

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

PROVINCIA DI TRIESTE

COMUNE DI TRIESTE

Relazione geologica, geologico-tecnica, sismica, modello geologico per il progetto per la realizzazione dell’impianto sportivo indoor e realizzazione di una nuova palestra per svolgimento di ginnastica artistica, karate, judo, scherma, basket e altre discipline indoor PNRR Frausin – codice opera 20061, in via Frausin 7 a Trieste.

Pieris, settembre 2022

Dr. geologo Maurizio Comar

Premessa.

Si è eseguita nel mese di maggio 2022, un'indagine per la stesura di una relazione geologica, geologico-tecnica, sismica, modello per il progetto per la realizzazione dell'impianto sportivo indoor e realizzazione di una nuova palestra per svolgimento di ginnastica artistica, karate, judo, scherma, basket e altre discipline indoor PNRR Frausin – codice opera 20061, in via Frausin 7 a Trieste (vedi foto di fig. 1).

Sono state effettuate osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di dati geologici, geomorfologici e geoidrologici generali ricavati dalla letteratura specifica, indagine storica sulle condizioni geomorfologiche e idrogeologiche del sito in esame e delle zone immediatamente limitrofe. Inoltre si è eseguito un sondaggio geofisico HVSr per avere un chiaro assetto del terreno in esame. Assieme a vari dati desunti dalla bibliografia, e dall'esame di altri interventi similari nell'immediato intorno e di affioramenti rocciosi presso il sito, si è costruito un preciso modello geologico del sito da cui poter trarre la relazione geologico-tecnica conseguente, visto anche l'intervento modesto. Il sito viene ubicato nelle cartografia 1:5000 (CTR 1:25.000 110 SO Trieste – All. 1a - e CTR 1:5000 – 110144 Trieste Nord-Ovest – All. 1b). Per quanto riguarda gli aspetti progettuali, si rimanda al progetto tecnico cui questa relazione è parte integrante.



Fig. 1.- Foto del sito di intervento.

Normative di riferimento.

Da settembre del 2005 è stata approvata la nuova normativa rappresentata dalle **Norme Tecniche per le Costruzioni** (D.M. delle Infrastrutture e Trasporti del 14/09/2005) pubblicate sul supplemento ordinario della G.U. n° 222 del 23 settembre 2005.

La Legge 24 giugno 2009 n.77 di conversione del D.L. 39/2009 per l'Abruzzo, ha fissato l'entrata in vigore al 1° luglio 2009 delle **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni** di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Sebbene le Nuove Norme Tecniche siano entrate in vigore già dal 5 marzo 2008, era stata data facoltà ai progettisti, anche su indicazione del committente, fino al 30 giugno 2010 di scegliere se applicare in alternativa le Nuove Norme Tecniche oppure seguire la normativa precedente.

Precisiamo tuttavia che questa alternativa non era prevista per gli edifici di interesse strategico e per le opere infrastrutturali di competenza statale, per i quali invece già dal 5 marzo 2008 vigeva l'obbligo di applicazione delle suddette Nuove Norme Tecniche.

La prevista entrata in vigore delle norme era stata inizialmente fissata al 10 luglio 2010, ma le note e drammatiche vicende legate al terremoto in Abruzzo hanno spinto il legislatore ad anticipare al 1° luglio 2009 la messa a regime delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NNTC). Da tale data quindi sarà obbligatorio per tutte le opere utilizzare unicamente le NNTC, quindi tutta la normativa precedente di settore risulta automaticamente abrogata. .

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni sono un testo normativo che raccoglie appunto tutte le norme che definiscono i principi per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti inerenti la sicurezza strutturale delle opere.

Tali Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni fanno riferimento agli Eurocodici ovvero a norme europee per la progettazione strutturale che sono allineate alle norme nazionali vigenti e consentono al professionista l'utilizzo di criteri di calcolo comuni ed adottabili anche all'estero.

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni sono articolate in 12 Capitoli.

Importante, in questa sede, è il capitolo 6 della nuova normativa con titolo *“Progettazione Geotecnica”*. Nel punto 6.2.1 viene osservato che nelle prime due fasi progettuali sono previste la modellazione geologica del sito, nel punto 6.2.2 si osservano le tipologie delle indagini per elaborare la caratterizzazione e il modello geotecnico e nel punto 6.3, dove si parla della stabilità dei pendii naturali. Importante anche l'articolo 3, con il comma 2, che parla dell'Azione Sismica. Tale normativa è entrata in vigore dal 1 gennaio 2008.

Importanti anche le norme tecniche per le costruzioni in zona sismica previste dalle Ordinanze del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 (anche questa emanata dopo un evento sismico catastrofico), e successive modifiche; n° 3316 del 02 ottobre 2003, n° 3431 del 03 maggio 2003, n° 3452 del 01 agosto 2005. queste ultime Ordinanze hanno apportato modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n° 3274 del 2003.

Con il D.M. 17 gennaio 2018 si è approvato le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 in vigore dal 2018 che aggiornano quelle del 2008

Dalla Relazione Geologica allegata al P.R.G.C. del Comune di Trieste.

Secondo la Relazione Geologica del territorio comunale del Comune di Trieste redatta dai D.ri Grego B., Marsich P. e Pinzani G.P., a supporto dello strumento urbanistico vigente, l'area in argomento è caratterizzata secondo i seguenti parametri:

Dalla Carta della litologia superficiale (Fig. 2):

Il sito si trova in terreni della in facies marnoso-arenacea (alternanze di marne e arenarie con una percentuale di arenaria variabile da 30 a 70 %).

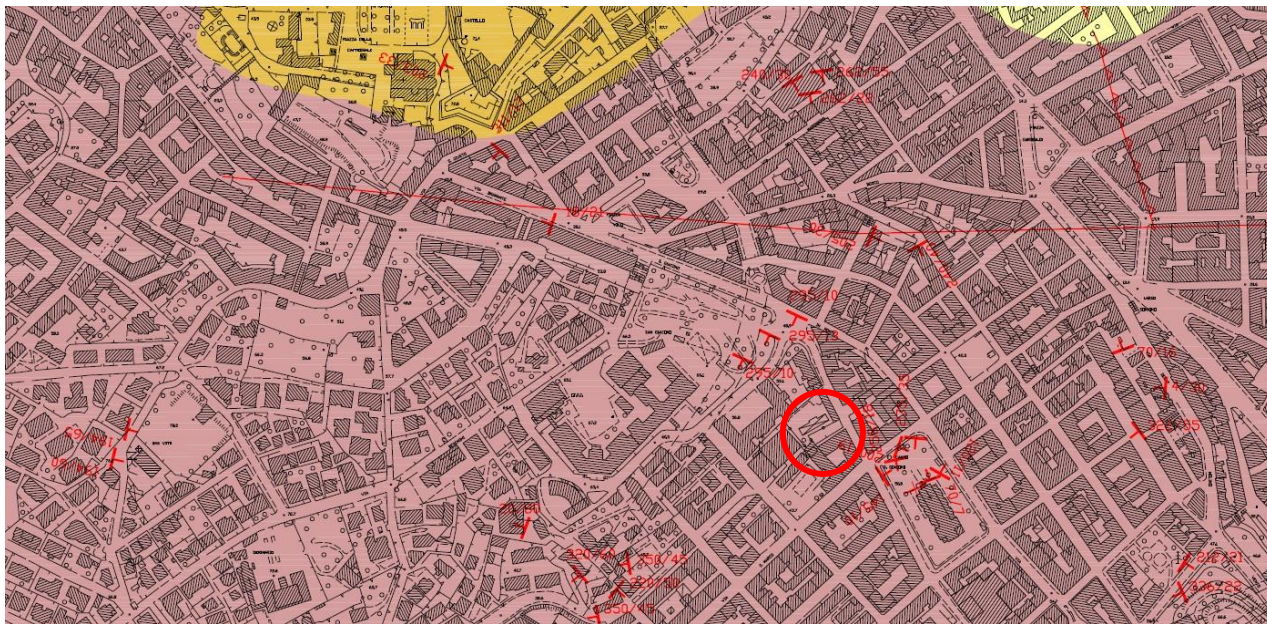


Fig. 2.- Stralcio della Carta della litologia superficiale allegata al PRGC. Sito nel cerchio rosso.

Dalla Carta geomorfologica e dell'idrografia superficiale (fig. 3):

Area posta a circa 55,0 metri s.l.m.m. (da CTR 5000) e si presenta leggermente in salita verso sud.

Dalla Carta della zonizzazione geologico-tecnica (Fig. 4):

Il sito in esame si trova in una zona di classe ZG 6,

In questa classe rientra la formazione marnoso arenacea in facies di Flysch caratterizzata generalmente dalle seguenti problematiche geologiche:

- assetto giaciturale irregolare;
- elevata variabilità delle caratteristiche geomeccaniche sia per anisotropia (lungo strato e trasverso strato) che per grado di fratturazione, detensionamento ed alterazione;
- presenza di percolazioni di acqua di interstrato anche in pressione;
- possibile presenza di piccole cave talora ritombate e mascherate al di fuori delle aree estrattive storicamente note;
- potenziali instabilità superficiali puntuali.

Naturalmente queste sono considerazioni che mediano le caratteristiche di certe zone omogenee secondo i canoni della stesura di una Relazione Geologica per un P.R.P.G. comunale.



Fig. 3.- Stralcio della Carta geomorfologica e dell'idrografia superficiale allegata al PRGC. Sito nel cerchio rosso.

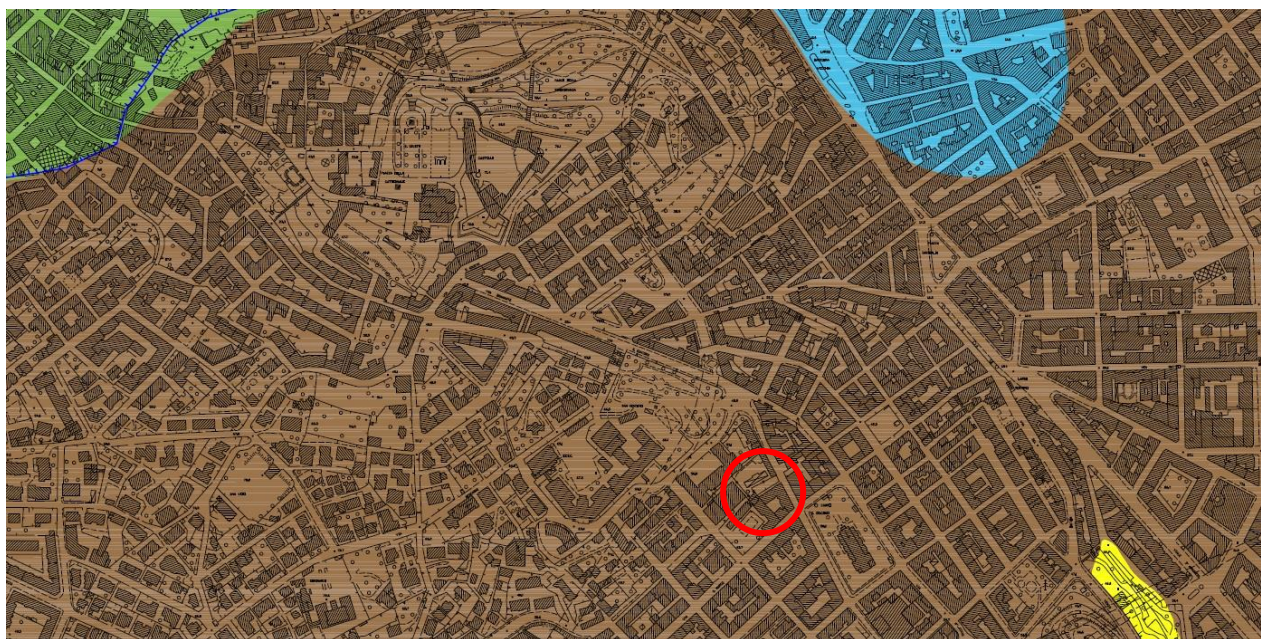


Fig. 4.- Stralcio della Carta della zonizzazione geologico-tecnica allegata al PRGC. Sito nel cerchio rosso.

Naturalmente queste sono considerazioni che mediano le caratteristiche di certe zone omogenee secondo i canoni della

Inquadramento geologico e geomorfologico.

Il territorio del Comune di Trieste è caratterizzato dalle seguenti unità litostratigrafiche:

Unità prettamente carbonatiche come i Calcari di Aurisina, i Calcari della Formazione Liburnica, i Calcari ad Alveoline e Nummuliti; Unità marnoso arenacee come il Flysch di Trieste e una successione Quaternaria, sovrastante le unità rocciose e la parte costiera del comune.

Il sito presenta, circa, un'altezza media sul livello medio marino di 55,0 m (quota desunta da CTR) e si presenta con ampi terrazzamenti e fortemente antropizzata.

Dal punto di vista geolitologico, il sito è costituito da una copertura di terreno di riporto con spessore di 2,90 metri, seguono rocce flyschoidi, alterate per circa 2,00 m, e quindi rocce flyschoidi, in facies marnosa prevalente. Questo si può tener conto per la modellazione geologica. Dal punto di vista geomeccanico i terreni marnoso-arenacei possono avere ottime caratteristiche geotecniche, ma bisogna tener conto della parte superficiale alterata, oltre a una giacitura degli strati variabile, anche su piccole distanze, oltre a una forte tettonizzazione (si veda fig. 2 – carta litologica del PRGC di Trieste – dove si osserva la variabilità delle giaciture di affioramenti limitrofi, anche su piccole distanze) . La zona del sito si presenta all'inizio di un pendio con pendenza media. Altri sondaggi nell'immediato intorno danno risultati simili.

Secondo la carta geologica del Friuli Venezia Giulia (a scala 1:150.000), la zona interessata è data da alternanze pelitico-arenacee ben stratificate con calcareniti e calciruditi, talora con potenti banchi carbonatici, depositi di bacino (fig. 5), del Paleocene p.p. - Eocene.

In fig. 6 stralcio della carta geologica di sintesi 1:10.000 – 088140 - della Regione FVG, in cui si osserva che la zona è composta da Flysch di Trieste – FT - con età Luteziano p.p.



Fig. 5.- Spezzone della Carta Geologica del Friuli Venezia Giulia a scala 1:150.000. Sito indicato dal cerchio rosso.

Nei pressi, a poco più di un centinaio di metri, a SE, abbiamo un paio di sondaggi meccanici (vedi fig. 7) la cui interpretazione la vediamo sotto (in metri dal p.c.):

Sondaggio 265:

00,00 - 00,30 m Riporto
00,30 - 01,80 m Sabbie limose con riporti
01,80 - 04,50 m Flysch alterato
04,50 - 09,00 m Flysch

Sondaggio 266:

00,00 - 03,10 m Limi sabbiosi con riporti
03,10 - 04,60 m Flysch alterato
04,60 - 15,00 m Flysch

6

Inquadramento Sismico.

Pericolosità Sismica.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

Le valutazioni della "pericolosità sismica di base" debbono derivare da studi condotti a livello nazionale, su dati aggiornati, con procedure trasparenti e metodologie validate. I dati utilizzati per le valutazioni devono essere resi pubblici, in modo che sia possibile la riproduzione dell'intero processo.

La "pericolosità sismica di base", nel seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; le sue attuali fonti di riferimento sono indicate nel seguito del presente paragrafo.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- a) in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite
- b) in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- c) per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi;

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La disponibilità di informazioni così puntuali e dettagliate, in particolare il riferimento a più probabilità di superamento, consente ad un tempo di:

- a) adottare, nella progettazione e verifica delle costruzioni, valori dell'azione sismica meglio correlati alla pericolosità sismica del sito, alla vita nominale della costruzione e all'uso cui essa è destinata, consentendo così significative economie e soluzioni più agevoli del problema progettuale, specie nel caso delle costruzioni esistenti;
- b) trattare le problematiche di carattere tecnico-amministrativo connesse alla pericolosità sismica adottando una classificazione sismica riferibile anche a porzioni territoriali dei singoli comuni.

Inquadramento sismico locale.

Dal punto di vista morfotettonico, la zona in esame è interessata da linee tettoniche locali, anche se non visibili in superficie, nelle immediate vicinanze.

Zona	Accelerazione orizzontale con Probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione sismica di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (norme tecniche) [a_g/g]
1	>0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Tabella 1.- Accelerazioni secondo le NTC per le varie zone sismiche (nel nostro caso zona 3).

Era, secondo l'ordinanza n° 3274 del 20/03/03 pubblicata nella G.U. n° 72 del 08/05/03 e con delibera della Giunta Regionale n° 2325 dd. 01/08/03, classificata sismicamente come zona sismica 4 secondo il D.G. Reg. 845 del 06/06/2010 è classificata ora come zona sismica 3 (vedi fig. 8).

Secondo la situazione geologica si può definire il terreno come B, difatti il flysch (relativamente superficiale) si presenta alterato in superficie in maniera tale che si preferisce essere più cautelativi.

Classificazione del sito secondo NNTC 2018: 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.

Visto il tipo di terreno non sussiste il pericolo di liquefazioni del suolo.

Il substrato roccioso è affiorante o semiaffiorante.

Vengono riportati in tabella 2 i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite, elaborati dal software “Spettri NTC ver. 1.0.3”, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,032	2,585	0,209
SLD	50	0,043	2,569	0,230
SLV	475	0,117	2,479	0,320
SLC	975	0,148	2,557	0,330

Tabella 2.

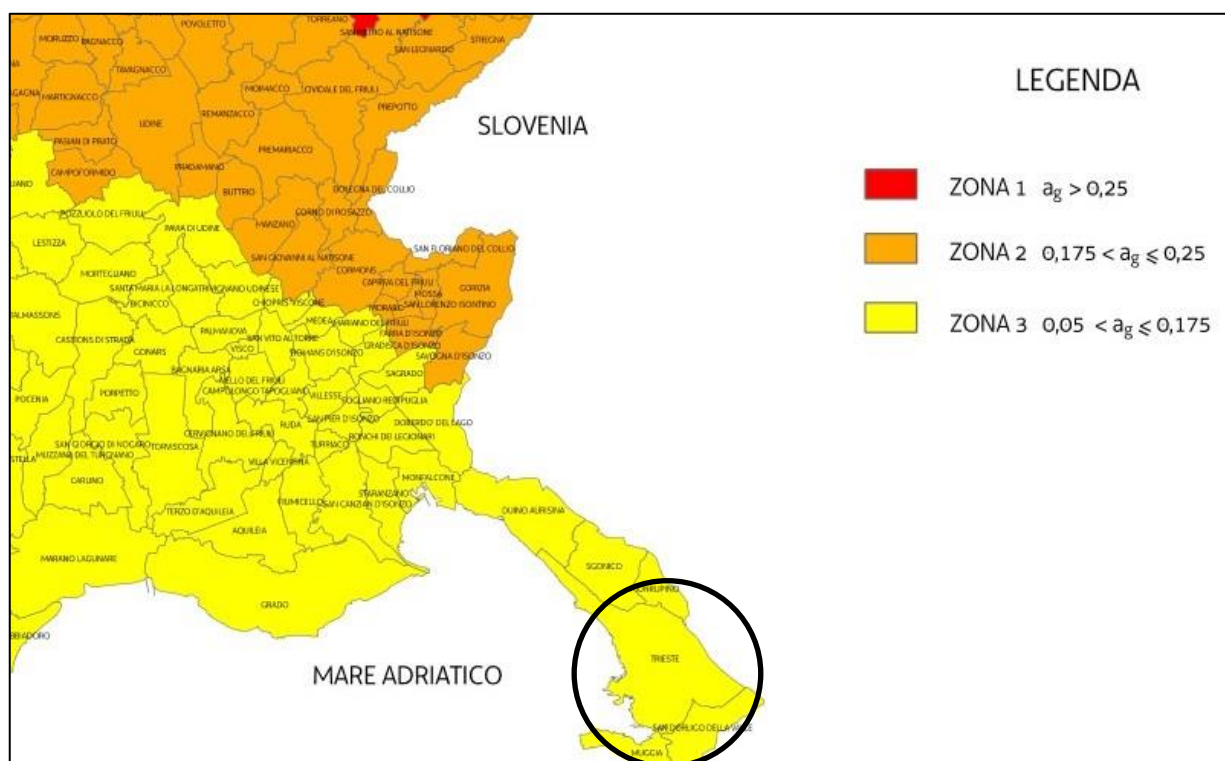


Figura 8.- Inquadramento sismico territorio del Comune di Trieste (colore inerente zona 3 con a_g compreso tra 0,05 e 0,175).

Tale elaborazione è calcolata per il Comune di Trieste secondo i parametri su riportati.

Si vedano in allegato 3 i parametri sismici precisi per il sito in oggetto

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,032	2,585	0,209
50	0,042	2,568	0,230
72	0,051	2,584	0,248
101	0,060	2,560	0,261
140	0,070	2,537	0,270
201	0,083	2,497	0,284
475	0,117	2,479	0,320
975	0,148	2,557	0,330
2475	0,201	2,573	0,347

Tabella 3

Vengono riportati in tabella 3 i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C per i periodi di ritorno T_R di riferimento, elaborati dal software "Spettri NTC ver. 1.0.3", distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Si riportano anche le zonizzazioni eseguite dall'INGV (Istituto Italiano di Geofisica e Vulcanologia).

Le mappe riportano due parametri dello scuotimento: **$a(g)$** , cioè accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall'OPCM 3519/2006, corrispondente a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA (fig. n° 9) e **$Sa(T)$** , cioè spettro di risposta Elastico in funzione del periodo T , in accelerazione (fig. n° 10); l'unità di misura è **g** , vale a dire l'accelerazione di gravità, corrispondente a 9.8 m/sec^2 .

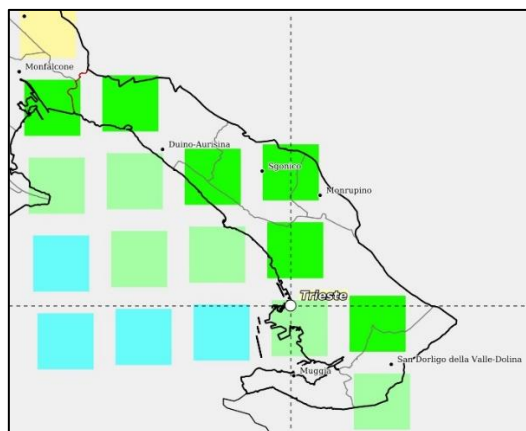


Fig. 9.- Accelerazione orizzontale massima del suolo con **$a(g)$** compreso, per il Comune di Trieste, fra 0,100 e 0,125, nella zona del sito in esame.

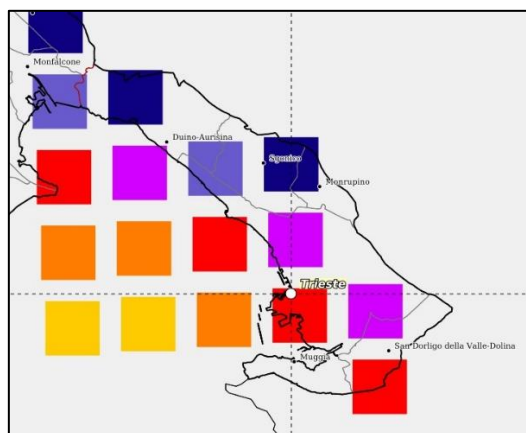


Fig. 10.- Spettro di risposta elastico in funzione del periodo T , in accelerazione con **$Sa(T)$** compreso fra 0,225 e 0,250, per il Comune di Trieste, nella zona del sito in esame.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

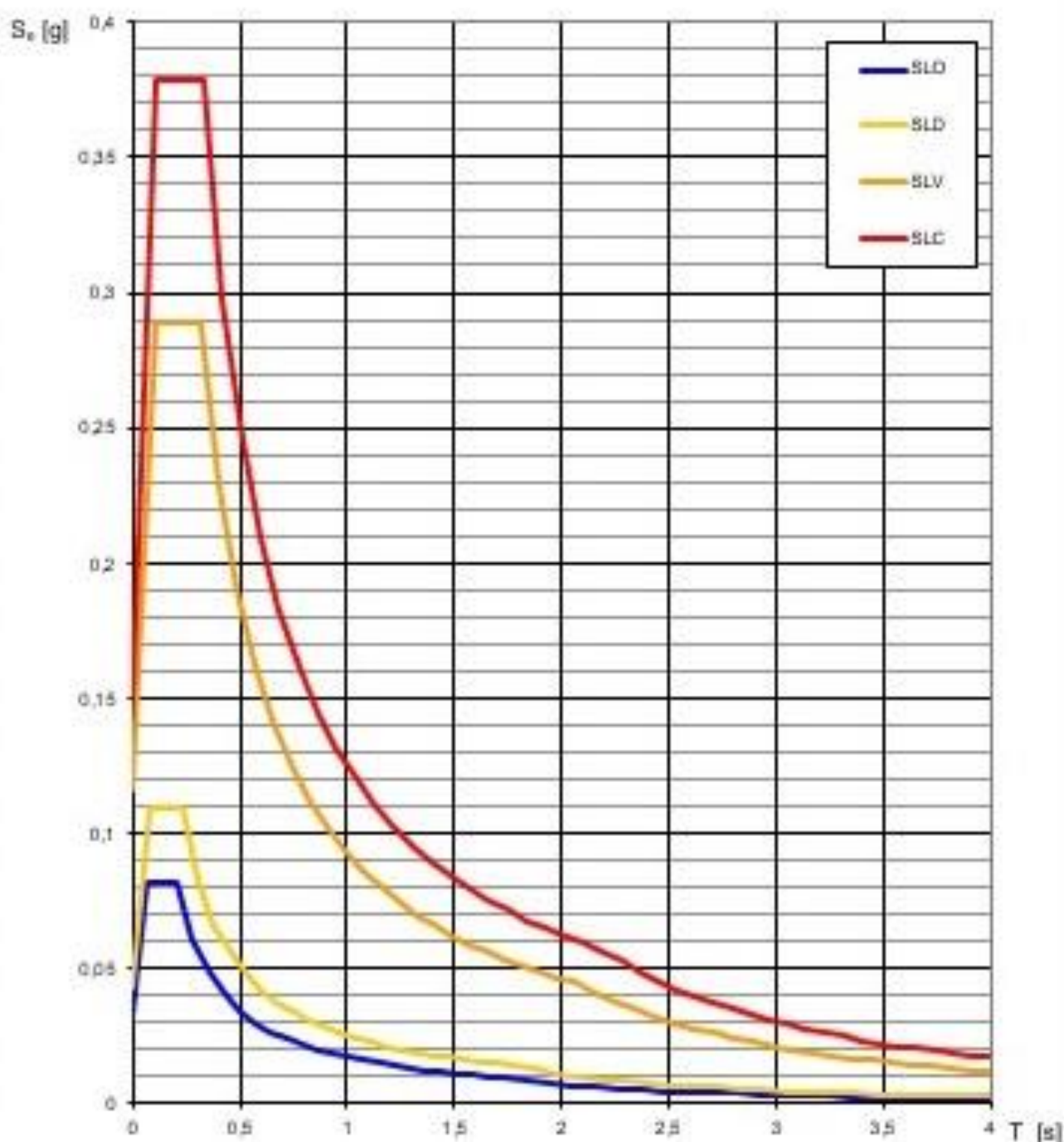


Fig. 11.- Spettro di risposta per tutti gli SL.

Per gli spettri di risposta, calcolati per il Comune di Trieste, con un programma fornito dal Ministero dei Lavori Pubblici, si veda la figura 11 (spettro di risposta per tutti gli SL). Con tale applicativo (spettri NTC ver. 1.0.3) si possono calcolare tutti i parametri comune per comune per ogni SL e in condizioni elastiche o anelastiche.

I valori di pericolosità sismica in $a(g)$ sono relativi alla probabilità di superamento in 50 anni del 10%, e valutati sul percentile 50. Lo stesso per $Sa(T)$ con periodo di 0,50 sec.. Questi sono i parametri più probabili dati per default dal sistema. Nel sito si possono calcolare valori con altri parametri che si possono scegliere nella schermata.

In figura 12 sono esposti i nodi del reticolo intorno al sito, mediato al centro del Comune di Trieste.

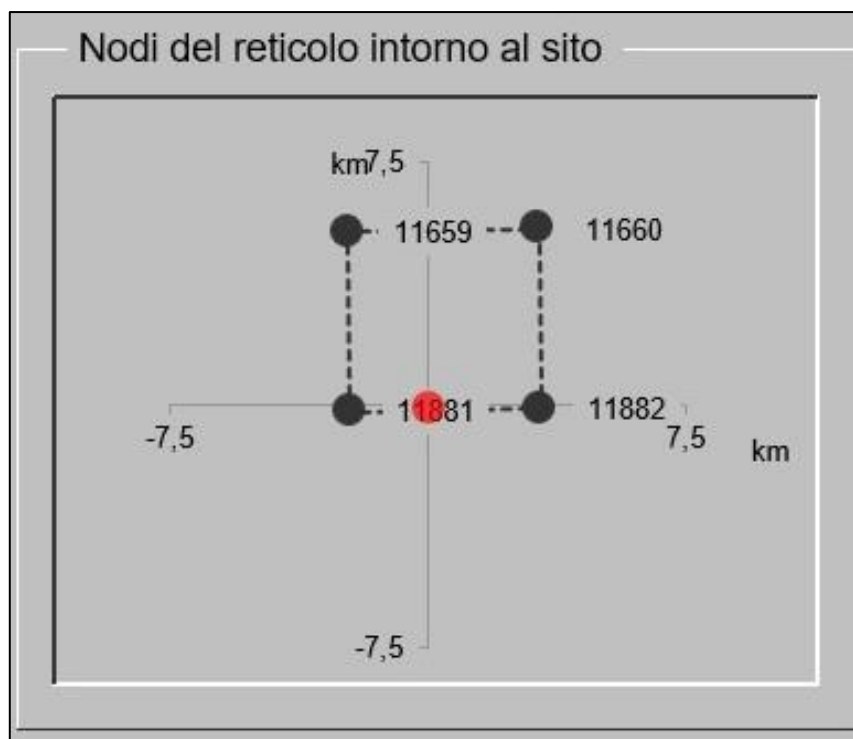


Fig. 12.- Nodi del reticolo intorno al sito, mediato al centro del Comune.

In tabella 4 sono esposti i parametri e punti dello spettro di risposta per lo stato limite SLV, orizzontale a sinistra e verticale a destra. In figura 13 sono esposti gli spettri di risposta per lo stato limite SLV, per le componenti orizzontali e verticali.

Parametri indipendenti		Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV	STATO LIMITE	
a_q	0,117 g	a_{qv}	0,054 g
F_0	2,479	S_S	1,000
T_C	0,320 s	S_T	1,000
S_S	1,200	q	1,500
C_C	1,382	T_B	0,050 s
S_T	1,000	T_C	0,150 s
q	3,000	T_D	1,000 s

Parametri dipendenti		Parametri dipendenti	
S	1,200	F_v	1,143
η	0,333	S	1,000
T_B	0,147 s	η	0,667
T_C	0,442 s		
T_D	2,067 s		

Tabella 4. A sinistra componente orizzontale, a destra quella verticale.

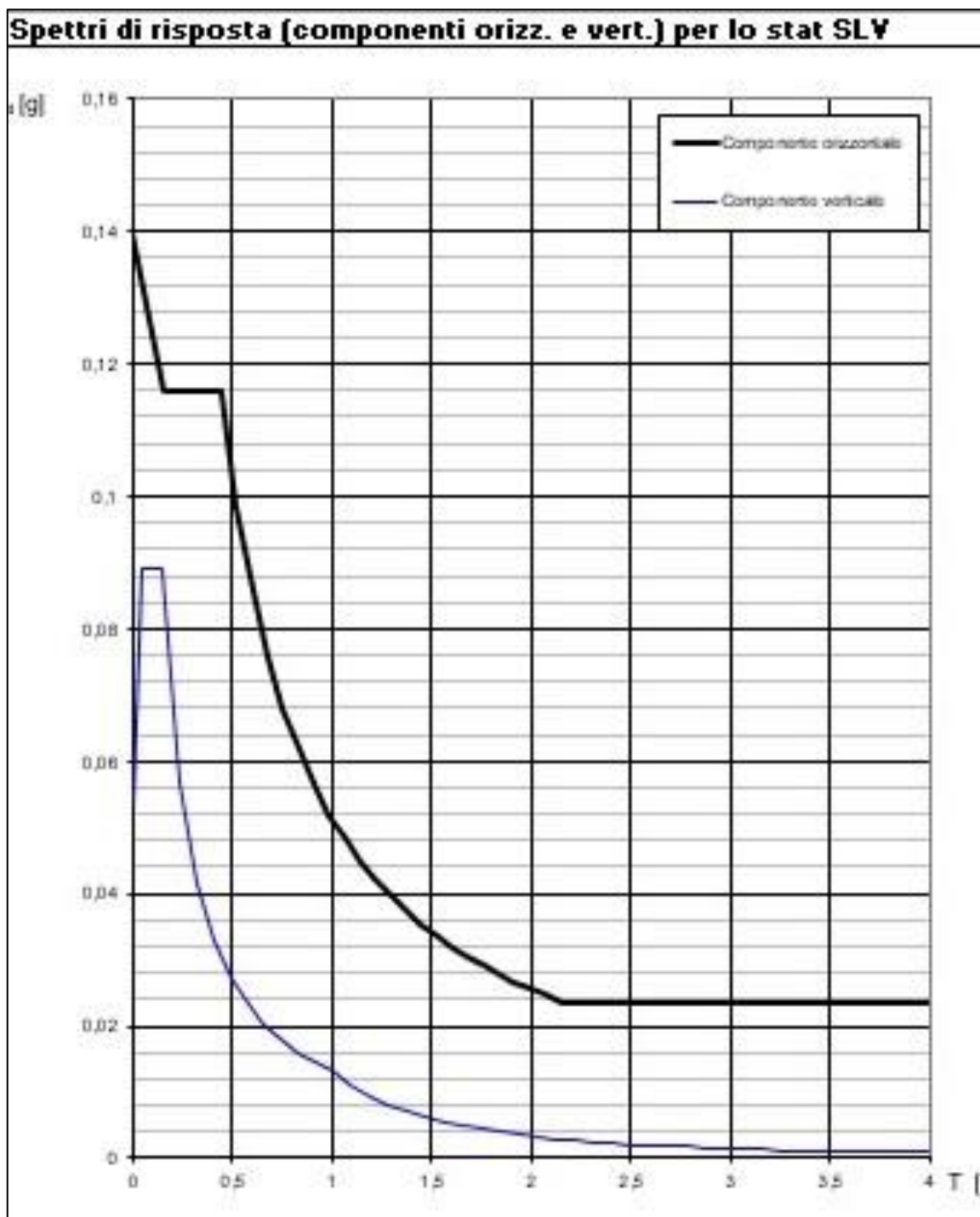


Fig. 13.- Spettri di risposta per lo stato limite SLV, per terreni di tipo B.

Condizioni topografiche.

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

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

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Qui siamo in categoria **T1**.

Amplificazione topografica.

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T , in funzione delle categorie topografiche definite precedentemente e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella dei 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 del rilievo 1,2
T4 - In corrispondenza della cresta del rilievo 1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

Qui il coefficiente topografico S_T è pari a 1.

Inquadramento idrogeologico.

Sebbene la formazione del Flysch Triestino possa essere considerata una formazione pseudoimpermeabile, essa è contraddistinta dalla presenza di acqua, talora relativamente abbondante, come testimoniato dagli innumerevoli pozzi ad uso agricolo ancora presenti sul territorio triestino. Tale ricchezza d'acqua è ricollegabile alla permeabilità secondaria per fratturazione dell'ammasso roccioso ed alla tendenza a scorrere, dove possibile, lungo strato con dissoluzione della componente marnosa.

In generale è opportuno comunque fare una distinzione tra le acque più superficiali e quelle più profonde.

Le prime scorrono al contatto tra il complesso superficiale alterato e i primi livelli di roccia molto fratturata e sono generalmente direttamente ricollegabili alle piovosità e quindi marcatamente stagionali.

Le seconde, sono generalmente ricollegabili a dinamiche e percorsi idrogeologici più articolati e complessi e quindi di tipo permanente. Infine, anche la litologia dominante, arenacea o marnosa, può risultare indicativa della potenziale presenza di acqua e pertanto anche tale aspetto dovrà essere tenuto in debita considerazione per le valutazioni idrogeologiche progettuali del caso.

Da un controllo del sottoscritto, nei dintorni, non si sono evidenziate venute d'acqua.

E' da considerare che in caso di forte piovosità ci possono essere venute d'acqua temporanee da sistemi di interstrato o fratturazioni attualmente non visibili della roccia sottostante, quindi si preveda un adeguato sistema di drenaggio e un buon sistema di allontanamento delle acque reflue.

Si è considerata la falda, in media, a 4 m dal p.c.

Indagini geognostiche.

Per la ricostruzione stratigrafica si è consultata la Relazione Geologica allegata al PRPC del Comune di Trieste, effettuato un sondaggio HVSr sul sito, visionato altre relazioni limitrofe e bibliografia varia. Visto l'ottima coincidenza di tutti i dati, si può stabilire che, nel sito considerato, il sito è costituito da una copertura di terreno di riporto con spessore di 2,90 metri, seguono rocce flyschoidi, alterate per circa 2,00 m, e quindi rocce flyschoidi, in facies marnosa prevalente (fig. 14).

Dai quanto osservato si può stabilire il seguente **modello geologico**:

0,00 – 2,90 m Terreno di riporti vari.
2,90 – 4,90 “ Roccia marnoso-arenacea (Flysch), alterata.
4,90 – --,-- “ Roccia marnoso-arenacea (Flysch) in facies marnosa.

Parametri geotecnici e capacità portante del terreno.

Nel capitolo precedente si è riconosciuta l'esistenza di una copertura di terreno di riporto con spessore di 2,90 metri, seguono rocce flyschoidi, alterate per circa 2,00 m, e quindi rocce flyschoidi, in facies marnosa prevalente (vedi fig. 14). Da un esame sulle costruzioni esistenti non si sono riscontrate anomalie di sorta.

E' da considerare anche il compattamento del terreno causa le costruzioni esistenti.

I parametri geotecnici da assumere per il calcolo della capacità portante si possono osservare nell'allegato 2. Si è considerata, in via preliminare, una fondazione continua (5,0X0,5 m), ma sarà il progettista a scegliere la tipologia più idonea.

In assenza di un progetto preliminare non si è potuto effettuare un piano di indagini particolareggiato. Ad ogni modo si può affermare che il substrato marnoso-arenaceo (alterato in superficie) varia da circa 3,0 m a W a circa 2,0-1,5 m a E del sito di intervento (verso la strada), conoscendo bene l'assetto stratigrafico del luogo.

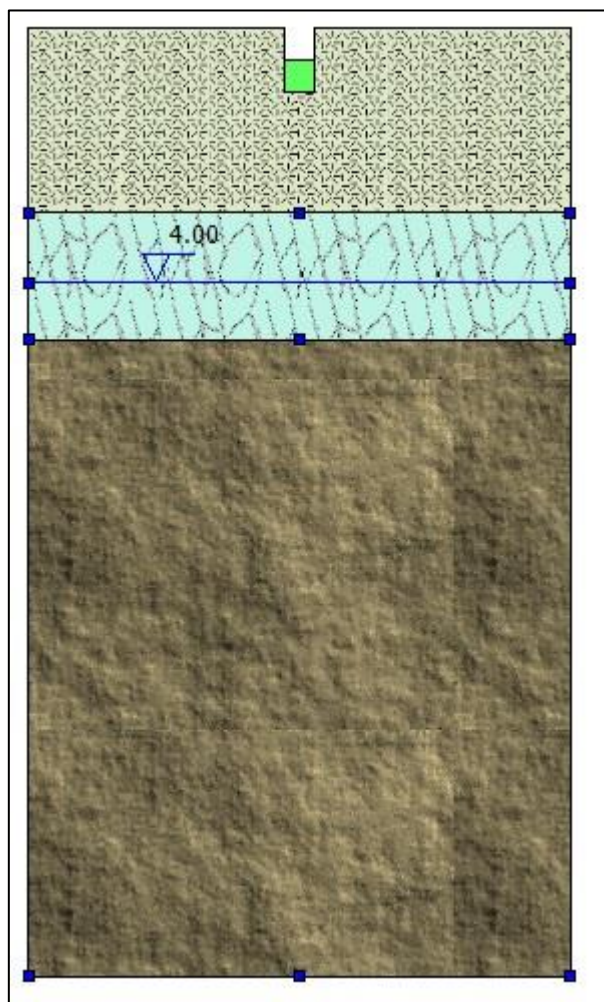


Fig. 14.- Sezione geologica media del sito in esame. Per la stratigrafia, dall'alto al basso; terreno di riporto, sedimenti marnoso arenacei alterati, sedimenti marnoso arenacei in facies marnosa. Falda considerata a 4,0 m dal p.c.

Conclusioni.

Da quanto emerso dall'indagine geologica, geologico-tecnica, sismica, modello geologico per il progetto per la realizzazione dell'impianto sportivo indoor e realizzazione di una nuova palestra per svolgimento di ginnastica artistica, karate, judo, scherma, basket e altre discipline indoor PNRR Frausin – codice opera 20061, in via Frausin 7 a Trieste, si possono trarre le seguenti conclusioni:

1) Il sottosuolo è caratterizzato da una copertura di terreno di riporto con spessore di 2,90 metri, seguono rocce flyschoidi, alterate per circa 2,00 m, e quindi rocce flyschoidi, in facies marnosa prevalente. Zona sismica **3**. Categoria del suolo **“B”**, secondo le nuove normative, caratterizzato da *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni*

a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.

2) Idrogeologicamente la zona non presenta rischi di esondazioni. Ci possono essere falde temporanee innescate da piovosità di una certa consistenza, Perciò si consiglia un buon sistema di allontanamento delle acque. La falda si considera a 4,0 m dal p.c. (vedi capitolo idrogeologia)

3) Dal punto di vista geotecnica i litotipi considerati presentano sufficienti/discrete caratteristiche geotecniche per porre fondazioni di tipo diretto

Tutti i dati hanno carattere indicativo e preliminare.

4) Sulla base degli elementi raccolti si esprime parere favorevole alla compatibilità tra le opere previste e le caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del sito considerato. La presente relazione è stata redatta in ottemperanza del Nuovo Testo Unico sulle norme delle Costruzioni.

5) Inoltre, se sarà necessario in corso d'opera e visto che i vari dati raccolti hanno solo validità preliminare, si dovrà effettuare il controllo, a cura dello scrivente, della corrispondenza tra la caratterizzazione geotecnica e geologica assunta in progetto e la situazione effettiva.

6) E' fatto assoluto divieto di usare, da parte di terzi, i dati presenti in questo studio senza l'autorizzazione dello scrivente.

Pieris, settembre 2022

Dr. Geologo

Maurizio Comar

Elenco allegati:

- 1- Corografia CTR 1:25.000 (all. 1a) e 1:5.000 (all. 1b).
- 2- Calcolo portanze e cedimenti. Parametri geotecnici.
- 3- Relazione sondaggio geofisico HSVR.
- 4- Parametri sismici sul sito considerato.

.

ALLEGATO N° 1

Corografia 1:25000 (1a) – 1:5000 (1b)



All. 1a .- Corografia 1:25.000 CTR con ubicazione sito (non in scala).



All. 1b .- Corografia 1:5.000 CTR con ubicazione sito (non in scala).

ALLEGATO N° 2

Calcolo portanze e cedimenti. Parametri geotecnici.

DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	0.5 m
Lunghezza fondazione	5.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Profondità falda	4.0

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.142
Effetto sismico secondo NTC: Cascone Maugeri	
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.034
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.1172

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.324	2.567	0.209
S.L.D.	50.0	0.422	2.568	0.231
S.L.V.	475.0	1.157	2.483	0.321
S.L.C.	975.0	1.471	2.558	0.331

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.3888	0.2	0.0079	0.004
S.L.D.	0.5064	0.2	0.0103	0.0052
S.L.V.	1.3884	0.24	0.034	0.017
S.L.C.	1.7652	0.24	0.0432	0.0216

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturato [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [Kg/cm ²]	Coesio ne non drenata [Kg/cm ²]	Modul o Elastic o [Kg/cm ²]	Modul o Edomet rico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari a [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
2.9	1800.0	1900.0	30.0	0.0	0.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Terren o di riporto vario.
2.0	2100.0	2100.0	38.0	0.0	0.0	250.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Marnos o arenace o alterato e frattura to.
10.0	2300.0	2400.0	42.0	0.0	0.0	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Flysch un facies marnos a.

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 1.68 Kg/cm²

Resistenza di progetto[Rd] 0.93 Kg/cm²

Tensione [Ed] 0.56 Kg/cm²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2.99

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 0.67 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume 1800.0 Kg/m³

Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	3.59
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.06 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	8.4
Fattore [Nc]	19.12
Fattore [Ng]	5.88
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.68 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0.93 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	3.51
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.02
Fattore profondità [Dg]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.83 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.02 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³

Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	6.33
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.98 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.1 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	4.78
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0

Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.94 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.08 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	3.59
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.06 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	8.4
Fattore [Nc]	19.12
Fattore [Ng]	5.88
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.68 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	0.93 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	3.51
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.02
Fattore profondità [Dg]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1.83 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.02 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	6.33
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	1.98 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.1 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1800.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	1900.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	30.0 °
Coesione	0.0 Kg/cm ²
=====	
Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	4.78
Fattore forma [Sc]	1.04
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.04
Fattore profondità [Dq]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.97
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.63
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	1.94 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1.08 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

=====

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi**

Pressione normale di progetto 0.56 Kg/cm²
Cedimento dopo T anni 15.0
Cedimento totale 0.35 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1.95	0	0	Schmertmann	0.24	0.11	0.35
2	3.9	0	0	Schmertmann	0	--	0
3	9.9	0	0	Schmertmann	0	--	0

ALLEGATO N° 3

Relazione sondaggio geofisico HVSR.

CENNI TEORICI SULLA TECNICA HVSR

La tecnica HVSR consiste nella misura passiva di rumore sismico ambientale (microtremori), ovvero di oscillazioni continue di piccola ampiezza originate dalla sovrapposizione di effetti generati sia da sorgenti naturali (perturbazioni meteorologiche a larga scala, vento, onde oceaniche,...) che da sorgenti antropiche (traffico, attività industriali,...), lungo tre assi ortogonali tra loro (N-S, E-W, U-D).

Le linee guida della tecnica per l'ottimizzazione del rilievo sono state illustrate dal progetto SESAME (Site EffectS assessment using Ambient Excitation).

Il risultato dell'indagine HVSR è un grafico frequenza–ampiezza del rapporto tra il moto delle particelle lungo le componenti orizzontali e il moto delle particelle lungo la componente verticale (H/V).

Ciascun picco non industriale nel grafico H/V corrisponde generalmente ad una variazione di impedenza acustica I tra due mezzi ($I=\rho v$, dove ρ è la densità del mezzo attraversato e v è la velocità di propagazione delle onde sismiche nello stesso). Generalmente, il picco HVSR di origine naturale è determinato da una depressione nello spettro di ampiezza della componente verticale rispetto alle componenti orizzontali; i picchi di natura industriale, invece, si presentano come picchi positivi, di diversa ampiezza, su tutte e tre le componenti.

Nell'esempio semplificato di un sistema omogeneo e isotropo a due strati, quando all'interfaccia tra i due mezzi il rapporto delle impedenze è significativo, si genera un picco sulla curva del rapporto spettrale H/V in corrispondenza della frequenza di risonanza del sito (f_0); tale frequenza dipende dalla profondità dell'interfaccia che genera il contrasto di impedenza (H) e dalla velocità media di propagazione delle onde di taglio (V_s) nello strato superficiale secondo la formula semplificata:

$$f_0 = V_s/4H$$

Da ciò ne consegue che, a parità di V_s dello strato più superficiale, maggiore è la frequenza del picco di risonanza del sito e minore è la profondità della discontinuità che lo genera all'interno del sottosuolo. Viceversa, l'assenza di picchi di risonanza significativi sulla curva del rapporto spettrale H/V, indica sostanziale omogeneità all'interno del sottosuolo; tale situazione si verifica o in siti su roccia o in siti in cui la velocità di propagazione delle onde di taglio aumenta gradualmente con la profondità, senza significative variazioni di impedenza all'interno dello stesso.

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le acquisizioni utili ad analizzare il rapporto spettrale H/V (HVSR) sono avvenute mediante sismografo triassiale denominato SR04HS Geobox, della ditta Sara Srl (Figura 1).



Figura 1: Strumentazione utilizzata per le misure di microtremore

ACQUISIZIONE DATI

La durata di acquisizione è stata di 20 minuti, con frequenza di campionamento pari a 100 Hz.



SOFTWARE DI ELABORAZIONE DATI

Per l'analisi dei dati HVSr si è adottato il software WinMASW Academy della ditta EliaSoft.

ELABORAZIONE DATI

L'elaborazione è stata condotta utilizzando i parametri riportati qui di seguito (Figura 2).

step#1 (optional) - decimate

64 Hz
new frequency
resample

step#2 - H/V computation

remove events
both Rad. & ...
clean axes

20 window length (s)
5 tapering (%)
5 amplitude threshold
3 HVSr threshold
20% spectral smoothing (triangular window)
2 detrending order
no equalization

Min. freq.: 0.5Hz
test removal

☒ Particle motion, all HVSrs, time lapse and video
☒ full output
compute

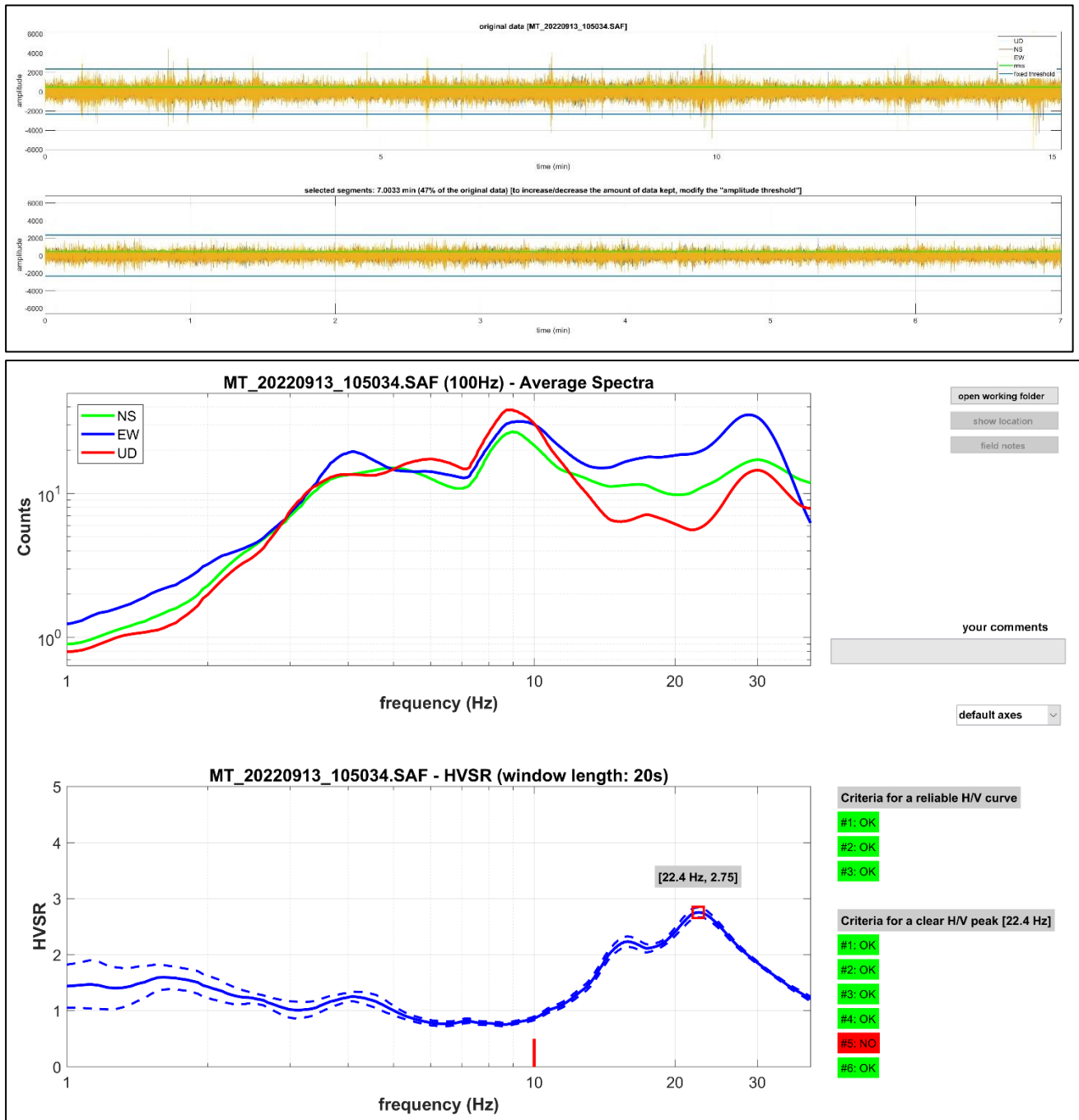
Figura 2: Parametri utilizzati nell'elaborazione

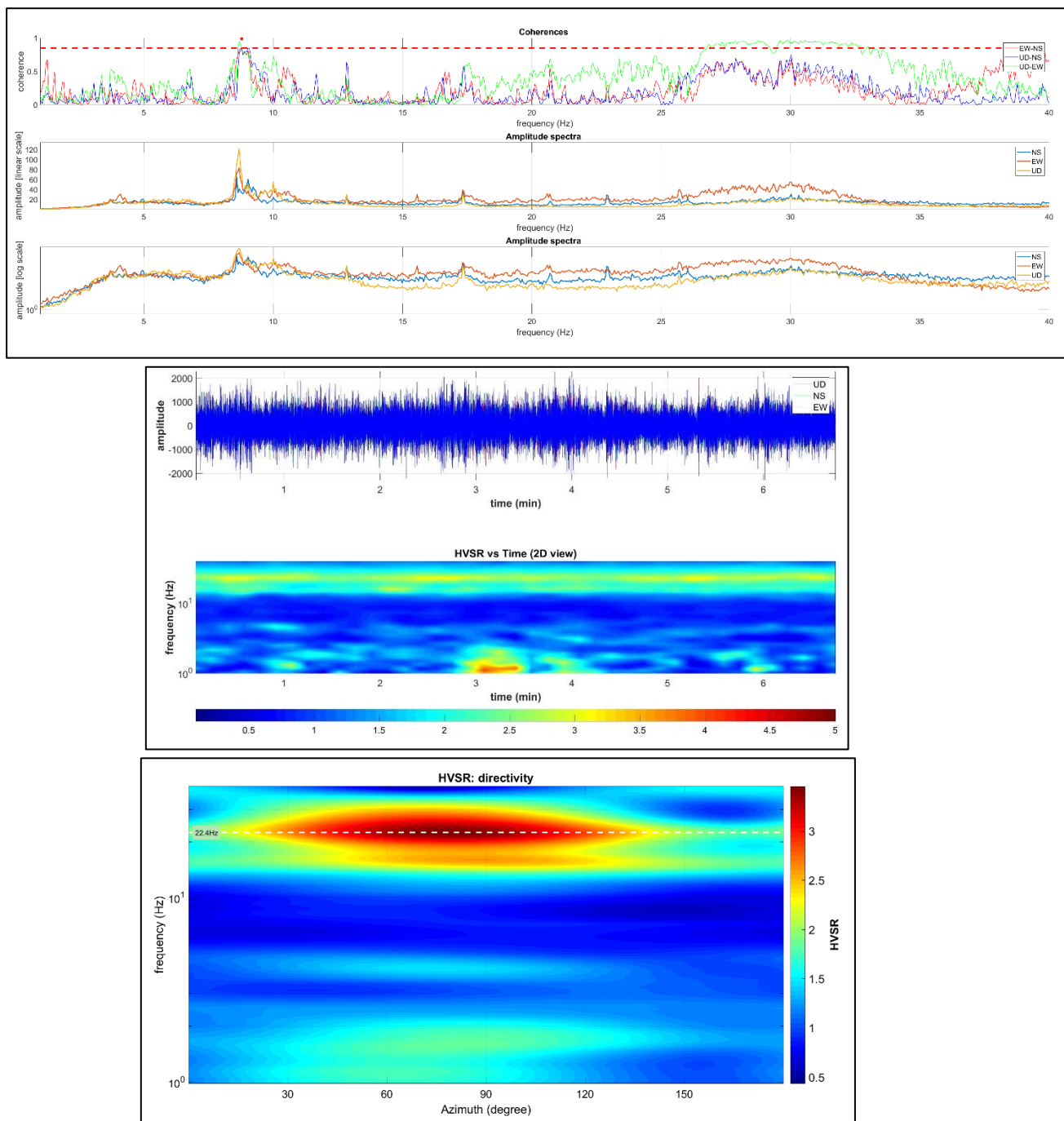
L'intervallo di analisi utilizzato è stato 1÷40 Hz.

Qui di seguito si riportano i grafici relativi alla misura effettuata che comprendono, nell'ordine:

- dati originali e soglie applicate per la rimozione di eventuali transienti;
- spettri singole componenti e rapporto spettrale H/V;

- funzioni di coerenza in funzione della frequenza e spettri di ampiezza in scala lineare e bilogarithmica;
- persistenza del segnale;
- direzionalità del segnale;

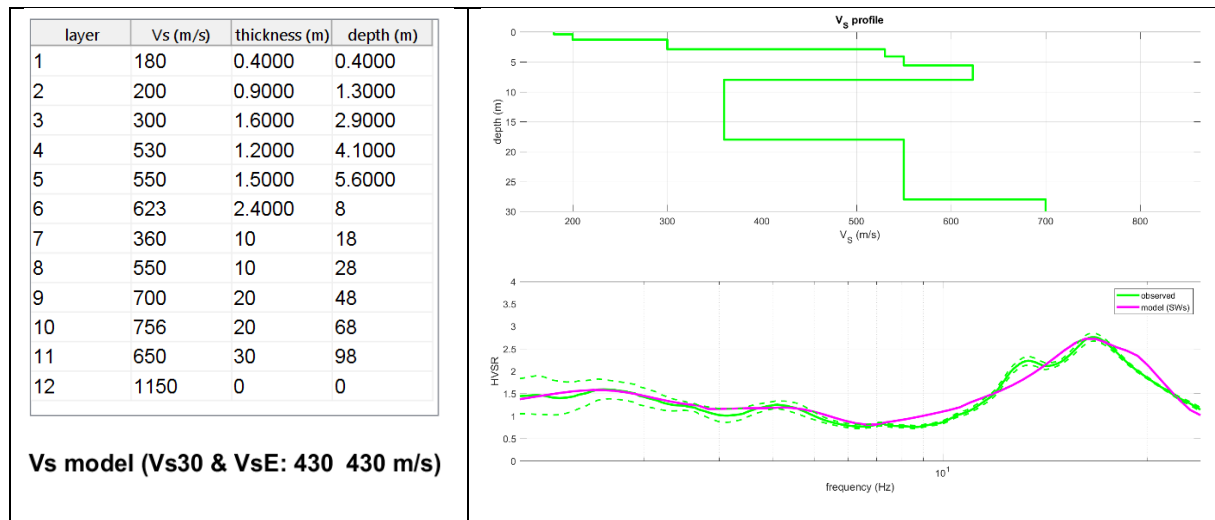




RISULTATI

La curva H/V evidenzia un chiaro ed evidente picco alla frequenza di 22,4 Hz, legato al contrasto di impedenza sismica esistente tra i depositi superficiali e il substrato marnoso-arenaceo sottostante. La modellazione del sottosuolo a partire dalla curva H/V ha avuto l'obiettivo di ottimizzare il misfit tra la curva sperimentale (in verde) e quella teorica (in fucsia). Sulla base di tale modellazione, il substrato roccioso calcareo ($V_s \geq 530$ m/s) è presente a partire da 2,9m di profondità dal piano campagna. L'ampiezza inferiore a 1 della curva H/V nell'intervallo di frequenze 5÷11 Hz è stata interpretata come un'inversione di velocità all'interno del complesso fliscioide ($V_s = 360$ m/s), legato ad una maggiore fratturazione dello stesso o ad una netta prevalenza della componente marnosa rispetto a quella arenacea e ubicata tra 8 e 18m di profondità dal piano campagna. Sulla base del modello proposto, la velocità equivalente è risultata essere pari a 430 m/s e pertanto si può classificare il sito come appartenente alla categoria B dei suoli fondazionali (*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), secondo le NTC 2018.



ALLEGATO N° 4

Parametri sismici sul sito considerato.

PREMESSA

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

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

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

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

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

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Nel caso specifico $V_N = 50$ anni.

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

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

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

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

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

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

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

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

1 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

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

Tabella 3.1- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

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

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

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

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

Poiché è $V_R = 50$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2- Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

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

2 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

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

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

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

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

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

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Tabella 4.1- Stralcio della tabella contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

ID	LON	LAT	T _R = 30			T _R = 50			T _R = 72			T _R = 101		
			a _g	F ₀	T* _c	a _g	F ₀	T* _c	a _g	F ₀	T* _c	a _g	F ₀	T* _c
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_V_R fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

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

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F₀, T_C^{*}) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre p₁, p₂ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno T_{R1}, T_{R2}.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

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

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F₀, T_C^{*}) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell'i-esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo vertice della suddetta maglia.

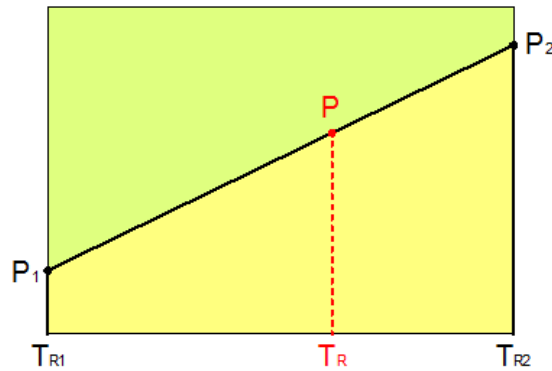


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

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

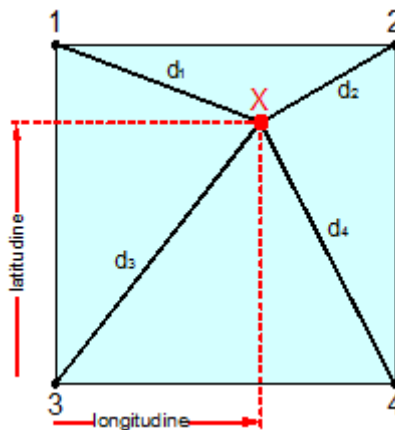


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

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

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

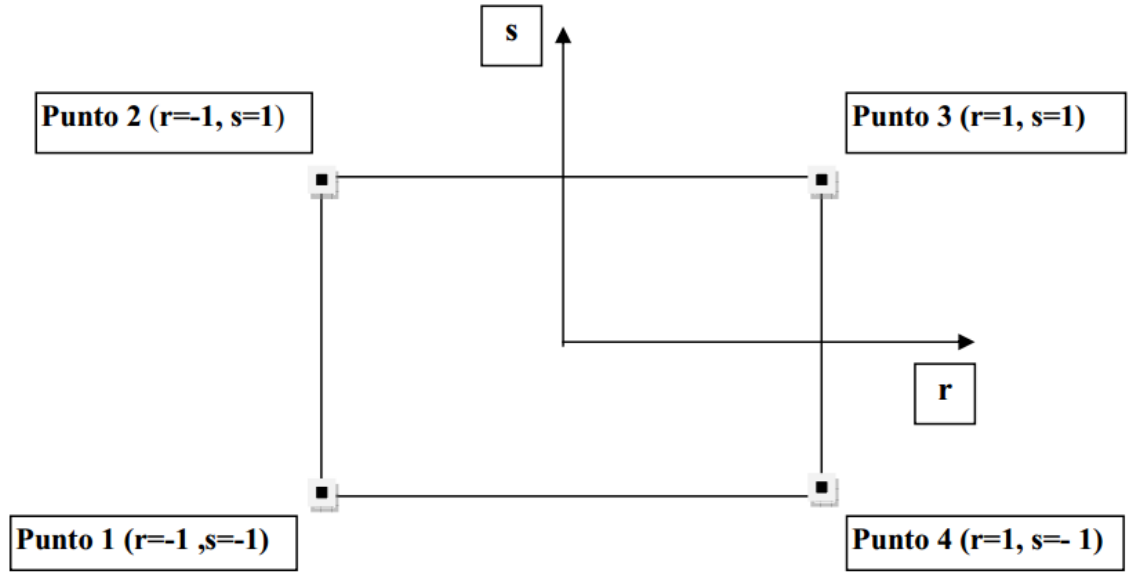


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Dove p rappresenta il parametro cercato.

3 Pericolosità sismica di sito

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

3.1 Coefficienti sismici

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

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

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

3.2 Stabilità dei pendii e fondazioni

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

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

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

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1- Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

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

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

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

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

3.3 Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

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

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

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

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

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

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

3.4 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

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

g accelerazione di gravità.

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

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

3.5 Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{\max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \quad (5.8)$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

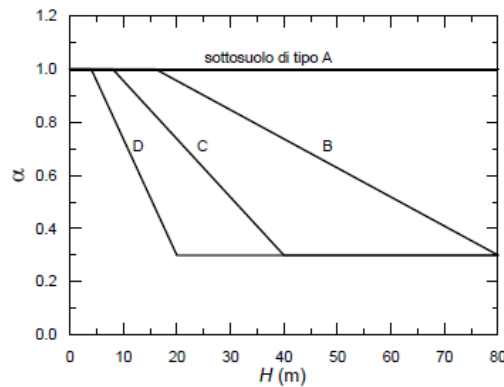


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{\max} / g$

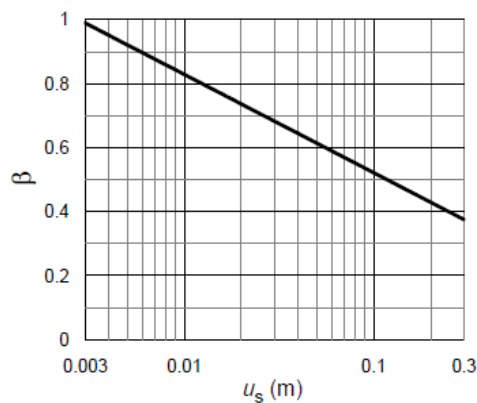


Figura 5.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

PERICOLOSITÀ SISMICA

Vita nominale (V_n): 50 [anni]
 Classe d'uso: II
 Coefficiente d'uso (C_u): 1
 Periodo di riferimento (V_r): 50 [anni]

Periodo di ritorno (T_r) SLO: 30 [anni]
 Periodo di ritorno (T_r) SLD: 50 [anni]
 Periodo di ritorno (T_r) SLV: 475 [anni]
 Periodo di ritorno (T_r) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45,6435089 [°]
 Longitudine (WGS84): 13,7777472 [°]
 Latitudine (ED50): 45,6443977 [°]
 Longitudine (ED50): 13,7787027 [°]

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

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	11881	45,634640	13,775200	1118,85
2	11882	45,634460	13,846560	5390,07
3	11660	45,684460	13,846840	6919,48
4	11659	45,684640	13,775430	4481,76

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

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,031	2,601	0,208
SLD	50	0,041	2,584	0,230
	72	0,048	2,610	0,250
	101	0,057	2,585	0,262
	140	0,067	2,536	0,273
	201	0,077	2,536	0,286
SLV	475	0,109	2,506	0,326
SLC	975	0,138	2,579	0,336
	2475	0,186	2,604	0,355

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,569	0,210
SLD	50	0,044	2,548	0,230
	72	0,054	2,551	0,245
	101	0,063	2,524	0,260
	140	0,074	2,541	0,266
	201	0,090	2,448	0,279
SLV	475	0,126	2,444	0,311
SLC	975	0,160	2,528	0,321
	2475	0,221	2,530	0,337

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,037	2,465	0,212
SLD	50	0,050	2,492	0,236
	72	0,061	2,507	0,254
	101	0,072	2,551	0,260
	140	0,087	2,443	0,269
	201	0,104	2,382	0,283
SLV	475	0,146	2,414	0,306
SLC	975	0,187	2,496	0,317
	2475	0,255	2,545	0,332

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,035	2,495	0,212
SLD	50	0,046	2,570	0,237
	72	0,057	2,523	0,253
	101	0,066	2,529	0,266
	140	0,077	2,538	0,274
	201	0,093	2,439	0,286
SLV	475	0,129	2,468	0,316
SLC	975	0,164	2,541	0,328
	2475	0,225	2,548	0,344

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,033	2,567	0,209
SLD	50	0,043	2,568	0,231
SLV	475	0,118	2,483	0,321
SLC	975	0,150	2,558	0,331

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

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

1,000

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica:

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

Muri di sostegno NTC 2008

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,009	0,034	0,043
kv	0,004	0,005	0,017	0,022
amax [m/s ²]	0,383	0,509	1,390	1,763
Beta	0,180	0,180	0,240	0,240

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,039	0,052	0,142	0,180
kv	0,020	0,026	0,071	0,090
amax [m/s ²]	0,383	0,509	1,390	1,763
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

Paratie NTC 2008

Altezza paratia (H):

3,0 [m]

Spostamento ammissibile us:

0,015 [m]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,025	0,034	0,092	0,117
kv	--	--	--	--
amax [m/s ²]	0,383	0,509	1,390	1,763
Beta	0,650	0,650	0,650	0,650

Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,010	0,034	0,043
kv	0,004	0,005	0,017	0,022
amax [m/s ²]	0,383	0,509	1,390	1,763
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

Muri di sostegno NTC 2018

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0,024	0,054	--
kv	--	0,012	0,027	--
amax [m/s ²]	0,383	0,509	1,390	1,763
Beta	--	0,470	0,380	--

Fronti di scavo e rilevati

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0,024	0,054	--
kv	--	0,012	0,027	--
amax [m/s ²]	0,383	0,509	1,390	1,763
Beta	--	0,470	0,380	--

Paratie NTC 2018

Altezza paratia (H):

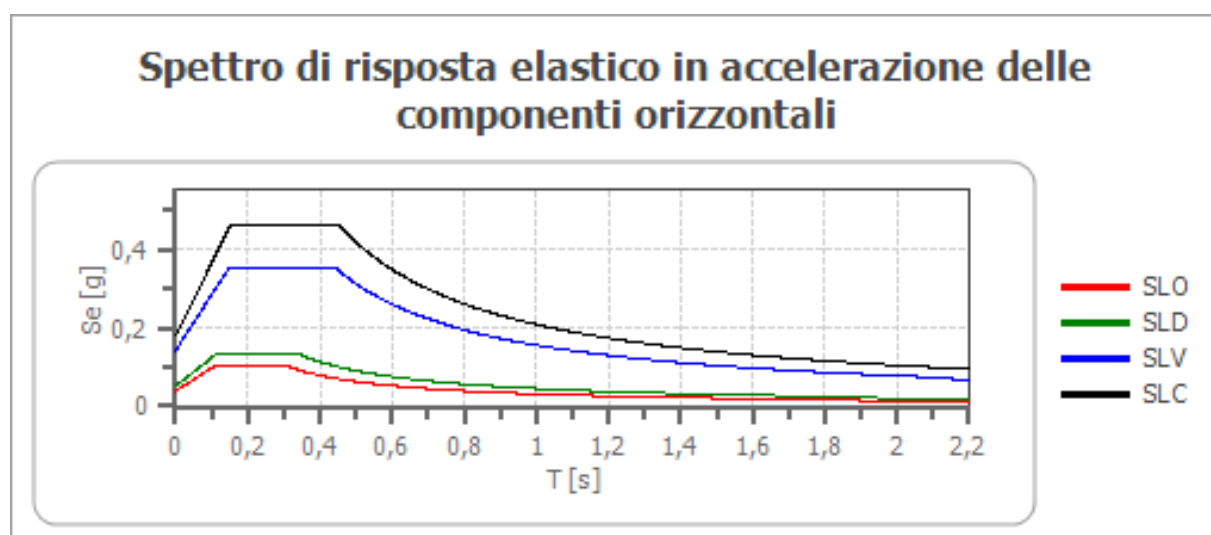
3,0 [m]

Spostamento ammissibile us:

0,015 [m]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,030	0,040	0,110	0,139
kv	--	--	--	--
amax [m/s ²]	0,383	0,509	1,390	1,763
Beta	0,776	0,776	0,776	0,776

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,0	0,03 3	2,56 7	0,20 9	1,20 0	1,50 0	1,00 0	1,20 0	1,00 0	0,10 5	0,31 4	1,73 0	0,03 9	0,10 0
SLD	1,0	0,04 3	2,56 8	0,23 1	1,20 0	1,47 0	1,00 0	1,20 0	1,00 0	0,11 3	0,34 0	1,77 3	0,05 2	0,13 3
SLV	1,0	0,11 8	2,48 3	0,32 1	1,20 0	1,38 0	1,00 0	1,20 0	1,00 0	0,14 8	0,44 3	2,07 3	0,14 2	0,35 2
SLC	1,0	0,15 0	2,55 8	0,33 1	1,20 0	1,37 0	1,00 0	1,20 0	1,00 0	0,15 1	0,45 4	2,19 9	0,18 0	0,46 0

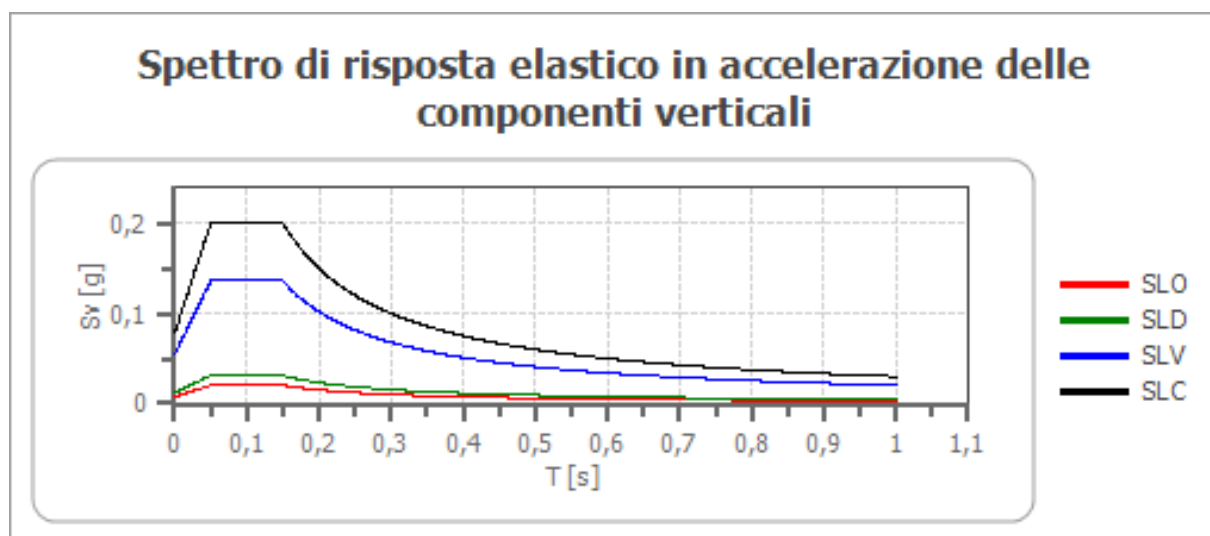
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

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

1,000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,0	0,03 3	2,56 7	0,20 9	1	1,50 0	1,00 0	1,00 0	1,00 0	0,05 0	0,15 0	1,00 0	0,00 8	0,02 0
SLD	1,0	0,04 3	2,56 8	0,23 1	1	1,47 0	1,00 0	1,00 0	1,00 0	0,05 0	0,15 0	1,00 0	0,01 2	0,03 1
SLV	1,0	0,11 8	2,48 3	0,32 1	1	1,38 0	1,00 0	1,00 0	1,00 0	0,05 0	0,15 0	1,00 0	0,05 5	0,13 6
SLC	1,0	0,15 0	2,55 8	0,33 1	1	1,37 0	1,00 0	1,00 0	1,00 0	0,05 0	0,15 0	1,00 0	0,07 8	0,20 0

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q :

1,50

Fattore di struttura spettro verticale q :

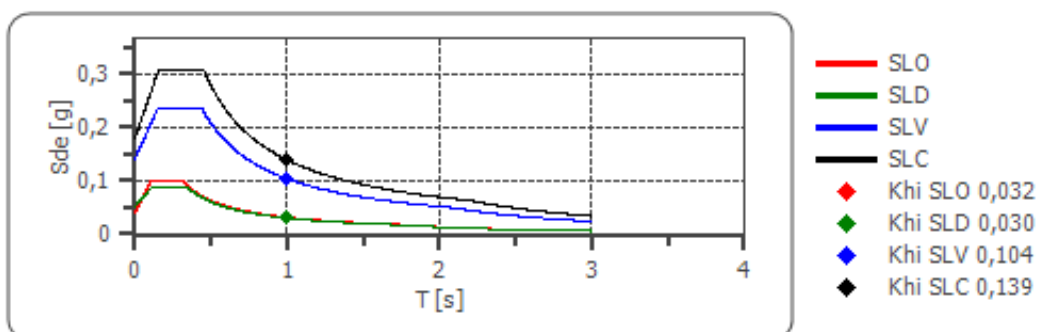
1,50

Periodo fondamentale T :

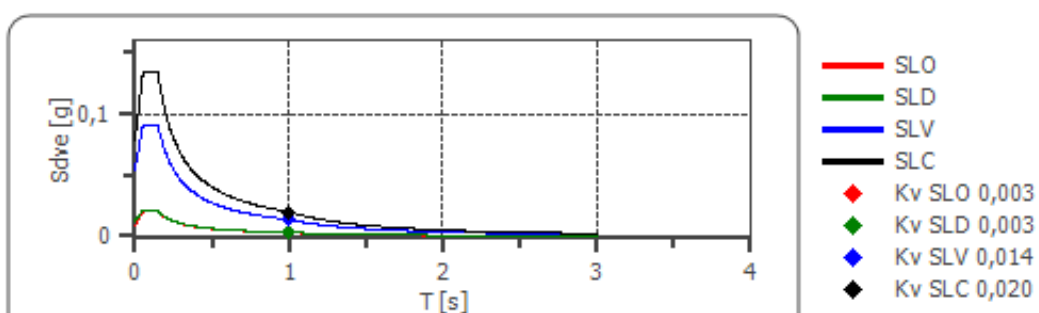
1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,032	0,030	0,104	0,139
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0,003	0,003	0,014	0,020

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLO orizz ntale	1,0	0,033	2,567	0,209	1,200	1,500	1,000	1,200	1,000	0,105	0,314	1,730	0,039	0,100
SLO vertic ale	1,0	0,033	2,567	0,209	1,200	1,500	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,008	0,020
SLD orizz ntale	1,0	0,043	2,568	0,231	1,200	1,470	1,000	1,200	1,500	0,113	0,340	1,773	0,052	0,089
SLD vertic ale	1,0	0,043	2,568	0,231	1,200	1,470	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,012	0,021
SLV orizz ntale	1,0	0,118	2,483	0,321	1,200	1,380	1,000	1,200	1,500	0,148	0,443	2,073	0,142	0,235
SLV vertic ale	1,0	0,118	2,483	0,321	1,200	1,380	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,055	0,091
SLC orizz ntale	1,0	0,150	2,558	0,331	1,200	1,370	1,000	1,200	1,500	0,151	0,454	2,199	0,180	0,307
SLC vertic ale	1,0	0,150	2,558	0,331	1,200	1,370	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,078	0,133

