5172	0.8332	1.0992
0.0220	0.3004	0.3237	0.5708	0.6906	0.9244
0.0243	0.3011	0.3248	0.6300	0.6103	0.8481
0.0268	0.3021	0.3253	0.6953	0.5158	0.6935
0.0296	0.3041	0.3271	0.7674	0.4061	0.5258
0.0327	0.3061	0.3291	0.8469	0.3443	0.4197
0.0361	0.3064	0.3290	0.9347	0.2935	0.3391
0.0398	0.3063	0.3294	1.0316	0.2461	0.3157
0.0439	0.3084	0.3344	1.1386	0.2062	0.2814
0.0485	0.3150	0.3415	1.2566	0.1788	0.2607
0.0535	0.3199	0.3408	1.3869	0.1768	0.2652
0.0590	0.3232	0.3585	1.5307	0.1711	0.2569
0.0652	0.3404	0.3679	1.6894	0.1556	0.2357
0.0719	0.3539	0.4016	1.8645	0.1369	0.2135
0.0794	0.3840	0.4528	2.0578	0.1137	0.1788
0.0876	0.4081	0.4698	2.2711	0.0917	0.1473
0.0967	0.4825	0.5737	2.5066	0.0711	0.1198
0.1067	0.5221	0.6185	2.7665	0.0531	0.0920
0.1178	0.5156	0.6287	3.0533	0.0411	0.0716
0.1300	0.5919	0.7054	3.3698	0.0335	0.0568
0.1435	0.7058	0.7799	3.7192	0.0279	0.0450
0.1583	0.7263	0.8027	4.1048	0.0230	0.0357
0.1747	0.5796	0.6675	4.5303	0.0179	0.0282
0.1929	0.5307	0.5778	5.0000	0.0143	0.0223
0.2128	0.5089	0.5887			
0.2349	0.5155	0.6125			

Tabella 1 Valori di output dell'analisi di risposta sismica locale per le curve mediana e mediana+stedev.